



AFORADOR DE CANALES
CON GARGANTA
CONTROLADA

SECRETARÍA DE
MEDIO AMBIENTE Y
RECURSOS NATURALES



Aforador de canales con garganta controlada

Informe final: HC1008.1

SUBCOORDINACIÓN DE OBRAS Y EQUIPOS HIDRÁULICOS
COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA

Arroyo Correa Víctor Manuel
García Villanueva Nahún Hamed
Millán Barrera Cecilia
Robles López Isidro

1.- ANTECEDENTES	(4)
1.1- Geometría	
1.2.- Ubicación	
1.3.- Operación Hidráulica	
1.4.- Límite modular o sumergencia	
1.5.- Ventajas	
2.- HIDRÁULICA DE AFORADORES	(15)
3.- DISEÑO DEL AFORADOR PARA LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES	(30)
4.- PRUEBAS EN LABORATORIO y MODELACIÓN NUMÉRICA	(32)
5.- RESULTADOS Y RECOMENDACIONES	(46)
6.- BIBLIOGRAFÍA	(47)
ANEXO 1	(48)
ANEXO FOTOGRAFICO	(58)

JUSTIFICACIÓN

Medir bien el agua trae consigo beneficios como: aumenta la confianza de los usuarios, apoya objetivamente las decisiones de mejora, aumenta la eficiencia en el uso del recurso, y facilita la comparación en caso de controversia. Por ello la medición no debe verse como la obtención de un número sino la determinación de un componente básico para el análisis integral sobre el uso eficiente del agua.

En sistemas de riego y en forma particular en canales abiertos es prioritario contar con sistemas fijos de medición, ya que con ello se asegura una medición continua sobre la cantidad de agua que transita sobre su sección de medición. La medición del agua a superficie libre siempre es más compleja debido a la variabilidad que presenta el nivel de la superficie, esto se complica aún más cuando hay estructuras de control sobre los canales que alteran las condiciones de flujo.

Cuando se selecciona un sistema de medición siempre se debe considerar que la medición se realice sobre el mayor rango de gastos que se mueven por la sección de medición. Es prioritario asegurar esto de acuerdo al método de selección más conveniente. Algunos de los métodos más adecuados para medir el gasto para flujos a superficie libre es el método de área velocidad, o establecer a través de estructuras aforadoras puntos de control.

Dentro de las estructuras aforadoras para canales de gran capacidad el aforador de garganta larga es sin duda la más adecuada siempre y cuando el canal mismo tenga suficiente bordo libre para que en él quede alojado la sobre elevación que experimenta la superficie libre del agua. Otro parámetro importante que hay que cuidar es que el régimen de flujo sea modular o libre (flujo sobre una estructura cuando el nivel aguas arriba es independiente del nivel aguas abajo) el cual queda definido a través del límite modular (relación de sumergencia en la cual el nivel aguas arriba comienza a ser afectado por el nivel aguas abajo). Por lo tanto este límite modular a veces es sobre pasado debido a la presencia de estructuras de control, lo que origina que el aforador esté en condiciones de ahogamiento.

Un aforador de garganta larga se diseña a través de la teoría hidráulica para ello se considera que en la estructura aforadora se establece una sección de control, por lo tanto se puede establecer una relación única entre el gasto y la carga sobre la cresta del aforador medida aguas arriba. Esta relación será válida siempre y cuando el flujo sea modular. Cuando el flujo no es modular esta ecuación debe de afectarse a través de un coeficiente “de ahogamiento” el cual depende de la geometría del aforador así como el límite modular y la relación de sumergencia.

En este informe se detalla un estudio llevado a cabo en el canal de pendiente variable del laboratorio de Hidráulica “Enzo Levi” del IMTA. El objetivo general es el diseño electrofluídico, instalación y validación experimental de un aforador de garganta controlada para garantizar régimen crítico, evitar el ahogamiento y automatizar la medición del caudal en canales. Sin embargo esta primera etapa se realiza un análisis hidráulico y se lleva a cabo una primera propuesta

1.- ANTECEDENTES

Debido a las crecientes necesidades de la agricultura, el aprovechamiento del agua en los sistemas de distribución debe hacerse en forma eficiente, evitando desperdicios y buscando siempre la productividad máxima del agua aplicada.

En cualquier sistema la evaluación general de la problemática del uso y administración del agua de riego sólo puede lograrse mediante la medición de gastos. Esta acción debe ser la primera en una estrategia encaminada a alcanzar un mejoramiento en el aprovechamiento del recurso.

Con la medición del agua puede controlarse adecuadamente la red de canales, se hace posible brindar a los usuarios el agua requerida por los cultivos en la cantidad necesaria, sin déficit ni exceso y, finalmente es indispensable para poner en práctica cualquier programa de uso eficiente del agua.

Existen diversos tipos de estructuras que pueden usarse para el aforo como los vertedores de pared delgada, aforadores Parshall y compuertas entre otras. Un tipo de aforadores que han resultado muy útiles en sistemas de riego son los de garganta larga (AGL). Se trata de estructuras de sencilla geometría, de amplio campo de aplicación, de buen funcionamiento hidráulico, que provocan pocas pérdidas de energía y que pueden ser calibrados con gran precisión analíticamente.

La mayoría de éstas estructuras constan de un tramo convergente, en donde el agua, que llega en régimen subcrítico, se acelera y conduce hacia una contracción o garganta, en la que alcanza una velocidad supercrítica, a partir de la cual esta velocidad se va reduciendo gradualmente, hasta llegar, de nuevo, a un régimen subcrítico, en el que se recupera la energía potencial.

Aguas arriba de la obra existe un canal de aproximación, que es necesario para que se produzca un régimen laminar, de modo que la superficie del agua se mantenga estable y así poder medir su altura con exactitud. Aguas abajo del medidor hay un canal de salida (también llamado canal de cola) de suma importancia para el diseño de la obra. **Los**

diferentes niveles que se tengan en este canal será lo que determine la altura del resalto en el estrangulamiento [Bos et al., 1986].

Entre los años 1970-1990, se desarrolló la teoría de los aforadores de garganta larga [Bos et al., 1986] y se popularizó su diseño y aplicación. En México, en el año 2001 se renueva el esfuerzo para mejorar la medición del agua en canales, se diseñan AGL con apoyo en un sistema de cálculos hidráulicos [Ramírez-Luna y Olvera-Aranzolo, 2000], que identifica la influencia de la infraestructura aguas abajo sobre el aforador de garganta larga y la analiza para determinar si éste último no constituye un obstáculo al flujo, reduciendo la capacidad de conducción del canal. La instrumentación de la carga para determinar el gasto y volumen se llevó a cabo con equipo ultrasónico de tipo radar.

Para hacer el diseño y el análisis hidráulico de estos aforadores, existe un software de distribución gratuita por la *USBR* de los Estados Unidos de Norteamérica. Este sistema tiene el nombre Winflume32® [Whal et al., 1998, 2005] y se usa para el diseño y análisis hidráulico de aforadores de garganta larga (<http://www.usbr.gov/pmts/hydraulicslab/winflume>). Su uso requiere de una experiencia en hidráulica por parte del diseñador, para tomar en cuenta la interacción con la infraestructura en el tramo de canal. Sin embargo, las ventajas del uso del sistema es que permite diseñar aforadores de garganta larga fijos o móviles para diferente material de construcción, según criterios de diseño que toman en cuenta la velocidad de llegada (número de Froude), el desbordamiento del canal (protección a bordo libre), protección al ahogamiento y error esperado a gastos máximos y mínimos.

1.1.- Geometría

Los AGL son estructuras cuyo único uso es la medición y/o el control de caudales. La estructura produce las condiciones de flujo crítico mediante el estrechamiento de las paredes del canal o la elevación de la plantilla o ambos, en una sección transversal o en un tramo del canal o garganta del aforador (Figura 1). De esta forma y con la teoría de flujo crítico, existe una relación única entre el nivel del agua medido aguas arriba de la garganta del aforador y el gasto.

Los vertedores de pared gruesa son un caso particular de aforador de garganta larga, en los que se tiene una contracción sólo en el fondo del canal.

Otra condición para que el aforador sea de garganta larga es que éste tenga una longitud mínima para evitar curvaturas fuertes en el perfil hidráulico del flujo y en las líneas de corriente.

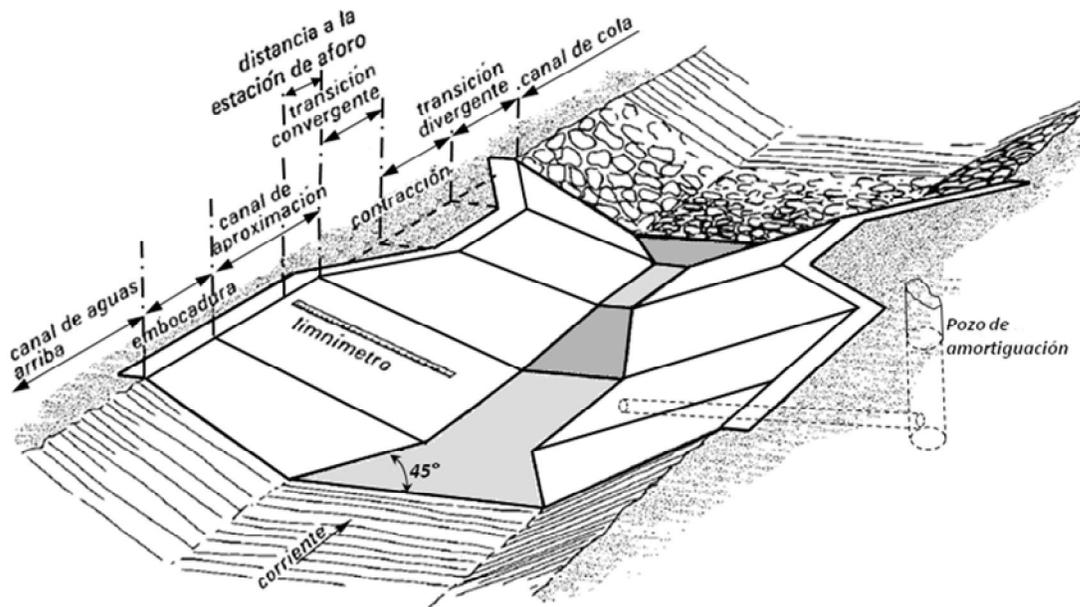


Figura 1. Geometría general de los aforadores.

Para que las líneas de flujo sean prácticamente paralelas en la garganta, el aforador no debe tener contracciones bruscas. Así, el efecto de la curvatura en las líneas de corriente y en las pérdidas de carga será insignificante, y será posible calcular el flujo a través del aforador sin tomar en cuenta los efectos de estas curvaturas y sin incurrir en errores significativos.

Hay varios tipos de aforadores de garganta larga. Tomando en cuenta su geometría se pueden dividir en trapezoidales, rectangulares, triangulares y las combinaciones de los anteriores en el canal de aproximación y la garganta.

Es importante que el aforador cuente con una transición del canal de aproximación a la garganta; de otro modo podrían provocarse fuertes pérdidas de carga, además de curvaturas en las líneas de corriente del flujo que impiden el análisis y, por ende, dificultad en el diseño.

La transición de salida también desempeña un papel importante en el funcionamiento de las estructuras, por lo que es conveniente hacer un diseño cuidadoso de las mismas. Es en la salida donde se presentan las mayores pérdidas de carga; aquí el flujo pasa de un estado crítico a uno subcrítico. De una transición de salida adecuada depende que la pérdida de energía sea mínima.

Los aforadores de garganta larga cuentan con varios componentes para su buen funcionamiento, entre los más importantes se tienen los siguientes (Figura 2):

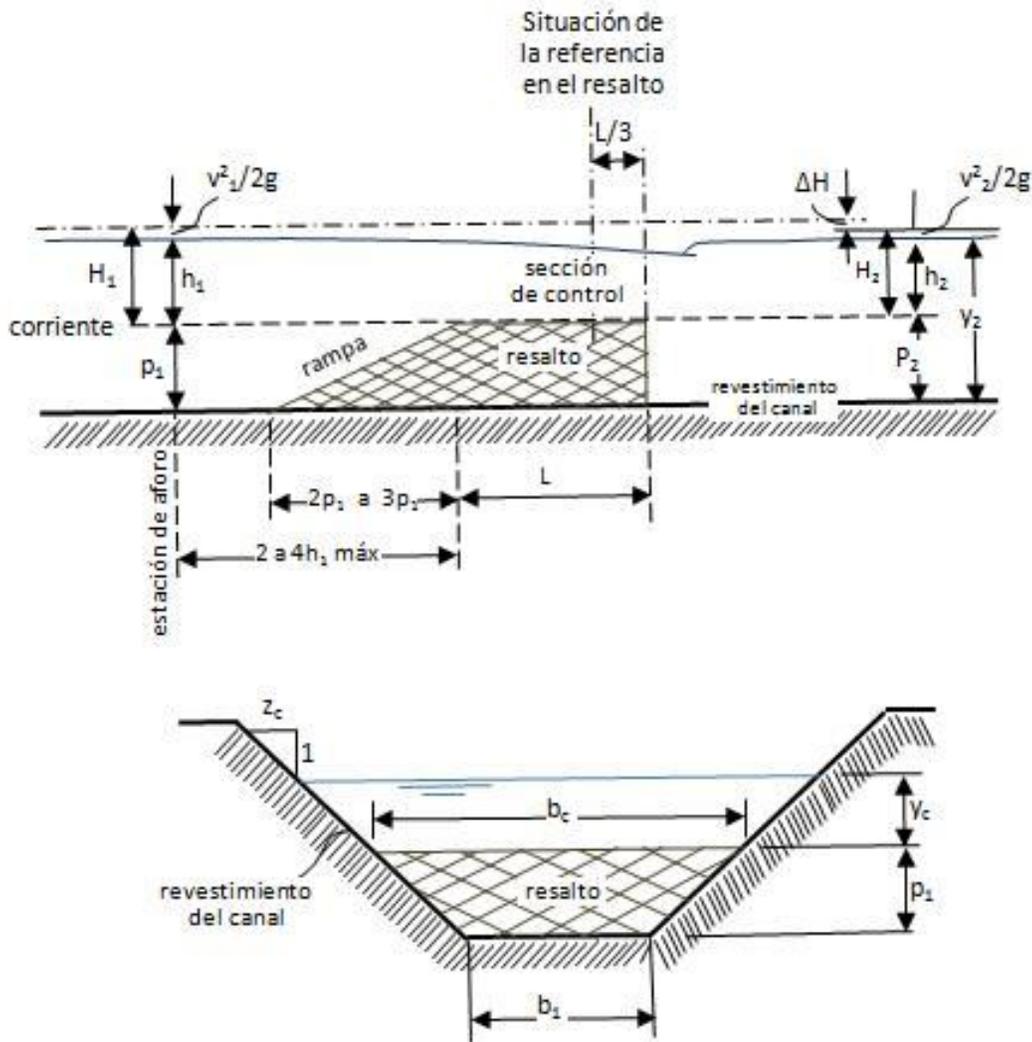


Figura 2. Componentes del aforador de garganta larga.

a) Canal de aproximación

Es la parte del aforador que se encuentra entre la sección de medición y el inicio del tramo convergente. Esta sección es necesaria para el desarrollo de las condiciones uniformes y simétricas del flujo, además de generar una superficie libre del agua estable para poder medir la altura del agua en forma exacta.

b) Transición convergente

Esta sección conecta al canal de aproximación con la sección de control de la estructura. La sección convergente está formada por contracciones laterales y rampa de entrada. Las contracciones laterales pueden ser rectas o redondeadas. En transición convergente el flujo subcrítico debe acelerarse gradualmente hacia la sección de control, sin que se presenten discontinuidades o separación de flujo, obteniéndose así, líneas de flujo prácticamente paralelas.

c) Sección de control, cresta, resalto o garganta.

Es la región en la cual el flujo tiene condiciones críticas. Generalmente, este elemento se conoce como sección de control; sin embargo, algunas veces también se le denomina como cresta o garganta del aforador. La sección de control debe ser horizontal en la dirección del flujo, pero en la dirección perpendicular puede usarse cualquier forma.

d) Transición divergente.

La transición divergente es la sección por la cual sale un flujo supercrítico, reduce su velocidad disipando total o parcialmente su energía. Si es necesario disipar dicha energía, la pendiente promedio de la rampa de salida es de aproximadamente de 6 a 1. Se puede tener una transición abrupta y puede no contar con rampa de salida.

e) Estación de aforo o de medición

La estación de medición se encuentra localizada en el canal de aproximación y corresponde a una zona en la que se puede medir la diferencia de elevaciones entre el nivel de agua del canal de aproximación y el nivel del agua sobre la cresta del aforador.

f) Pocillo o pozo de amortiguación.

Este componente se utiliza principalmente para facilitar el registro exacto del nivel del agua, en el punto de aforo en el cual la superficie libre del agua del canal está agitada por remolinos u oleaje y en el se instala una regleta, limnómetro o el sensor de nivel automático que se empleará para la obtención de datos de carga, para calcular el caudal que pasa por el aforador de garganta larga.

g) Canal de cola o salida

El canal de salida, como su nombre lo indica, se encuentra aguas abajo del aforador. Dentro del canal de salida el nivel del agua es función de la operación del canal, del gasto y de las características hidráulicas aguas abajo del canal y de las estructuras de control. El rango de niveles de agua en esta sección del canal tiene fundamental importancia en el diseño del aforador ya que determina la elevación y el tamaño de la sección de control que se requieren para mantener las condiciones de régimen modular en el aforador.

1.2.- Ubicación

La adecuada ubicación del aforador es importante desde el punto de vista de precisión y facilidad de operación [*Water Measurement Manual*, USBR, 2001]. Por conveniencia, el aforador deberá ser fácilmente accesible en vehículo para propósitos de instalación y mantenimiento. Todas las estructuras de medición o regulación del flujo deberán ubicarse en un tramo de canal donde sea factible medir con exactitud el valor de h_1 y en donde pueda producirse una pérdida de carga suficiente para obtener una relación única entre Q y h_1 .

El reconocimiento de un canal, para encontrar un emplazamiento idóneo para la instalación de un AGL, debe también suministrar información sobre algunos otros factores que habrán de influir en el comportamiento de la obra y que son los siguientes:

1. Aguas arriba del posible emplazamiento, el canal debe ser recto y poseer una sección transversal razonablemente uniforme, en una longitud aproximadamente igual a diez veces la anchura media.
2. El tramo del canal debe tener un pendiente constante en el fondo. La deposición de sedimentos que pueden ser arrastrados a la estación modifican la velocidad de aproximación del agua hacia el aforador, pudiendo llegar a enterrarlo, e incluso a socavar, por erosión, los cimientos de la obra.
3. El nivel del agua en el canal debe determinarse directamente, tanto si se puede predecir según su gasto, como si sufre la influencia de otros canales, con los que confluyen aguas abajo, o si le afectan las maniobras de las compuertas, o las operaciones en el embalse, etc. De los niveles de agua en el canal depende, en gran parte, la altura del resalto necesaria para lograr un régimen modular.
4. Basándose en los niveles de agua del canal y en la altura de resalto necesaria, en combinación con la relación de Q con respecto a h_1 de la obra de aforo, deberá estudiarse la posibilidad de inundación de los terrenos circundantes de aguas arriba.
5. Para lograr una superficie del agua suficientemente suave, en toda la gama de gastos predecibles, en la que se pueda medir exactamente su altura, el número de Froude, Fr_1 , no debe ser superior a 0,5, en una distancia de, al menos, 30 veces h_1 , aguas arriba del aforador. Siempre que sea posible se debe reducir el número de Froude a 0,2.

6. Condiciones del subsuelo: las filtraciones en torno y por debajo del lugar de la obra de aforo, debidas a las pérdidas de carga de la misma, deben suprimirse. Así mismo, debe asegurarse una cimentación estable, sin que se produzca un asentamiento significativo del terreno.

7. Para evitarse la sedimentación de aguas arriba de la obra debe disponerse de suficiente altura de carga en el tramo del canal elegido.

Estos vertedores no deberán colocarse cerca de las secciones con flujo turbulento, agitado o con ondas u olas ya que estas condiciones del flujo aguas arriba del dispositivo pueden causar grandes errores en la medición de la descarga. En general, el flujo de aproximación deberá ser tranquilo, o sea, definiendo tranquilo como un flujo completamente desarrollado en un canal largo y recto, con pendiente suave y libre de curvas y ondulaciones.

Para poder medir un gasto con exactitud es necesario conocer la verdadera altura de la carga, aguas arriba del medidor, referida al nivel del resalto. De hecho la importancia de la medida de la carga es tal que, con frecuencia, el éxito o fracaso de una obra de medición depende enteramente de la eficacia de la escala o del registrador limnimétrico que se utilice.

El nivel de referencia del resalto se toma en la sección de control, que se encuentra, bien sobre la propia cresta del vertedero o bien a una distancia de aproximadamente, $L/3$ del borde inferior del resalto (Figura 2), en la garganta del aforador. Como se mencionó anteriormente, el plano superior del umbral de la garganta debe ser perfectamente horizontal en la dirección del flujo. En el caso de que este plano tenga pequeñas ondulaciones, se recomienda tomar como verdadero nivel de referencia del resalto, el nivel medio de la sección de control, en lugar del nivel medio de toda la cara. La escala para la medida de la altura de la carga, deberá colocarse suficientemente distante, aguas arriba, de la obra de aforo, como para que caiga fuera de la zona de descenso de la superficie del agua, si bien lo bastante cerca de dicha obra como para que entre ambos sea despreciable la pérdida de energía. Esto supone que deberá situarse a una distancia del borde anterior del resalto de entre dos y tres veces el valor de H_{1max} , o como mínimo a una distancia igual a H_{1max} del comienzo de la contracción, tomándose la mayor de éstas dos distancias.

El nivel del agua en la estación de aforo puede medirse con una escala graduada, vertical o inclinada. Cuando se precisa una evaluación continua es necesario disponer de un dispositivo de registro automático. Con independencia del tipo de dispositivo que se utilice para medir la altura de carga, debe instalarse éste siempre a un lado del canal de

aproximación, con el fin de que no interfiera la manera de acercarse la corriente al aforador.

1.3.- Operación hidráulica.

El funcionamiento de los aforadores de garganta larga se basa en la presencia de flujo crítico en la desembocadura de la garganta. En este caso se cumple la siguiente ecuación

$$Q = \sqrt{\frac{gA^3}{\alpha T}} \quad \dots(1)$$

Dónde:

Q = Gasto que pasa por el aforador.

g = Aceleración de la gravedad.

A = Área hidráulica de la sección de la garganta.

α = Coeficiente de corrección por distribución de velocidad.

T = Ancho de la superficie libre del agua.

Esta ecuación establece el estado que se presenta en el flujo crítico en la desembocadura de la garganta del aforador. El flujo debe ser acelerado en la transición de entrada y desacelerado en la salida, para lo cual se requiere contar con ciertas condiciones geométricas que garanticen que se presenta el flujo crítico y además eviten que este se “ahogue” a la salida de la garganta.

Con el objeto de que el aforador funcione correctamente, esto es, para que tenga una relación única entre el tirante a la entrada y el caudal correspondiente, se debe presentar un tirante crítico en la sección de control. Ello se cumple siempre que la carga total de energía a la salida sea menor que el tirante crítico en la garganta.

1.4.- Límite modular o sumergencia.

El aforador de garganta larga puede tolerar grandes tirantes sin que sean afectadas las condiciones de flujo en la sección crítica. El agua que se encuentra aguas abajo de la estructura produce un efecto de frenado en el agua que pasa sobre el aforador. Resulta evidente que en la medida en que el nivel de aguas abajo H_2 se eleva, el gasto que pasa sobre el aforador se verá afectado en mayor grado.

Se llama sumergencia a la relación entre la carga H_2 que tiene el flujo inmediatamente aguas abajo del aforador y la carga H_1 que se presenta justo aguas arriba del mismo. Para valores bajos de la relación H_2/H_1 ; o sea, para valores menores que la unidad, el aforador no se ahoga y por consecuencia el valor de H_2 no influye en la relación entre el tirante aguas arriba (h_1) y el gasto que circula por el aforador. Bajo estas condiciones se dice que se tiene régimen modular (o flujo libre) en el aforador como se muestra en la Figura 3.

En términos de carga, para obtener una relación única entre la altura de carga a la entrada de un aforador y el gasto correspondiente, la profundidad del agua en la sección de control debe ser crítica. Esto se cumplirá siempre que la carga total de energía a la salida de la instalación, H_2 sea menor que la profundidad crítica, y_c , en la sección de control. En este caso si la pérdida de carga disponible ($H_1 - H_2$) es mayor que $H_1 - y_c$, no es necesario transformar la energía cinética en la sección de control, $v_c^2/2g$, en energía potencial, aguas abajo de la transición (h_2). Es decir no se necesita una transición gradual entre el estrechamiento y el canal de salida.

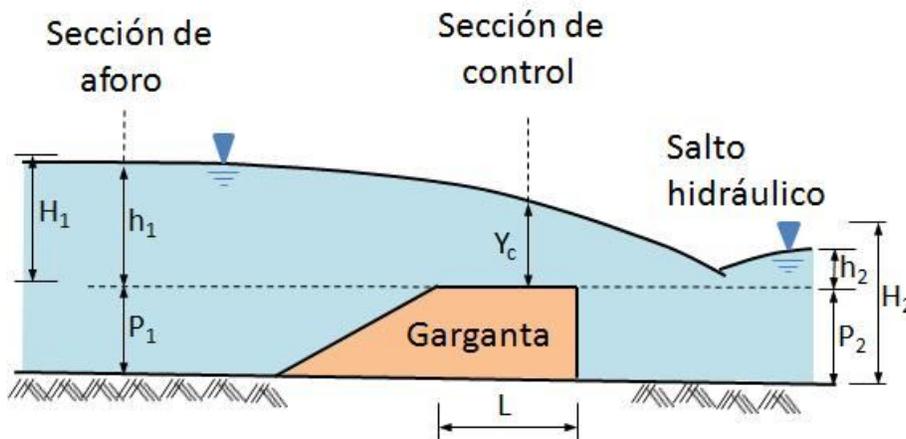


Figura 3. Diseño sin ahogamiento

Por el contrario cuando la relación de sumergencia H_2/H_1 es mayor que la unidad, el flujo en la garganta se ahoga y no se presenta el régimen crítico, de modo que el gasto que pasa por el aforador se ve influenciado por el valor de H_2 y por consecuencia no hay una relación única entre el tirante aguas arriba del aforador, h_1 , y el gasto (Q) que pasa por él. Bajo estas condiciones se dice que el régimen no es modular como se muestra en la Figura 4.

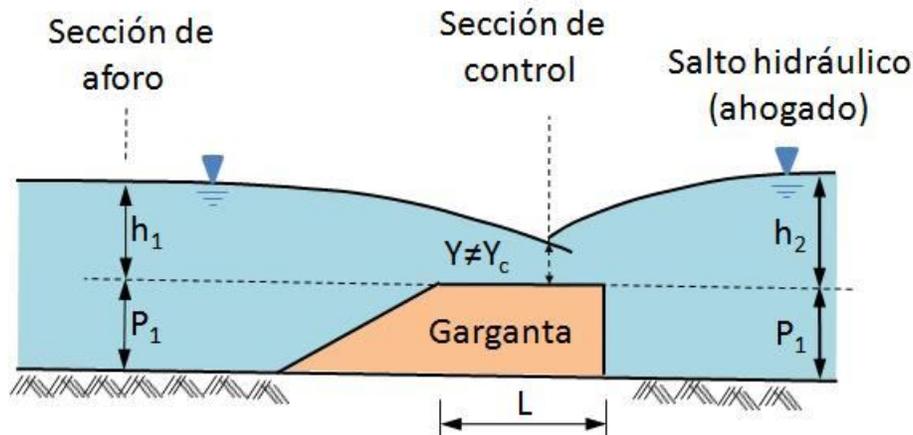


Figura 4. Diseño con ahogamiento.

La relación de sumergencia para que el régimen modular pase a ser no modular se denomina límite modular.

Límite modular, ML , se define como [Bos *et Al.*, 1986] la relación entre las cargas de salida (H_2) y entrada (H_1), ambas referidas al resalto, cuando el nivel del agua a la salida del aforador comienza a afectar a la descarga, $ML = H_2/H_1$. La carga total referida al resalto es $H_1 = h_1 + v_1^2/2g$, donde h_1 es la carga referida al resalto (es decir, la profundidad del agua menos la altura del resalto), v_1 = velocidad media en el canal de aproximación y g es la aceleración de la gravedad.

El límite modular debe calcularse para cada conjunto de gasto-tirante y, asimismo, se debe revisar si el tirante en el canal de salida no sobrepasa el valor marcado por el límite modular. Para salvaguardar el valor marcado por el límite modular, en muchos casos es necesario elevar la garganta del aforador, o sea, poner un escalón para provocar un remanso que aumente la energía potencial (carga H_1) antes de entrar al aforador y lograr así, por lo menos, la pérdida de carga que marca este límite.

En tal caso se recomienda revisar que el canal tenga la capacidad de conducir el gasto máximo sin desbordarse. El diseño de la estructura de aforo implica minimizar la pérdida de carga; para esto se recomienda mantener los tirantes, que se marcan como máximos en el límite modular, lo más cerca posible de los tirantes que se dan en forma real en el canal de salida. Así se logra una pérdida de carga mínima y se garantiza el buen funcionamiento del aforador.

Es importante hacer notar que si el nivel a la salida del aforador es menor que el registrado con el tirante crítico que se presenta dentro de la garganta, entonces no será necesario construir una transición de salida.

Por otro lado, si se tiene suficiente desnivel como para absorber sin problemas la energía cinética del flujo aguas abajo de la cresta del aforador, por ejemplo una caída inmediatamente aguas abajo de la estructura, en estos casos normalmente resultará que el nivel de los tirantes que satisfacen el límite modular estará muy por encima de los que correspondan al canal de salida, Esto implica que la condición impuesta por el límite modular está más que asegurada; sin embargo, bajo estas condiciones puede llegar a ser necesario colocar alguna estructura disipadora de energía. En casos así es fácil inferir que no es necesario elevar la garganta para mantener un flujo modular o generar un remanso para ganar carga, tal vez, la garganta pueda ponerse incluso al nivel de la plantilla, lo que daría como resultado una curva de desagüe. Bajo dichas condiciones el flujo modular está prácticamente asegurado, por esta razón se puede variar la altura de la garganta y seleccionar la más conveniente.

1.5.- Ventajas

Los aforadores de garganta larga tienen, sobre todos los demás aforadores y vertedores conocidos, las siguientes ventajas principales [Bos *et al.*, 1986]:

- a. Siempre que el régimen crítico se produzca en la garganta, será posible calcular una tabla de valores de los caudales, con un error menor del 2%, para cualquier combinación de garganta prismática y un canal de aproximación de forma arbitraria.
- b. La sección de la garganta, normal a la dirección de la corriente, puede diseñarse de tal manera que sea capaz de medir con exactitud la gama completa de caudales previstos.
- c. La pérdida de carga sobre el vertedor o el aforador, que debe corresponder a una relación única entre la altura de carga aguas arriba, referida al resalto, y el caudal, es mínima.
- d. Esta pérdida de carga necesaria puede estimarse con suficiente exactitud para cualquiera de estas obras, instalada sobre cualquier canal.
- e. Debido a su tramo de transición, gradualmente convergente, estos medidores tienen pocos problemas por causa de los arrastres de materiales flotantes.
- f. Las observaciones de campo han demostrado que estas obras pueden diseñarse para que los sedimentos transportados pasen por canales en régimen subcrítico.
- g. Dado que el fondo de la contracción es horizontal en la dirección de la corriente, se puede confeccionar un cuadro de valores basado en las dimensiones reales, posteriores a la construcción. Esto permite realizar una tabla exacta, que compense

las desviaciones de la obra en relación con las dimensiones proyectadas. Igualmente permite, en caso necesario, variar la forma de la garganta.
h. En condiciones hidráulicas y de entorno similares estos vertederos y aforadores son, en general, el tipo más barato de construcción para medir caudales con exactitud.

Se recomienda el empleo de estos aforadores siempre que la superficie del agua en el punto de medición se mantenga libre.

El diseño de estos aforadores está sustentado en la norma ISO 4362 “*Hydrometric determinations-Flow measurement in open channels using structures-Trapezoidal broad-crested weirs*”.

2.- HIDRÁULICA DE LOS AFORADORES.

Continuidad

La Figura 5 muestra un tramo de flujo (un tubo de corriente) limitado por líneas de corriente. Como, por definición, no hay flujo a través de una línea de corriente y suponiendo que el agua es incompresible, el volumen de agua que entra en la unidad de tiempo por la sección 1 debe ser igual al que sale por la sección 2. Para la hipótesis de flujo constante la forma y posición del tubo de corriente no cambia con el tiempo. En estas condiciones el gasto (ΔQ) a través de una pequeña sección es igual al producto de la velocidad media, perpendicular a la sección (v), por la superficie de dicha sección (ΔA). Para las secciones transversales 1 y 2 de la Figura 5, resulta:

$$\Delta Q = v_1 \Delta A_1 = v_2 \Delta A_2 \quad \dots(2)$$

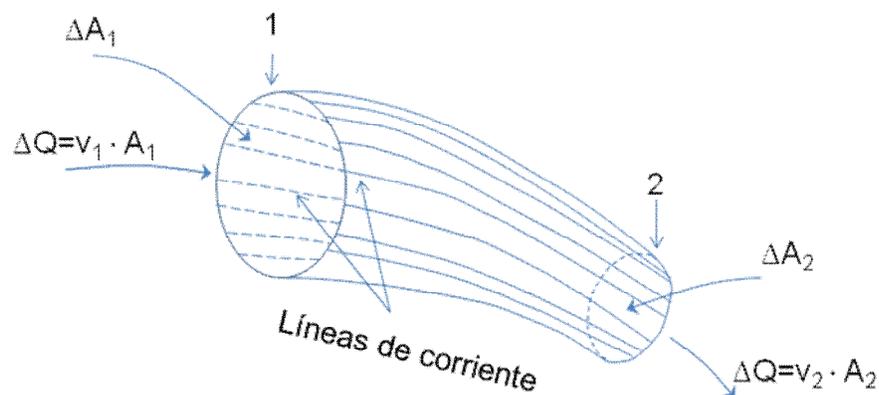


Figura 5. Tubo de corriente

La Ecuación 2 es la ecuación de continuidad, que es válida para el flujo de un fluido incompresible a través de un tubo de corriente. Si se aplica a un tubo de corriente con unos límites fijos bien definidos, como ocurre en un canal abierto con flujo constante (en el que los límites del tubo de corriente son el fondo del canal, los taludes y la superficie del agua, según se muestra en la Figura 6), la ecuación de continuidad es la siguiente:

$$Q = v_1 A_1 = v_c A_c = \text{constante} \quad \dots(3)$$

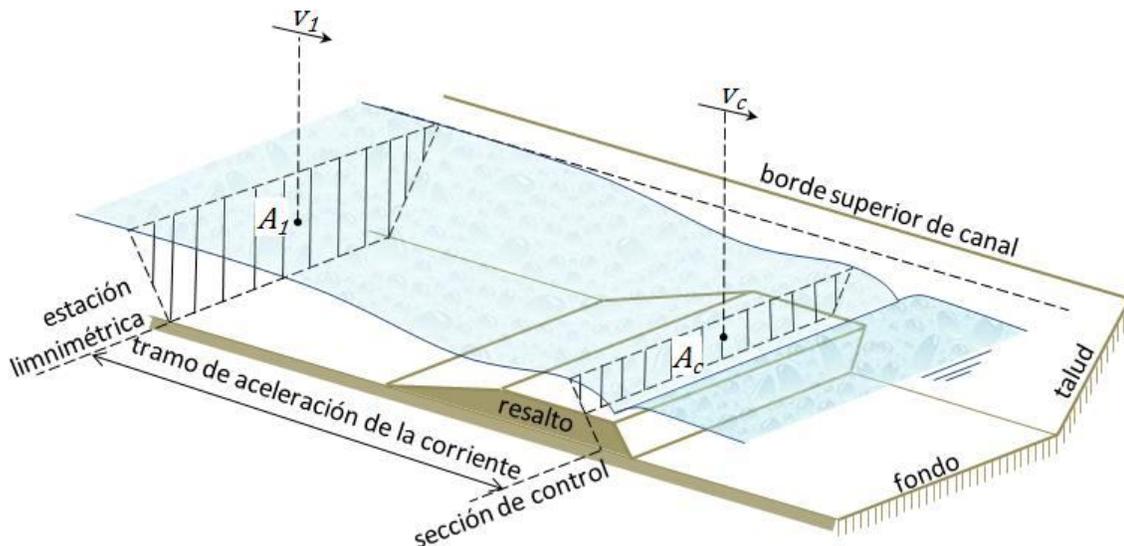


Figura 6. Corte transversal de la corriente por la sección de aforo y por la sección de control.

donde v_1 y v_c son, respectivamente, las velocidades medias perpendiculares a las secciones transversales A_1 y A_c .

Ecuación de Bernoulli

Cada partícula de agua tiene una velocidad real (u), una cota (Z), una presión (P), una temperatura y produce un cierto ruido. Pueden despreciarse estas dos últimas propiedades, que son intercambiables. Las otras se pueden expresar, en forma de energía, del siguiente modo:

Cada partícula de agua tiene una velocidad real (u), una cota (Z), una presión (P), una temperatura y produce un cierto ruido. Pueden despreciarse estas dos últimas propiedades, que son intercambiables. Las otras se pueden expresar, en forma de energía, del siguiente modo:

$$\frac{1}{2}\rho u^2 = \text{Energía cinética,}$$

$$P = \text{Energía debida a la presión, por unidad de volumen}$$

$$\rho g Z = \text{Energía potencial, por unidad de volumen}$$

donde:

$$\rho = \text{Densidad del fluido}$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad.}$$

dividiendo por ρg (se supone constante el valor de la densidad $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$ y la aceleración de la gravedad $g = 9,81 \text{ m/s}^2$), expresándose entonces por unidad de peso en función de la profundidad del agua o carga (m), es decir:

$$\frac{u^2}{2g} = \text{Carga de velocidad}$$

$$\frac{P}{\rho g} = \text{Carga de presión}$$

$$Z = \text{Carga de posición}$$

En la Figura 7 se muestran los tres componentes de la carga de una partícula de agua situada en la posición 1.

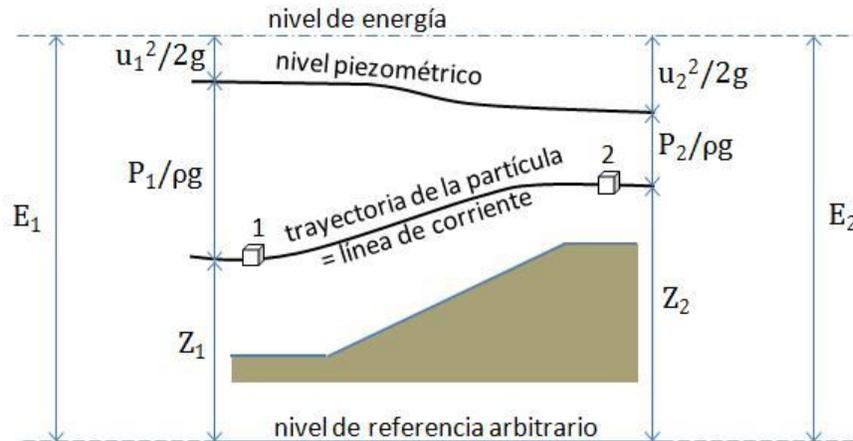


Figura 7. Energía de una partícula de fluido en corriente constante.

Además de las tres cargas mencionadas, se utilizan las expresiones siguientes:

$$\frac{P}{\rho g} + Z = \text{Carga piezométrica}$$

y

E = Carga de energía total de la partícula de agua

La carga de energía total y la carga por elevación, Z , están referidas al mismo nivel de comparación (ver la Figura 7) y, por lo tanto, para la partícula de agua en la posición 1, pueden escribirse:

$$E_1 = \frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{u_1^2}{2g} \quad \dots(4)$$

$$E_2 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{u_2^2}{2g} \quad \dots(5)$$

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{u_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{u_2^2}{2g} \quad \dots(6)$$

Hay que tener en cuenta que cada partícula de agua fluye con una velocidad diferente, (u), en cada posición y puede tener su propia carga de energía. Las Ecuaciones 4 a 6 son expresiones alternativas de la ecuación de Bernoulli y son válidas a lo largo de una línea de corriente.

Por definición, no existe movimiento de la partícula de agua en dirección perpendicular a una línea de corriente recta. Por tanto, la componente de su energía cinética en esta dirección es nula, mientras que sus energías de presión y potencial son independientes de la dirección de la corriente. Por esta razón la distribución de la presión en sentido perpendicular a las líneas de corriente rectas y paralelas es la misma que en agua en reposo (Figura 8)

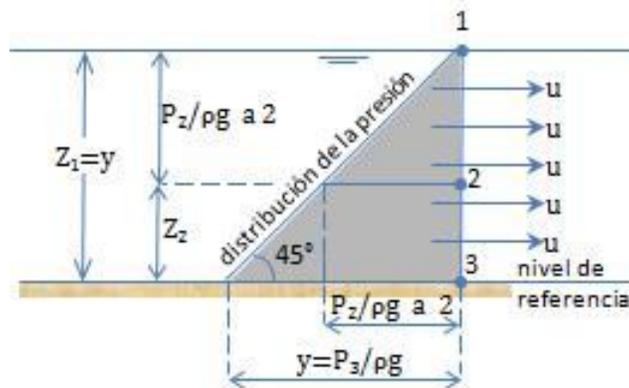


Figura 8. Distribución de la presión hidrostática en sentido perpendicular a las líneas de corriente, supuestas rectas y paralelas.

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 = \text{constante} \quad \dots(7)$$

La presión en la superficie libre del agua de un canal abierto es igual a la presión atmosférica, que se toma como la presión de referencia. Por tanto, $P_1=0$, mientras que $Z_1=y$. Sustituyendo éstos valores en la Ecuación 7 se obtiene:

$$\frac{P_2}{\rho g} + Z_2 = y = \text{constante} \quad \dots(8)$$

o

$$P_2 = \rho g(y - Z_2) \quad \dots(9)$$

Esta expresión se puede calcular en cualquier punto y en la Figura 8 se muestra su variación. Esta distribución de presión lineal se llama hidrostática.

Si las líneas de corriente no son rectas, y la partícula de agua de volumen unitario sigue una trayectoria curva, de radio r , con una velocidad real, u , dicha partícula estará sometida a una aceleración centrípeta, u^2/r (ver Figura 9).

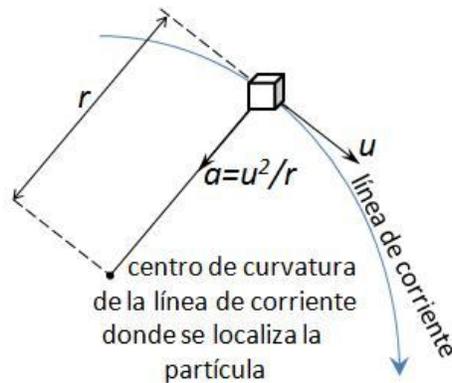


Figura 9. Aceleración centrípeta.

Esta aceleración centrípeta siempre actúa perpendicular a la dirección de la velocidad y hacia el centro de la curvatura. La aceleración centrípeta origina un gradiente de presión, en el que la variación de la presión, ΔP , en un incremento de la distancia radial, Δr , es igual a:

$$\frac{\Delta P}{\Delta r} = \frac{\rho u^2}{r} \quad \dots(10)$$

En este caso de curvatura hacia abajo, la aceleración centrípeta reduce el efecto de la gravedad y consecuentemente, la presión es menor que la hidrostática (ver la Figura 10). Si se sigue la línea desde la posición 1, por la 2, hasta la 3, se observa que la pérdida relativa de energía de presión se compensa con un aumento de la energía cinética (incremento de u).

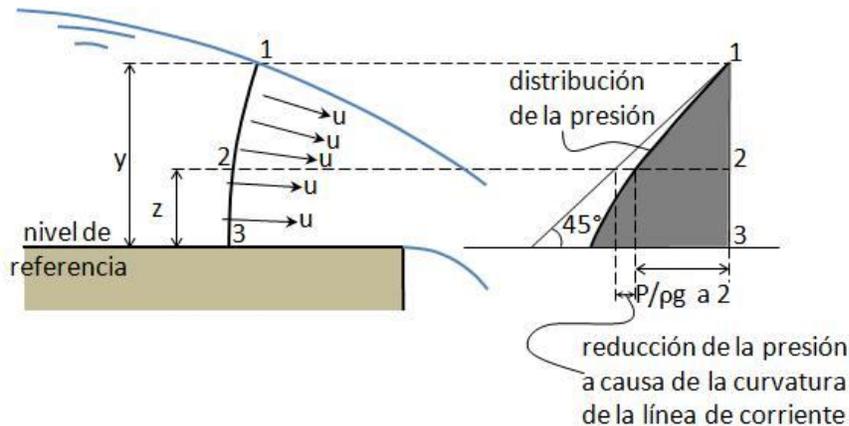


Figura 10. Influencia de la curvatura de las líneas de corriente sobre la distribución de la presión.

El efecto de la fuerza centrípeta en la distribución de la presión y de la velocidad, depende de la velocidad de la corriente, (u) y del radio del círculo local de curvatura de la línea de corriente, (r), en la posición considerada. Este último es especialmente difícil de medir, por lo que el cálculo del caudal en la sección de control, de 1 a 3, es largo e impreciso.

Según la Ecuación 4 la carga energía total de una partícula de agua puede expresarse como la suma de tres tipos de carga:

$$E = \frac{P}{\rho g} + Z + \frac{u^2}{2g} \quad \dots(11)$$

Ahora queriendo aplicar esta expresión a la energía total de todas las partículas de agua que atraviesan una sección transversal completa de un canal. Se necesita expresar la carga de velocidad en función de la velocidad media de todas las partículas de agua que pasan por la sección transversal. Esta velocidad media no puede medirse directamente porque las velocidades no se distribuyen uniformemente sobre la sección transversal del canal. Por tanto, la velocidad media es una velocidad calculada, que viene definida por la ecuación de continuidad:

$$v = \frac{Q}{A} \quad \dots(12)$$

La verdadera carga de velocidad media, $(u^2/2g)_{med}$, no será necesariamente igual a $v^2/2g$, debido a que la distribución de la velocidad, u , en la sección transversal no es uniforme. Por esta razón se introduce un coeficiente de distribución de velocidad, α

$$\left(\frac{u^2}{2g}\right)_{med} = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \dots(13)$$

El coeficiente de distribución de velocidad es igual a 1,0 cuando todas las velocidades, u , son iguales y aumenta a medida que la distribución de la velocidad es menos uniforme. Para canales de aproximación rectos los valores de α varían de 1,03 a 1,10; para secciones de control situadas en gargantas largas el valor es menor de 1,01. Puesto que en muchos casos la carga de velocidad es pequeña en relación con la carga piezométrica, se puede utilizar un valor de $\alpha_1=1,04$, sin cometer un error apreciable en la determinación de la carga total. La variación de los otros dos términos de la Ecuación 11 depende de la curvatura de las líneas de corriente. Estas son rectas y paralelas en las dos secciones del canal consideradas, es decir, en las secciones de aforo y de sección de control. Por tanto, según la Ecuación 8, la suma de cargas, por altura y por presión, es constante en todos los puntos de ambas secciones. Dicho de otro modo,

$$\frac{P}{\rho g} + Z = \text{constante} \quad \dots(14)$$

Para todos los puntos, tanto de la sección de aforo como de la de control y, dado que en la superficie del agua, $P=0$, el nivel piezométrico de las dos secciones coincide con los niveles locales de agua. Según esto, para la sección de aforo, se puede escribir (ver Figura 11):

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \quad \dots(15)$$

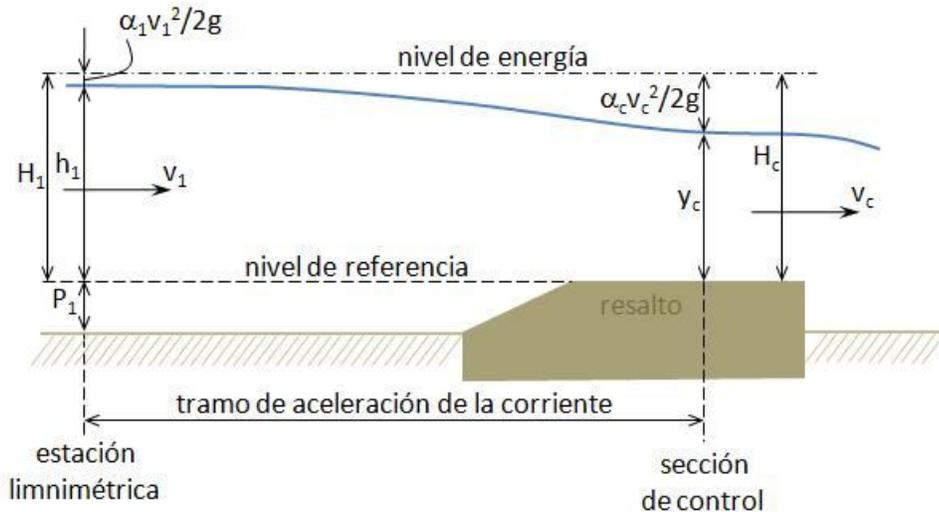


Figura 11. Niveles de energía en la estación limnimétrica y en la sección de control.

En la sección de control la carga de energía es igual a:

$$H = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad \dots(16)$$

En el tramo corto de aceleración entre las dos secciones, puede suponerse que las pérdidas de energía, debidas al rozamiento y a la turbulencia, son despreciables. Por lo tanto, puede suponerse que $H_1 = H$, es decir,

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad \dots(17)$$

La Ecuación 17 es una variante de la de Bernoulli, válida para el tramo de canal descrito anteriormente (ver la Figura 11).

Ecuaciones de altura de carga-gasto.

En el tramo de aceleración del canal, tal como se muestra en las figuras 6 y 11, se puede aplicar la ecuación de continuidad,

$$Q = v_1 A_1 = vA = \text{constante} \quad \dots(18)$$

y también la ecuación del movimiento

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad \dots(19)$$

Combinando estas dos ecuaciones se obtiene que

$$Q = A \sqrt{\frac{2g(H_1 - y)}{\alpha}} \quad \dots(20)$$

en donde A , que es el área de la sección transversal de la corriente en la sección de control, puede expresarse también en función de la profundidad del agua, y . Para calcular el gasto, Q , con esta ecuación, se requiere medir los valores de H_1 y de y . Como esto no es práctico, se necesita encontrar una ecuación que exprese y , en función de H_1 . Si en la Ecuación 19 se sustituye la ecuación de continuidad, se obtiene

$$H_1 = H = y + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad \dots(21)$$

El segundo sumando del segundo miembro de la Ecuación 21 decrece al aumentar y , ya que A es función de y . Para una cierta forma de la sección de control y un gasto constante, Q , puede observarse que para cada carga, H , existen dos posibilidades de profundidad del agua (ver la Figura 12). Cuando la velocidad de la corriente es baja, la profundidad del agua, y_{sub} , es grande, denominándose a este régimen, subcrítico; si la profundidad es pequeña, y_{super} , la velocidad de la corriente es alta y el flujo se denomina supercrítico.

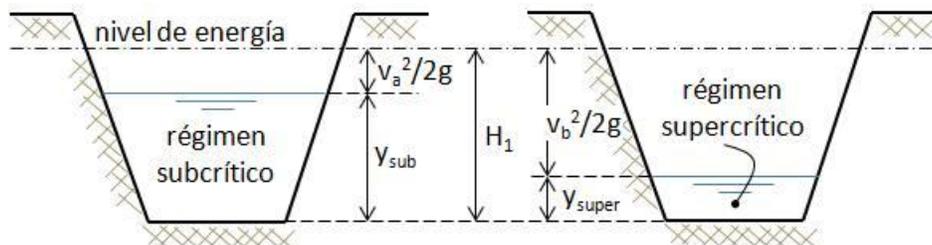


Figura 12. Calados alternativos para un determinado nivel de energía y un caudal constante.

La Ecuación 21 puede representarse, para un valor constante de Q , como una curva en un sistema de coordenadas, en el que la carga total referida a la solera del canal es la

abscisa, y la profundidad del agua, la ordenada, según se muestra en la Figura 13. En esta curva pueden observarse las profundidades de agua, y_{sub} e y_{super} , de la Figura 12 y sus respectivas cargas de velocidad.

La carga total, medida con respecto al fondo del canal, puede ser menor que la utilizada en la Figura 12. Si el valor de H disminuye, la diferencia entre y_{sub} e y_{super} decrece también, hasta que coincide para el mínimo valor posible de H , lo que corresponde al punto c de la Figura 13.

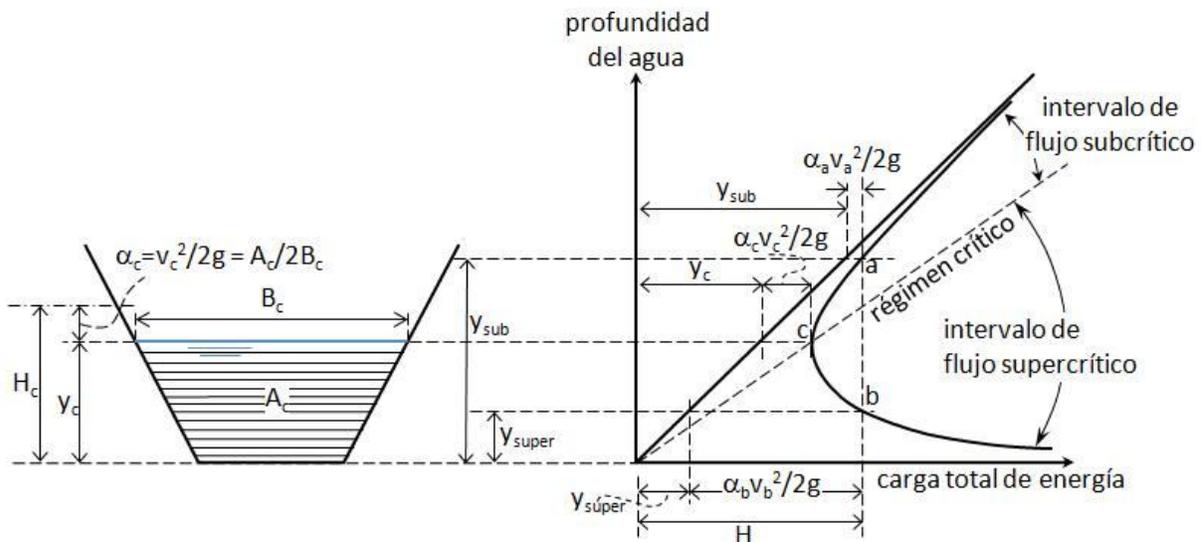


Figura 13. Curva de energía para un caudal constante.

La profundidad de la corriente en el punto c se llama 'profundidad crítica' y se representa por y_c . Todos los demás símbolos tienen también el subíndice, si se refieren a una sección del canal en la que el flujo es 'crítico'.

Si el flujo es crítico y Q es constante, sólo existe un valor de y_c para cada valor de $H = H_c$, que puede calcularse con la siguiente ecuación de flujo crítico:

$$H_1 = H = H_c = y_c + \frac{\alpha_c A_c}{2B_c} \quad \dots(22)$$

en donde:

A_c = Área mojada en la sección de control, si la profundidad de la corriente es igual a y_c

B_c = Ancho de la superficie libre del agua.

Tanto A_c como B_c vienen definidos por y_c por lo que el flujo crítico en la sección de control se refiere exclusivamente a la carga total, H_1 . Por lo tanto, la profundidad de la corriente en la sección de control de un aforador debe ser crítica para evitar la necesidad de medirla. En este caso la Ecuación 10 puede expresarse de la forma siguiente:

$$Q = A_c \sqrt{\frac{2g(H_1 - y_c)}{\alpha_c}} \quad \dots(23)$$

en la cual, según la Ecuación 22,

$$H_1 - y_c = \frac{\alpha_c A_c}{2B_c} \quad \dots(24)$$

Combinando estas dos ecuaciones se obtiene:

$$Q = \sqrt{\frac{gA_c^3}{\alpha_c B_c}} \quad \dots(25)$$

Esta ecuación del gasto es válida para flujo crítico en todas las secciones de control, cualquiera que sea su forma. Se aplica fácilmente siempre que existan ecuaciones sencillas para determinar A_c y B_c .

La diferencia entre la carga total aguas arriba, H_1 , y la carga aguas abajo, H_2 , ambas referidas al resalto, puede expresarse en función de la razón de sumergencia H_2/H_1 . Para valores bajos de esta fracción, el nivel del agua de cola (y de H_2) no influye en la relación entre H_1 y Q (Ecuación 23) y en esta caso el flujo se llama modular. Para valores de H_2/H_1 altos, el régimen en la sección de control puede llegar a no ser crítico, de forma que el nivel aguas abajo afecte a la carga de entrada referida al resalto (y a H_1); en este caso el flujo no es modular. La razón de sumergencia, para la que el flujo modular se transforma en régimen no modular, se denomina límite modular.

Ecuación de la altura de carga-gasto para una sección de control rectangular.

En una sección de control rectangular, en la que el régimen es crítico (Figura 14), $A_c = b_c y_c$ y $b_c = B_c$, de forma que, para $\alpha_c = 1$, la Ecuación 24 puede expresarse de la forma siguiente:

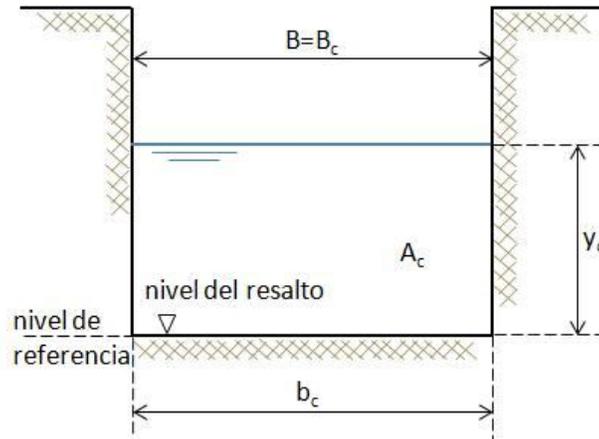


Figura 14. Dimensiones de una sección de control rectangular.

$$y_c = \frac{2}{3} H_1 \quad \dots(26)$$

Sustituyendo en la Ecuación 23 esta relación y $A_c = b_c y_c$, y simplificando, se obtiene:

$$Q = \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{0.50} b_c H_1^{1.50} \quad \dots(27)$$

Esta ecuación considera una serie de condiciones ideales supuestas, como son: La ausencia de pérdidas de carga entre las secciones de aforo y de control, la distribución de velocidad uniforme en ambas secciones y que las líneas de corriente sean rectas y paralelas en las dos secciones mencionadas (ver Figura 11). Para compensar la suposición de las condiciones ideales se introduce un coeficiente de gasto, C_d . La Ecuación 27 queda entonces:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{0.50} b_c H_1^{1.50} \quad \dots(28)$$

Lógicamente, en un canal es imposible medir directamente la carga total, H_1 , por lo que, en la práctica, se relaciona el caudal con el nivel de aguas arriba referido al resalto (o sea, con la carga) de la forma siguiente:

$$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{0.50} b_c h_1^{1.50} \quad \dots(29)$$

donde C_v es el coeficiente de velocidad de aproximación que corrige el error de despreciar la carga de velocidad en la sección de aforo $\alpha_1 v_1^2/2g$.

Valores del coeficiente de gasto, C_d

El coeficiente de gasto C_d compensa, como ya se mencionó, los fenómenos tales como las pérdidas de carga entre las secciones de aforo y de control y la falta de uniformidad de la distribución de la velocidad y de la curvatura de las líneas de corriente entre estas dos secciones.

Los valores del coeficiente de gasto, C_d , están íntimamente relacionados con el valor de la relación H_1/L . El intervalo de aplicación es el que establece la desigualdad:

$$0,1 \leq \frac{H_1}{L} \leq 1,0 \quad \dots(30)$$

Las razones de mayor relevancia para el establecimiento de estos límites son las siguientes: Para valores de $H_1/L < 0,1$, pequeños cambios en la rugosidad del resalto del vertedero causan una gran variación en el valor de C_d ; para valores de $H_1/L > 0,1$, la distribución de la presión en la sección de control y la pendiente de la transición de la salida influyen en la curvatura de las líneas de corriente en el control. En las proximidades de ambos límites el error del valor empírico de C_d es $X_c \cong \pm 5\%$ (con un nivel de confianza del 95% según datos de laboratorio y de campo).

Además, las pérdidas de carga en el vertedero, que son necesarias para que exista una relación única entre h_1 (o H_1) y Q , aumentan considerablemente a medida que el valor de H_1/L aumenta. Esto es debido a que un nivel alto del agua en la salida disminuye la curvatura de las líneas de corriente en la sección de control.

Valores del coeficiente de velocidad de aproximación, C_v

El coeficiente de velocidad de aproximación, C_v , compensa el error de utilizar h_1 en vez de H_1 en la ecuación de altura de carga-gasto y el de despreciar $\alpha_1 v_1^2/2g$. El valor exacto de C_v es el cociente de dividir la Ecuación 28 entre la 29 y, generalmente, se expresa por:

$$C_v = \left(\frac{H_1}{h_1}\right)^u = \left(1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2gh_1}\right)^u \quad \dots(31)$$

en donde u es el exponente de h_1 en la ecuación de gasto, siendo, para una sección de control rectangular, $u=1,50$.

El exponente, u , de h_1 determina también el intervalo de caudales que un aforador puede medir y la sensibilidad del mismo.

Coeficiente C_{dr}

Cuando el flujo no es modular, es decir, cuando la estructura se ahoga con el flujo que pasa a través de ella, debido a los cambio en el nivel aguas abajo, debe considerarse un coeficiente de ahogamiento, C_{dr} , para la determinación del gasto. La norma ISO 4362 contempla para el cálculo del gasto en vertedores trapezoidales de cresta ancha en canales rectangulares dicho coeficiente. La ecuación de gasto es la siguiente:

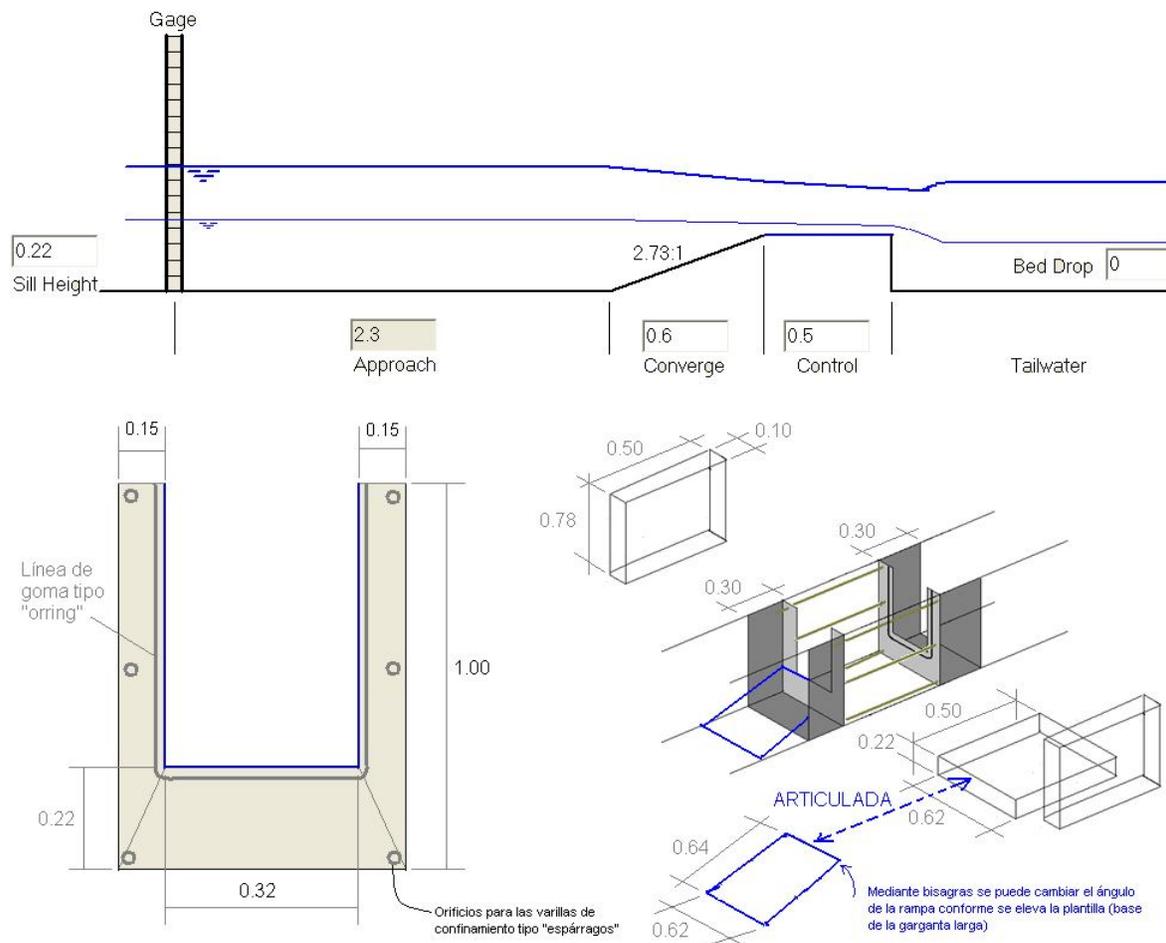
$$Q = C_d C_v C_{dr} \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{0,50} b h^{\frac{3}{2}} \quad \dots(32)$$

3.- DISEÑO DEL AFORADOR PARA LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES

Con el fin de iniciar con diseños de acuerdo a la norma y la teoría hidráulica descrita, el diseño se realizó usando el programa *winflume*. El canal de pendiente variable donde se colocaron estos modelos tiene un ancho de 60 cm y una altura 70 cm.

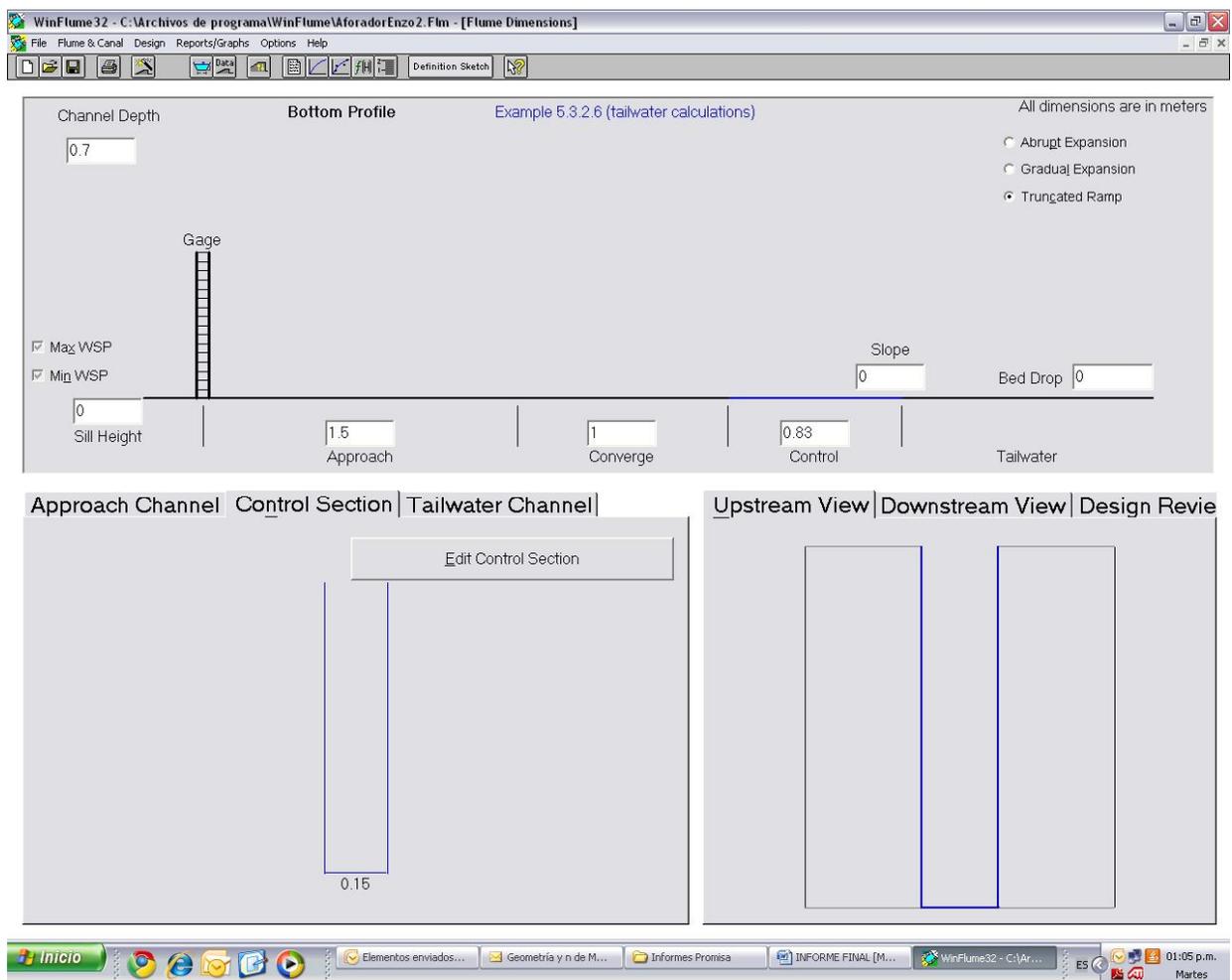
1er diseño base:

Esta propuesta sirvió de base para construir las piezas de tal manera que se permitiera tener diferentes opciones para cambiar la altura, ancho y largo de la garganta, así como diferentes pendientes de la rampa de entrada, y piezas para hacer gradualmente la transición entre el ancho del canal y el ancho de la garganta. Con este diseño base se pueden analizar aforadores que tengan simultáneamente escalón y estrangulamiento.



2do diseño base:

Una variante al anterior diseño es tener solo estrangulamiento, es decir no se construye escalón. Para ello se evitan las rampas de entrada y salida. Este diseño tiene menos piezas que el anterior y permite analizar aforadores donde solamente se tiene estrangulamiento del canal.



Teniendo estos dos diseños base se puede tener una gran gama de alternativas para analizar el funcionamiento hidráulico de aforadores de garganta larga. Las piezas fueron construidas en madera y acrílico.

Alternativamente en el ANEXO 1 se presenta la implementación teórica de la automatización fluidica.

4.- PRUEBAS EN LABORATORIO Y MODELACIÓN NUMÉRICA

Con el fin de realizar el estudio hidráulico de los aforadores se realizaron dos pruebas las cuales están condensadas en los siguientes cuadros.

No de prueba: 1			
Clave Geometría del Aforador: A1			
		Distancia	Observaciones
Tirante Aguas arriba	0.346m	1.5m	
Tirante aguas abajo	0.05m	1.0m	
Carga(h)	0.127m		
Gasto	25.5 lps		$Q=681.8h^{1.533}$
Datos con molinete electrónico ADV			
		Distancia	Observaciones
Vx			
Vy			
Vel promedio			
Area hidráulica			
Gasto			

Fecha: 9 Dic 2010			
No de prueba: 2			
Clave Geometría del Aforador: A1			
		Distancia	Observaciones
Tirante Aguas arriba	0.315m	1.5m	
Tirante aguas abajo	0.07m	1.0m	
Carga(h)	0.093m		
Gasto	17.8789 lps		$Q=681.8h^{1.533}$
Datos con molinete electrónico ADV			
		Distancia	Observaciones
Vx			
Vy			
Vel promedio	0.095 m/s		
Tirante	0.315m		
Area hidráulica	0.189 m ²		
Gasto	17.955 lps		

No de prueba: 3			
Clave Geometría del Aforador: A1			
		Distancia	Observaciones
Tirante Aguas arriba	0.424m	1.5m	
Tirante aguas abajo	0.10m	1.0m	
Carga(h)	0.202m		
Gasto	58.717 lps		$Q=681.8h^{1.533}$
Datos con molinete electrónico ADV			
		Distancia	Observaciones
Vx			
Vy			
Vel promedio	0.232 m/s		
Tirante	0.424m		
Area hidráulica	0.254 m2		
Gasto	59.02 lps		

WinFlume32 - C:\Archivos de programa\WinFlume\AforadorEnzo1.Flm - [Flume Dimensions]

File Flume & Canal Design Reports/Graphs Options Help

Definition Sketch

Channel Depth: 0.7

Bottom Profile: Example 5.3.2.6 (tailwater calculations)
Enter a description for this flume

All dimensions are in meters

Abrupt Expansion
 Gradual Expansion
 Truncated Ramp

Max WSP:
Min WSP:
Sill Height: 0.222

Gage

Slope: 0

Bed Drop: 0

Approach: 1.5
Converge: 0.9873
Control: 0.83
Tailwater

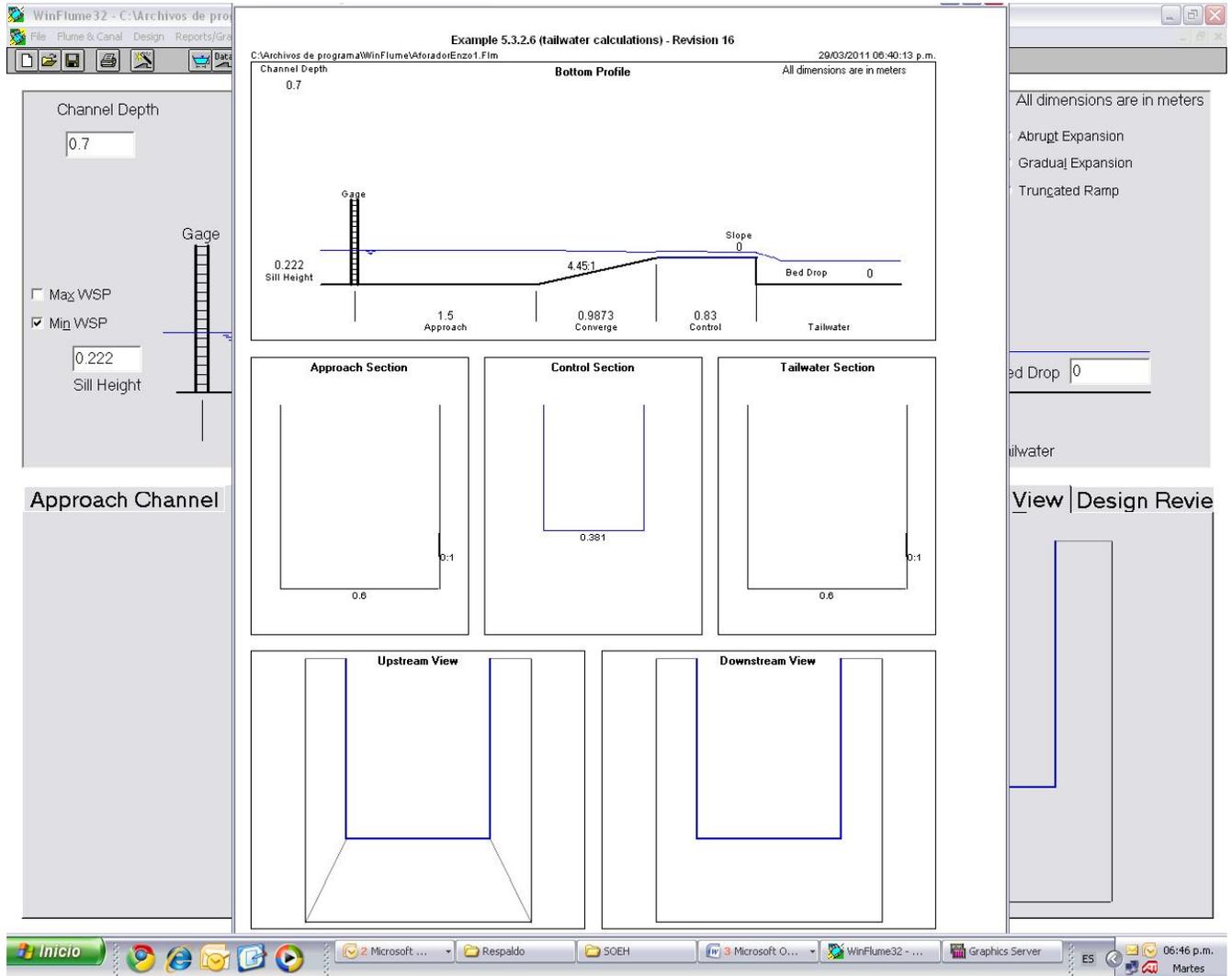
Approach Channel | Control Section | Tailwater Channel

Upstream View | Downstream View | Design Review

Edit Control Section

0.381

Inicio | Bandeja d... | RV: Oficio ... | Respaldo | SOEH | Microso... | WinFlume3... | Graphics S... | ES | 06:39 p.m. | Martes



Adicionalmente con el fin de tener un estudio más detallado del funcionamiento hidráulico de los modelos estudiado se realizó una modelación basado en CFD donde se utilizó el programa *Flow3D*. El análisis es el siguiente:

Se simuló el flujo dentro de un aforador de garganta larga, el dominio de modelación consiste en un tramo largo de 3.50 x 0.62 x 0.71 m. Se hicieron varias pruebas, la primera constaba de una rampa ascendente de 0.90 de longitud mientras que las dimensiones del resalto son 0.80X0.62X0.15 y las dimensiones del las contracciones eran 0.80 x 0.15 x 0.71. Las dimensiones ancho-alto corresponden a las dimensiones del canal de pendiente variable del laboratorio de Hidráulica Enzo Levi del IMTA, sólo que se simuló una sección más pequeña.

Los resultados fueron satisfactorios comportándose de acuerdo a la ecuación Gasto-Tirante para aforadores de garganta larga, sin embargo, se decidió llevar a cabo otra prueba en la que se eliminan tanto la rampa ascendente como el resalto, dejándose sólo las contracciones en el canal. En esta prueba, al relación Gasto-Tirante no se cumplía, es decir para un gasto dado no se alcanzaba el tirante previsto, se presentaba un abatimiento en el tirante. Por tal motivo se llevó a cabo la tercera prueba que consiste en agregar una extensión gradual a las contracciones en la dirección vertical, además cerrar la apertura de la garganta a sólo 10 cm. Las dimensiones de simulación son 3.50 x 0.62 x 0.81 m pero las de la estructura aforadora cambiaron un poco. La extensión de las contracciones tienen 1 m de longitud aproximadamente, las contracciones también 1 m, la altura es de 0.81 m y la apertura de la garganta es de 10 cm. A continuación se presentan los resultados obtenidos en la prueba 1, posterior a ésta se presentarán resultados de la prueba 3:

PRUEBA 1

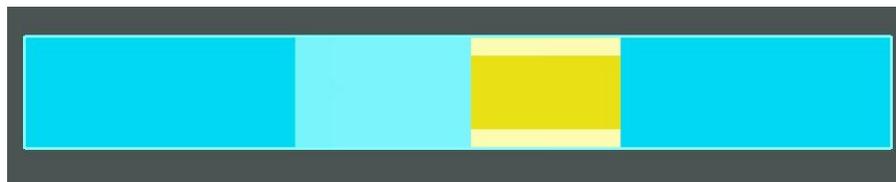


Figura 15. Dominio de simulación visto en planta

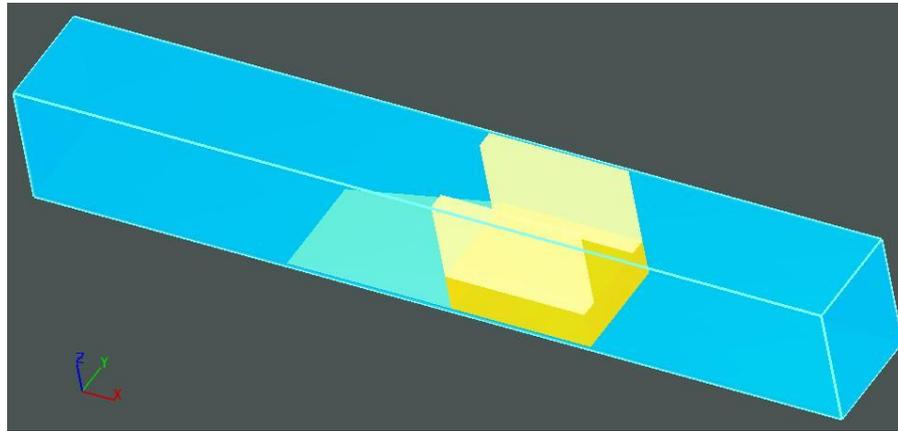


Figura 16. Dominio de simulación vista general. Las dimensiones son 3.50 x 0.61 x 0.71 m en los ejes x, y e z, respectivamente.

RESULTADOS DE LA PRUEBA 1

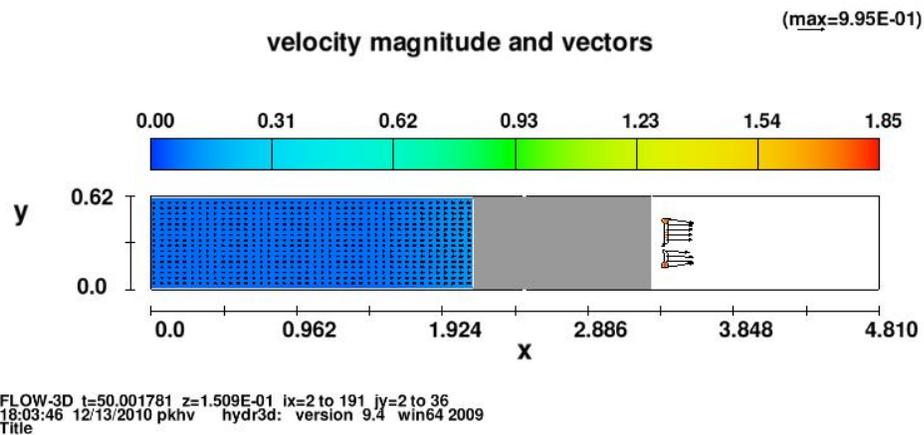


Figura 17. Corte x-y de los contornos de velocidad justo a la altura del resalto, se nota que éste último empieza a verter.

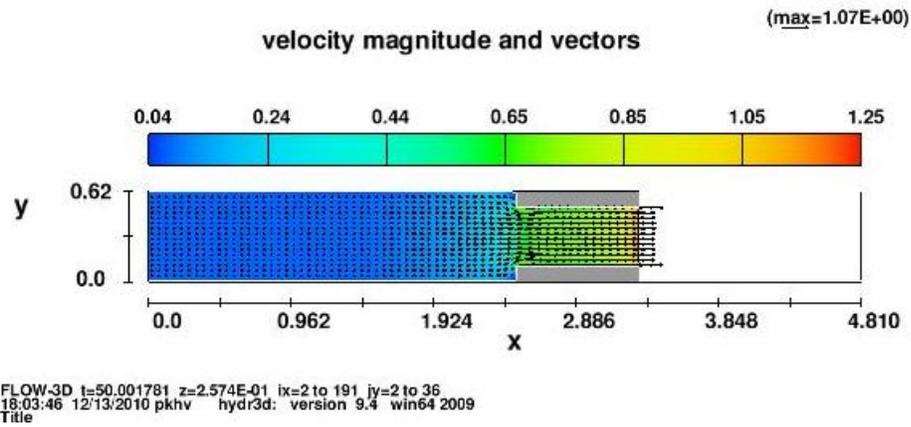


Figura 18. Corte x-y de los contornos de velocidad a 0.25 en la dirección Z, se nota que el flujo está completamente desarrollado y el resalto funciona como vertedor.

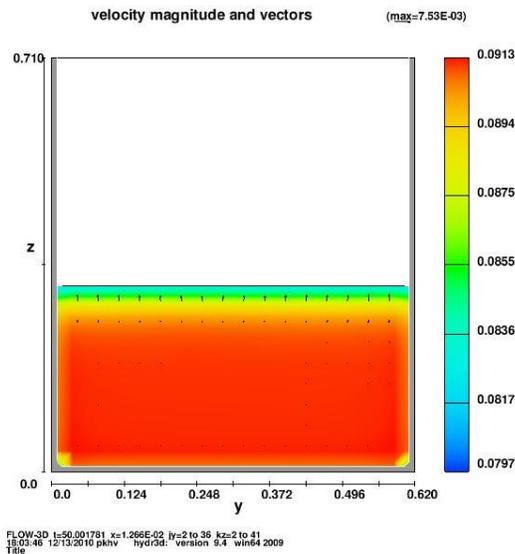


Figura 19. Corte y-z de los contornos de velocidad a la entrada del canal.

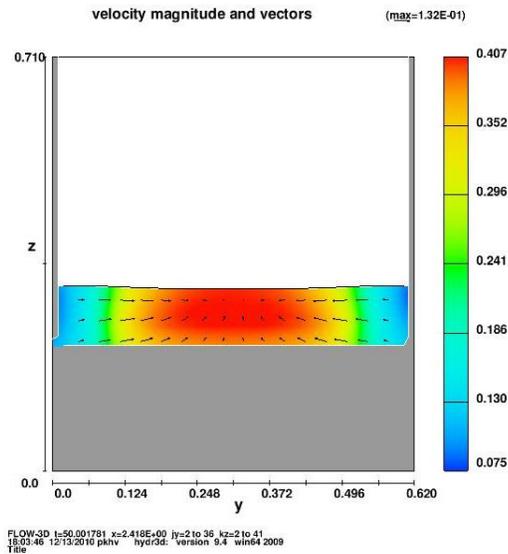


Figura 20. Corte y-z de los contornos de velocidad a la mitad del canal.

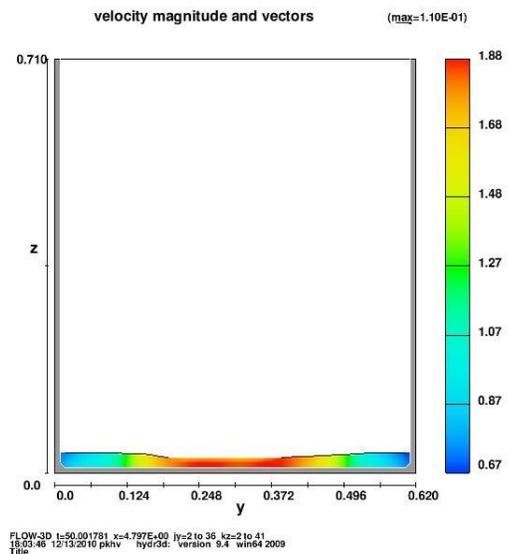


Figura 21. Corte y-z de los contornos de velocidad a la salida del canal.

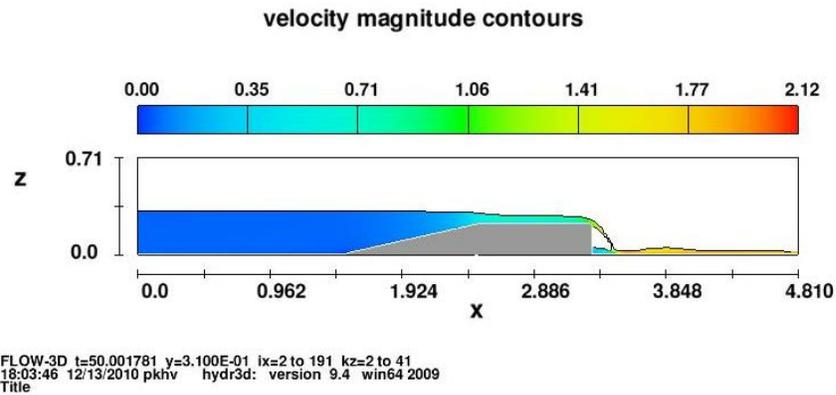


Figura 22. Corte x-z de los contornos de velocidad a lo largo del canal.

PRUEBA 3

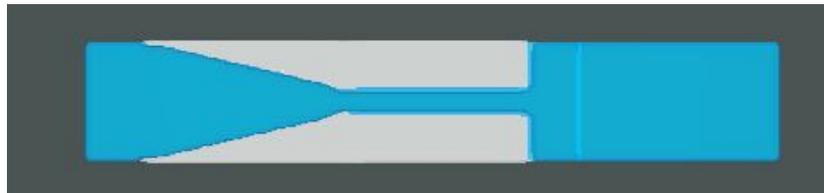


Figura 23. Vista en planta del dominio de simulación.

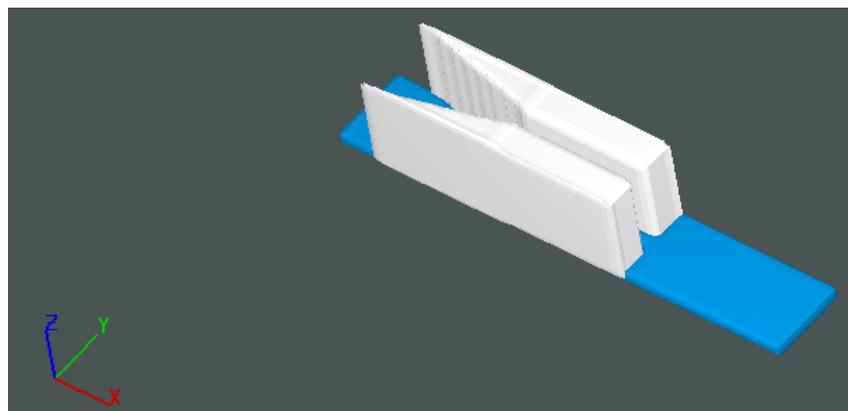


Figura 24. Vista general del dominio de simulación y de la estructura aforadora.

Las condiciones iniciales fueron las siguientes, aunque se buscan resultados en estado permanente se consideraron pequeñas variaciones en el tirante y el gasto. Por cuestiones

numéricas de estabilidad y convergencia se considera que en $t=0$ el tirante correspondiente es de 10 cm.

Tiempo, seg	Tirante, m
0	0.1
80	0.45
120	0.47
160	0.5
180	0.6
190	0.66
200	0.66
300	0.66

Condiciones de tirante a la entrada del canal

Tiempo, seg	Gasto, m ³ /s
0	0.01
80	0.048
120	0.056
160	0.067
180	0.073
190	0.086
200	0.086
300	0.086

Condiciones de gasto a la entrada del canal

RESULTADOS DE LA PRUEBA 3:

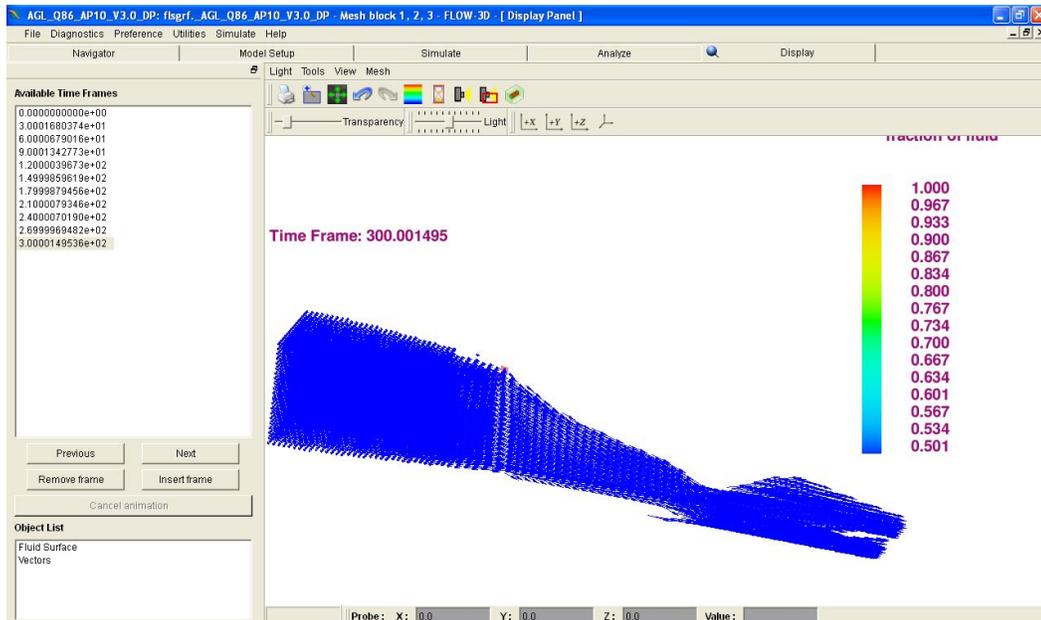


Figura 25. Vista general del flujo sobre la estructura aforadora.

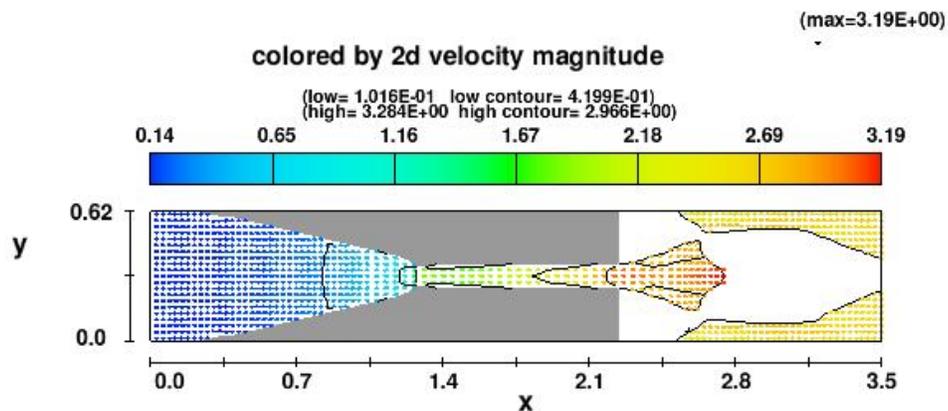


Figura 26. Corte X-Y de los contornos de las velocidades a 0.05 m en la dirección z

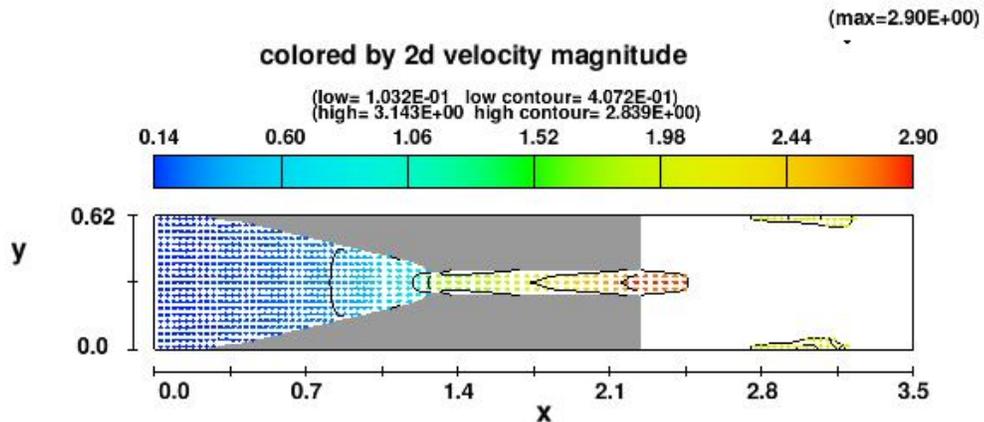


Figura 27. Corte X-Y de los contornos de las velocidades a 0.15 m en la dirección z

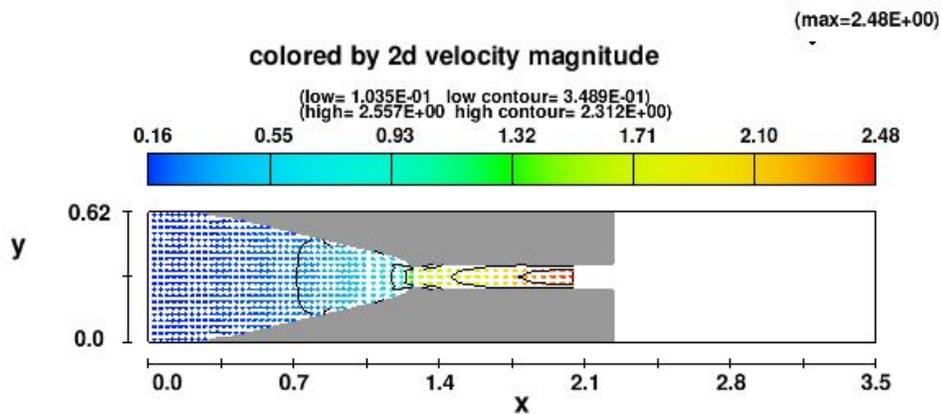


Figura 28. Corte X-Y de los contornos de velocidades a 0.30 m en la dirección Z.

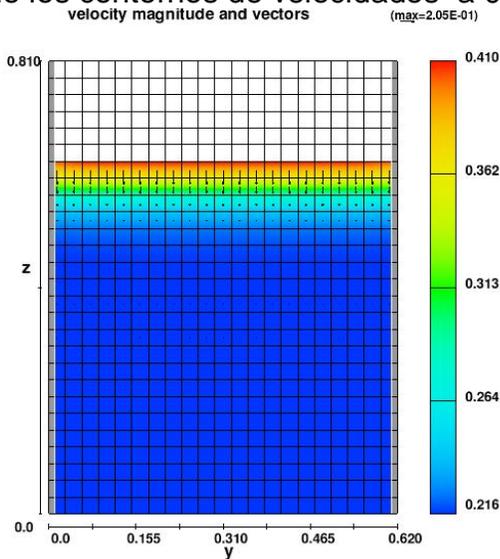


Figura 29. Corte Y-Z de los contornos de velocidad a la entrada del canal.

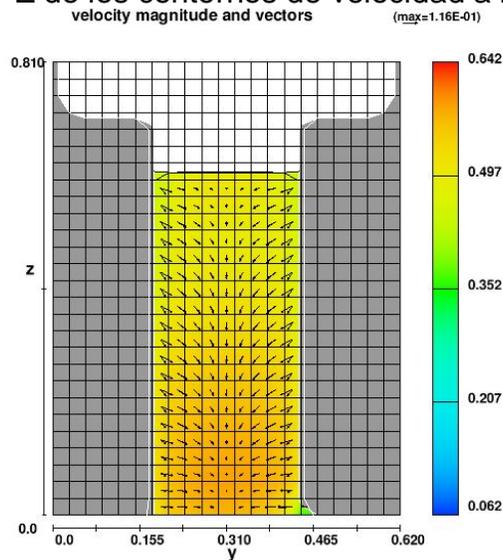


Figura 30. Corte Y-Z de los contornos de velocidad a la entrada de las contracciones laterales.

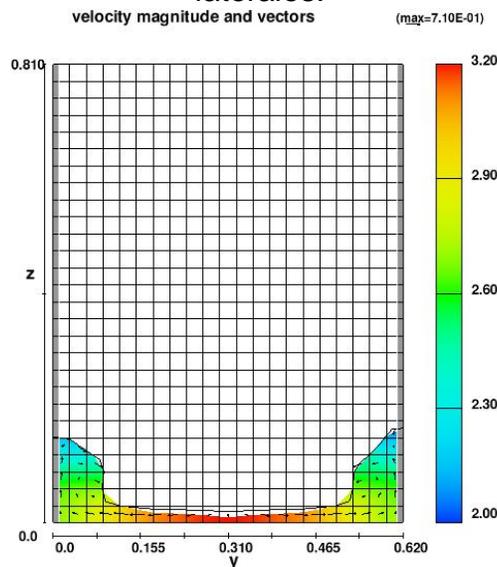


Figura 31. Corte Y-Z de los contornos de velocidad a la salida de las contracciones laterales.

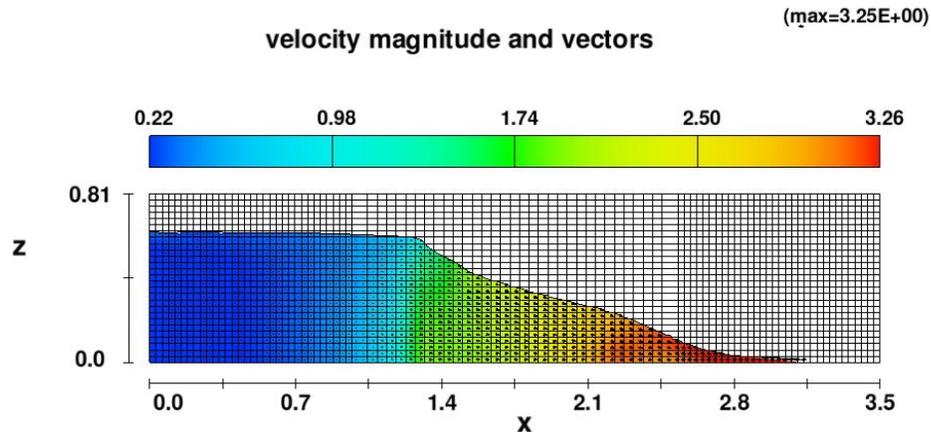


Figura 32. Corte X-Z de los contornos de velocidad a la entrada de las contracciones laterales.

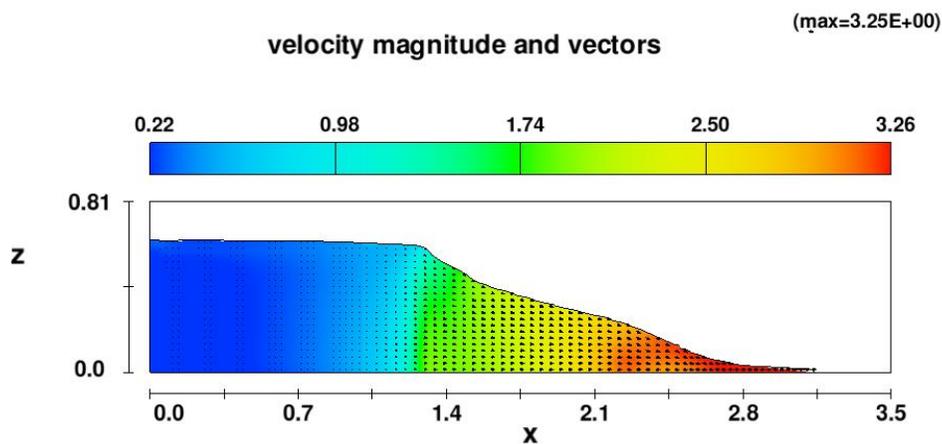


Figura 33. Corte X-Z de los contornos de velocidad a la entrada de las contracciones laterales, sin malla.

5 RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

El tirante a la entrada y salida según la figuras 21 y 23 respectivamente, corresponden a $Y_{ent} = 0.66$ m y $Y_{sal} = 0.05$ m. En la figura 25, se presenta el mismo abatimiento en el tirante que se observa durante la prueba experimental. Los resultados muestran total concordancia del experimento numérico con el experimento físico. El nivel del agua a la entrada de la estructura aforadora y el gasto impuesto a la misma, corresponde con medidas hechas durante el experimento físico, de igual manera el tirante a la salida del canal. Lo anterior significa que el modelo reproduce bien el fenómeno del flujo sobre el canal, lo cual sienta las bases para proponer modificaciones tanto en dimensiones,

geométricas así como hidráulicas a la misma. Por lo anterior estos resultados se consideran altamente satisfactorios.

Estos estudios demuestran que los aforadores de garganta larga que presentan condiciones de ahogamiento, su ecuación debe ajustarse a través del coeficiente de ahogamiento en la ecuación 32. En la norma hay recomendaciones para determinar este coeficiente a través de valores típicos, sin embargo se recomienda determinarlo de manera específica para cada caso.

Los aforadores donde solamente se hace el estrangulamiento de las paredes (no hay elevación de la plantilla) tiene un límite modular mas restringido y por lo tanto son mas sensibles a el ahogamiento. La norma al respecto recomienda contemplar también elevación de la plantilla para aumentar su límite modular, pero esto puede afectar la capacidad de diseño del canal lo que pueda provocar desbordamiento.

Este estudio demuestra también que este tipo de aforadores cuando se tienen las condiciones necesarias son medidores primarios con una alta exactitud en la medición.

6 BIBLIOGRAFIA

Bos G. Marinus, Reploge A John, y Clemens Albert J. Aforadores de caudal para canales abiertos.-- ILRI publication 30.- 1986.

ISO 4362.- Hidrometric determinations-Flow measurement in open channels using structures-Trapezoidal broad-crested weirs.



AFORADOR DE CANALES
CON GARGANTA
CONTROLADA

SECRETARÍA DE
MEDIO AMBIENTE Y
RECURSOS NATURALES



ANEXO 1

DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA AUTO-OPERANTE PARA EL AFORO Y CONTROL DE NIVELES EN CANALES

Automatización fluídica

Introducción

Se presentan las bases y criterios técnicos para el diseño y operación de una estructura auto-operante para aforar y controlar niveles en canales. Se sustenta en el principio de conservación de la energía y la formación de una sección de control. La automatización del sistema se logra mediante un sistema que combina la fluídica con la electrónica, con lo que resulta un sistema robusto, altamente confiable y de bajo costo en su operación y mantenimiento.

1 Sustento teórico

1.1 Sección de control de nivel y gasto para las condiciones de operación máximas permisibles

Dado un caudal (Q_{mo}) y un tirante ($y_{m\acute{a}x}$) máximos de operación, en un canal rectangular de ancho b (*figura 1*). Bajo estas condiciones el gasto unitario (q_{mo}) que circula por el canal se determina por:

$$q_{mo} = \frac{Q_{mo}}{b} \quad (1)$$

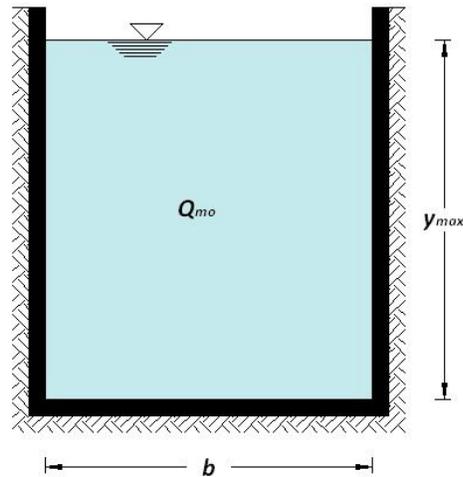


Figura 1. Canal rectangular

La energía específica disponible (E_{mo}) está dada por:

$$E_{mo} = y_{m\acute{a}x} + \frac{q_{m\acute{o}}^2}{2g y_{m\acute{a}x}^2} \quad (2)$$

La cual tiene un tirante crítico asociado ($y_{c_{mo}}$):

$$y_{c_{mo}} = \frac{2}{3} E_{mo} \quad (3)$$

Bajo estas condiciones el gasto máximo unitario ($q_{m\acute{a}x}$) que puede circular con la energía disponible es igual a:

$$q_{m\acute{a}x} = [2g y_{c_{mo}}^3 (E_{mo} - y_{c_{mo}})]^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

Sustituyendo (3) en (4)

$$q_{m\acute{a}x} = \left[2g \left(\frac{2}{3}\right)^3 E_{mo}^3 \left(E_{mo} - \frac{2}{3} E_{mo}\right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \left[g \frac{2^3}{3^3} E_{mo}^3 \left(E_{mo} - \frac{2}{3} E_{mo}\right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \left[g \frac{2^3}{3^2} E_{m0}^2 \left(\frac{1}{3} E_{m0} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$q_{m\acute{a}x} = \left[g \left(\frac{2}{3} E_{m0} \right)^3 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$q_{m\acute{a}x} = g^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2}{3} E_{m0} \right)^{\frac{3}{2}}$$

(5)

De aquí y de acuerdo con la ecuación de continuidad, se desprende que existe una relación máxima de estrangulamiento admisible para que circule el caudal máximo de operación con la energía total disponible (*figura 2*), siendo esta:

$$q_{m0} b = q_{m\acute{a}x} b_{m\acute{i}n}$$

(6)

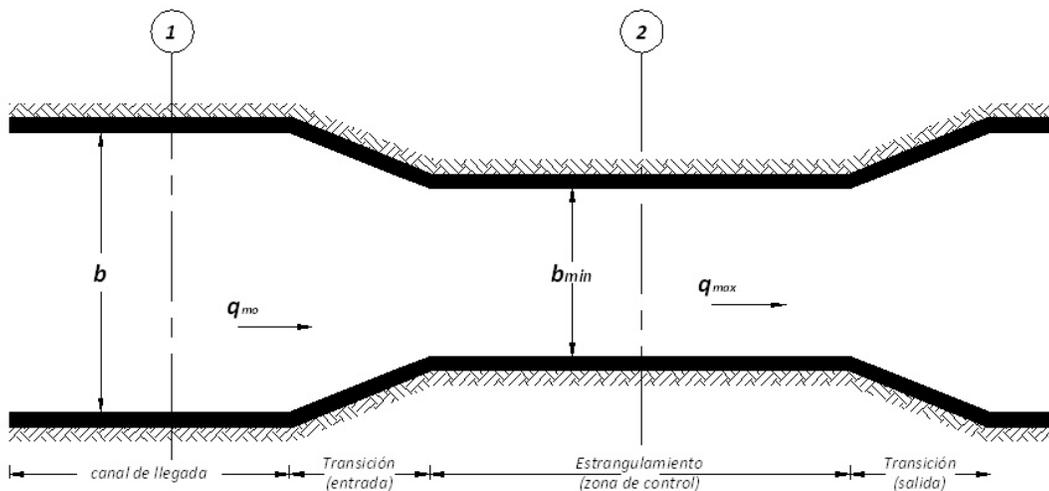


Figura 2. Planta canal rectangular con estrangulamiento

Por lo que el estrangulamiento mínimo permisible $b_{m\acute{i}n}$ debe satisfacer la relación:

$$b_{m\acute{i}n} = b \frac{q_{m0}}{q_{m\acute{a}x}}$$

O bien

$$b_{\min} = \frac{Q_{mo}}{q_{\max}} \quad (7)$$

Sustituyendo (5) en (7) resulta:

$$b_{\min} = \frac{Q_{mo}}{g^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2}{3} E_{mo} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (8)$$

La cual, al sustituir (2) y (1) secuencialmente en (8), se puede expresar en función de Q_{mo} y y_{\max} , como sigue:

$$b_{\min} = \frac{Q_{mo}}{g^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2}{3} \right)^{\frac{3}{2}} \left(y_{\max} + \frac{Q_{mo}^2}{2g b^2 y_{\max}^2} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (9)$$

Las expresiones (8) y (9) representan el ancho mínimo al que se puede estrangular un canal sin que afecte las condiciones de operación aguas arriba. En el primer caso (ecuación 8) se expresa en función de la energía específica disponible y en el segundo en función del gasto y el tirante máximos de operación (ecuación 9). Bajo estas condiciones es de esperarse que se presente el tirante crítico en el interior del estrangulamiento (*figura 3*), cuya magnitud será igual a:

$$y_{c\min} = \left(\frac{Q_{mo}^2}{g b_{\min}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (10)$$

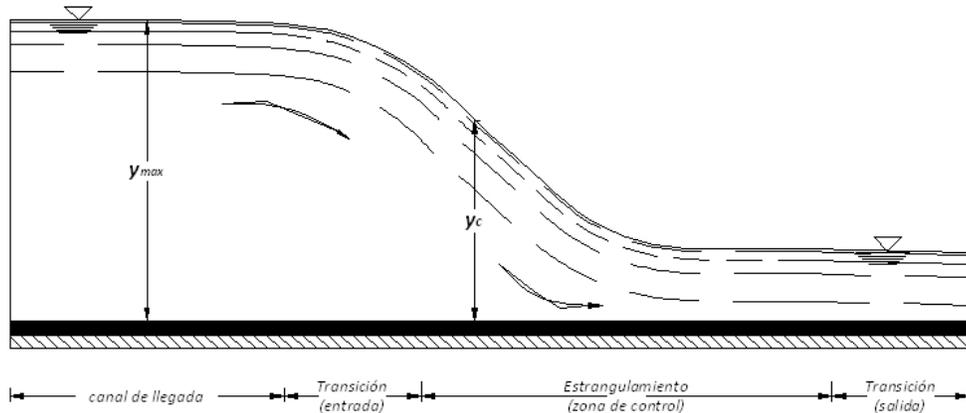


Figura 3. Perfil canal rectangular con estrangulamiento (b_{min}) y y_{max} .

Este planteamiento deberá satisfacer las siguientes condiciones:

$$y_{c_{mo}} \leq y_{c_{mín}} \leq y_{máx} \quad (11)$$

$$0 \leq b_{mín} \leq b \quad (12)$$

1.2 Sección de control de nivel y gasto para condiciones de operación con caudales inferiores al máximo permisible

El balance energético entre una sección inmediatamente antes del estrangulamiento y la sección de control –sección con régimen crítico- (figura 4), sin considerar las pérdidas en el sistema, se puede expresar de la siguiente manera:

$$E_i = E_{c_i} + \Delta Z_i \quad (13)$$

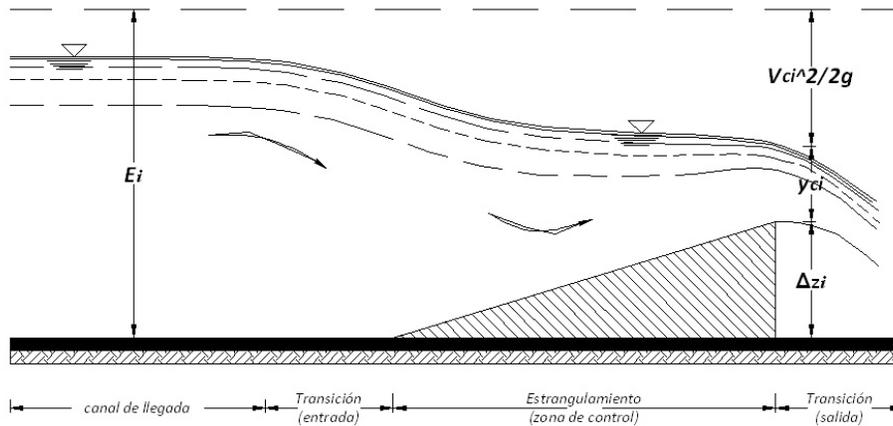


Figura 4. Balance energético antes y después del estrangulamiento con sobreelevación al final del mismo.

Desarrollando las expresiones de energía específica en función del caudal y asumiendo sección rectangular, la ecuación (13) resulta:

$$y_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} = y_{c_i} + \frac{Q_i^2}{2gb_{\min}^2 y_{c_i}^2} + \Delta Z_i \quad (14)$$

Sustituyendo (7) en (14)

$$y_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} = y_{c_i} + \frac{Q_i^2}{2g \left(\left[\frac{Q_{\max}}{q_{\max}} \right]^2 y_{c_i}^2 \right)} + \Delta Z_i \quad (15)$$

Sí de acuerdo con la ecuación de régimen crítico, aplicada a una sección rectangular, se satisface la siguiente relación:

$$y_{c_i} = \left(\frac{Q_i^2}{gb_{\min}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (16)$$

Al sustituir (16) en (15) resulta:

$$y_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} = \left(\frac{Q_i^2}{gb_{\min}^2} \right)^{\frac{1}{3}} + \frac{Q_i^2}{2g \left(\left[\frac{Q_{mo}}{q_{\max}} \right]^2 \left(\frac{Q_i^2}{gb_{\min}^2} \right)^{\frac{2}{3}} \right)} + \Delta Z_i \quad (17)$$

Reemplazando (7) en (17) y reordenando la expresión resultante:

$$\left[(y)_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} - \Delta Z_i \right] = \frac{3}{2} \left(\frac{Q_i^2 q_{\max}^2}{gQ_{mo}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (18)$$

Considerando que $E_i = y_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2}$, tomando en cuenta la ecuación (5) y asignando

$$f_{qi} = \frac{Q_i}{Q_{mo}} \quad (19)$$

La ecuación (18) se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta Z_i}{E_i} = 1 - \frac{E_{mo}}{E_i} f_{qi}^{\frac{2}{3}} \quad (20)$$

Despejando ΔZ_i

$$\Delta Z_i = E_i - E_{mo} f_{qi}^{\frac{2}{3}} \quad (21)$$

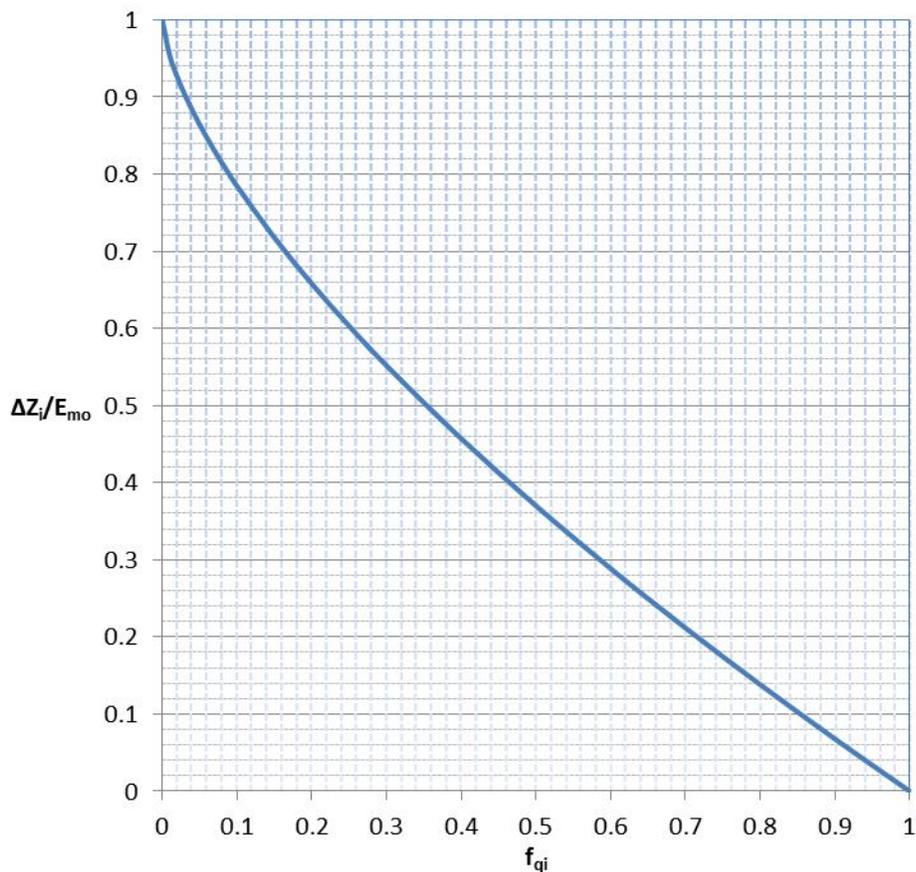
Dado que con la estructura de control se pretende mantener y_i constante (con un valor y_{\max}), esto independientemente del caudal, y suponiendo que tanto la magnitud como la diferencia de las cargas de velocidad son -para fines prácticos- despreciables en comparación con el valor de y_{\max} , resulta entonces que $E_i \approx E_{mo}$; por lo que al aplicar esta suposición en el segundo miembro de la ecuación (20) resulta:

$$\frac{\Delta Z_i}{E_i} = 1 - f_{qi}^{\frac{2}{3}} \quad (22)$$

Por cuestiones de diseño, en los canales que trabajan a flujo subcrítico la magnitud de la carga de velocidad es pequeña en comparación con la del tirante, bajo este supuesto se puede asumir que $E_i \approx y_{m\acute{a}x}$ y a su vez $y_{m\acute{a}x} \approx E_{m0}$, de aqu\u00ed que $E_i \approx E_{m0}$ y en consecuencia la ecuaci\u00f3n (22) se pueda expresar como:

$$\frac{\Delta Z_i}{E_{m0}} = 1 - f_{qi}^{\frac{2}{3}} \quad (23)$$

La ecuaci\u00f3n (23) se desarrolla entre 0 y 1, y su gr\u00e1fica se visualiza de la siguiente manera:



A trav\u00e9s de la ecuaci\u00f3n (23) o de la (figura 4) se puede determinar la sobreelevaci\u00f3n m\u00ednima que se requiere en la plantilla del canal para garantizar, ante un gasto Q_i menor a Q_{m0} , la formaci\u00f3n de una secci\u00f3n de control en el interior de la zona estrangulada. Vale la

pena hacer notar que la ΔZ_1 así obtenida será ligeramente superior o igual a la derivada de la ecuación (20), lo que asegura la formación del tirante crítico.

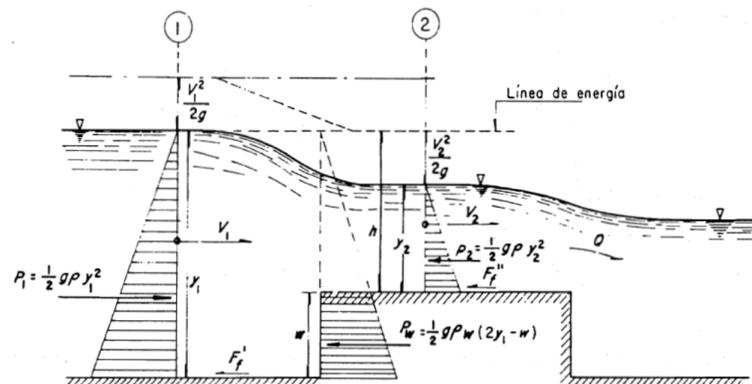
1.3 Longitud de la zona de estrangulamiento

Dentro de la zona de estrangulamiento se debe garantizar la formación de una sección de control, o sea una sección trabajando con energía específica mínima en la cual se presente el tirante crítico; para tal fin y considerando que en el último de los casos de presentará una condición de operación semejante a la que ocurre cuando existe la presencia de un escalón; resulta apropiado adoptar las recomendaciones existentes para tal fin. Al respecto y de acuerdo con la literatura especializada la longitud mínima L_{\min} del estrangulamiento se puede determinar a partir de la siguiente expresión:

$$3y_{c\min} < L_{\min} < 4y_{c\min}$$

1.4 Cálculo del caudal dentro de la zona de estrangulamiento

Asumiendo la presencia de una sobreelevación en el fondo del canal como la que se aprecia en la figura siguiente, aplicando la ecuación de cantidad de movimiento en el volumen de control que se encuentra acotado por las secciones (1) y (2), y presuponiendo que en (2) se presenta régimen crítico se obtiene:





AFORADOR DE CANALES
CON GARGANTA
CONTROLADA

SECRETARÍA DE
MEDIO AMBIENTE Y
RECURSOS NATURALES



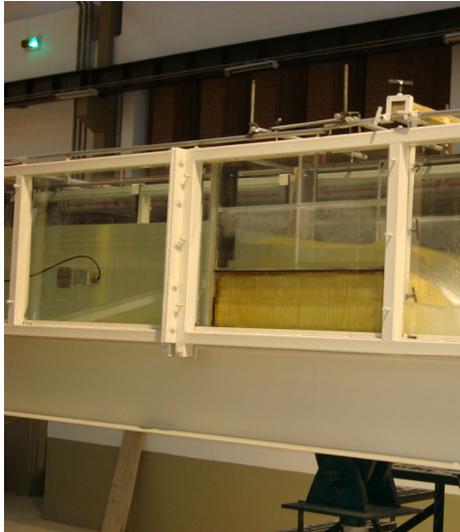
ANEXO FOTOGRAFICO

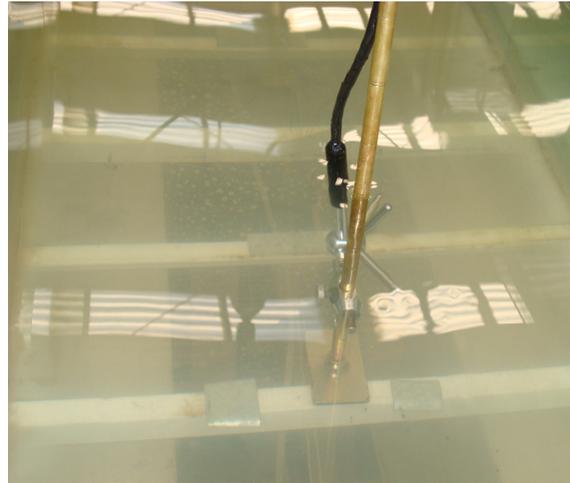
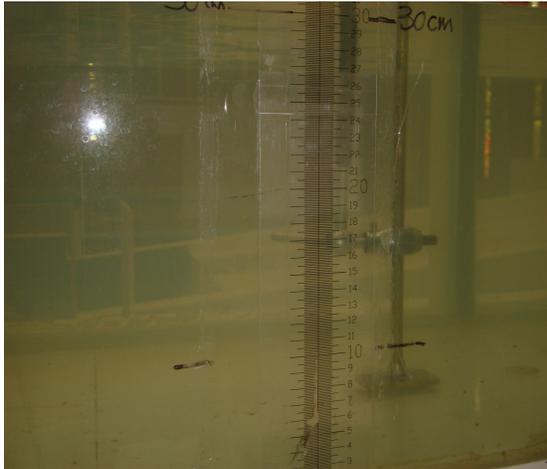


Instalación en el canal de pendiente variable.



Pruebas preliminares de funcionamiento.





Primera prueba



Segunda prueba





Tercera prueba

