

Estudio experimental de la obra de excedencias de la presa "Vista Hermosa" en Jalisco, México

INTRODUCCIÓN

El proyecto Vista Hermosa, ubicado en el municipio de Zapotiltic, Jalisco, Mex., consiste en la construcción de una presa de almacenamiento para captar los escurrimientos intermitentes del arroyo "San Jerónimo". Con este proyecto se busca incrementar la superficie de riego en la zona hasta 3,317 ha en beneficio directo de 910 familias. El sitio de proyecto y la ubicación de la zona de riego se localiza al sureste del Estado de Jalisco, entre las coordenadas 19°48' de Latitud Norte y a los 103°20' de Longitud Oeste, estando a una altura de 1,603 m.s.n.m. y a una distancia de 163 km al sureste de la ciudad de Guadalajara, Jalisco.

La cortina es de materiales graduados. La capacidad de almacenamiento para la elevación NAMO es de 34.108 Mm³, con una capacidad útil de 31.55 Mm³ y una capacidad para contener azolves de 2.55 Mm³. El vertedor de excedencias se localiza en un puerto de la margen derecha, es de tipo de eje recto con canal lateral y cresta libre de 80 metros de longitud, con una carga de diseño de 1.87 m para un gasto correspondiente de 409.07 m³/s, en la tabla 1 se presentan las características de la obra de excedencias.

Tabla 1.- Características de la Obra de Excedencias.

Elevación del NAME	1657.87 msnm
Elevación del NAMO	1656.00 msnm
Elevación de la cresta vertedora	1656.00 msnm
Elevación de la corona	1659.87 msnm
Capacidad de almacenamiento al NAME	37.31 Mm ³
Gasto máximo de la descarga del vertedor	409.07 m ³ /s
Longitud de la cresta vertedora	
Carga de diseño del cimacio	

Resumen / Abstract

Los vertedores laterales son frecuentes en obras hidráulicas para riego. Su funcionamiento hidráulico es complicado por la tridimensionalidad del flujo y se recomienda revisar su funcionamiento en modelos de laboratorio. Se presenta aquí un análisis teórico-experimental del funcionamiento del vertedor lateral de la presa "Vista Hermosa", localizado en el arroyo San Jerónimo, municipio de Zapotiltic, Jalisco, México. Las pruebas se realizaron en modelo físico escala 1:40. Se encontró que la capacidad del canal colector era insuficiente para evacuar el gasto máximo de diseño y se propuso incrementar el ancho del canal colector. Se incluye un análisis del comportamiento del flujo en todo el vertedor considerando el patrón del flujo y la distribución de velocidades a lo largo de la estructura.

Palabras clave: vertedor lateral, modelos físicos, flujo libre, velocidades.

Lateral spillways are frequent in hydraulic works for irrigation. Their hydraulic behavior is complicated due to its three-dimensional flow and it is usually recommended a laboratory study with a physical model. A theoretical and experimental analysis is presented and applied to the lateral spillway of the "Vista Hermosa" dam, located in San Jerónimo creek, Zapotiltic municipality, Jalisco, México. The tests were performed on a physical model with a 1:40 scale. It was found that the spillway capacity was not sufficient to evacuate the maximum design discharge and the proposal was made to enlarge the lateral canal. Flow behavior analysis of the flow along the whole spillway is included considering its flow pattern and velocity distributions throughout.

Keywords: lateral spillway, physical models, channel flow, velocities.

M.I. José Alfredo González V. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)

email: jagonzal@tlaloc.imta.mx

Dra. Josefina Espinoza A., IMTA, email: jespinoz@tlaloc.imta.mx

M.I. Ricardo Alvarez B., IMTA

Ing. Fredy Bahena R., IMTA

El objetivo del estudio fue evaluar, mediante la modelación física de la estructura, el funcionamiento hidráulico del vertedor para diferentes gastos, incluido el de diseño, y de ser necesario, dar las recomendaciones pertinentes para lograr un correcto funcionamiento que pudiera incluso modificar el diseño teórico original de la obra hidráulica. Acompañando al trabajo de laboratorio, se analizó teóricamente el diseño del vertedor y se compararon los resultados con los obtenidos en las mediciones experimentales.

MARCO TEÓRICO

El flujo sobre las obras de excedencias con vertedor de canal lateral a gasto creciente, caso de estudio, puede ser analizado mediante la ecuación dinámica de flujo espacialmente variado (ver Chow, 1959):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f - \frac{2Qq^*}{gA^2}}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}} \dots\dots\dots (1)$$

donde:
 S_o, S_f son las pendientes del canal y de energía respectivamente, B es el ancho de superficie libre del agua, en m, q* es el gasto de descarga por unidad de longitud, en m²/s/m, A es el área de la sección transversal del canal colector, en m².

Las consideraciones más importantes de la ecuación (1) son: el flujo es unidimensional y distribución de velocidades uniforme (se acepta una velocidad media), flujo paralelo y la pendiente del canal es pequeña.

En la solución de la ecuación (1), el cálculo se realiza de aguas abajo hacia aguas arriba, partiendo de la sección de control al final del canal colector, ver figura 1. Se inicia con el cálculo del tirante crítico Y_c y del tirante al final del canal lateral Y_L

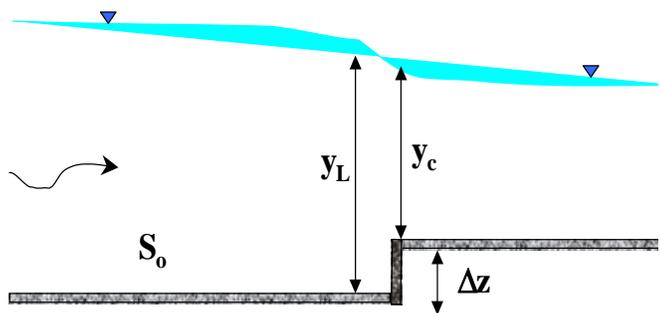


Figura 1.- Definición de variables para el inicio del cálculo del perfil de flujo

Para el cálculo del tirante crítico se resuelve la ecuación:

$$\frac{A_c^3}{T_c} = \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots (2)$$

donde:

- A_c= Área en la sección crítica (m²)
- T_c= Ancho de la Superficie Libre del agua en la sección crítica (m)
- Q= Gasto (m³/s)
- g= aceleración de la gravedad (m²/s)

Para el cálculo del tirante Y_L se usa la ecuación de la energía, cuantificando las pérdidas locales con la fórmula de Borda para canales:

$$Y_L + \frac{V_L^2}{2g} = \Delta z + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + k_e \left[\frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_L^2}{2g} \right] \dots\dots\dots (3)$$

siendo:

- Y_L y Y_c son los tirantes en cada sección (m), V_L y V_c Velocidades en cada sección (m/s), ΔZ= altura del escalón, k_e = es el coeficiente de pérdida por el escalón positivo varía entre 0.3 y 0.4.

Es importante hacer notar que el valor del coeficiente k_e seleccionado puede resultar diferente al real, y estará influenciando al valor de Y_L y por ende al cálculo de todo el perfil de flujo en el canal, por lo que en esta sección es muy importante conocer el funcionamiento real que se presenta en el modelo físico.

Para el cálculo del perfil en el canal colector, expresando la ecuación (1) en incrementos finitos entre dos secciones del canal, ver figura 2, se tiene:

$$\Delta y' = \frac{(V_1 + V_2)}{2g} \left[(V_2 - V_1) + \frac{(V_1 + V_2)(Q_2 - Q_1)}{(Q_1 + Q_2)} \right] + \left[\frac{sf_1 + sf_2}{2} \right] \Delta x \dots\dots\dots (4)$$

$$\Delta y' = y_1 - y_2 + S_o \Delta x \dots\dots\dots (5)$$

$$Q_1 = Q_2 - q \Delta x \dots\dots\dots (6)$$

$$Q_2 = q(x + \Delta x) \dots\dots\dots (7)$$

Y la pendiente de fricción, S_f, de acuerdo con la fórmula de Manning

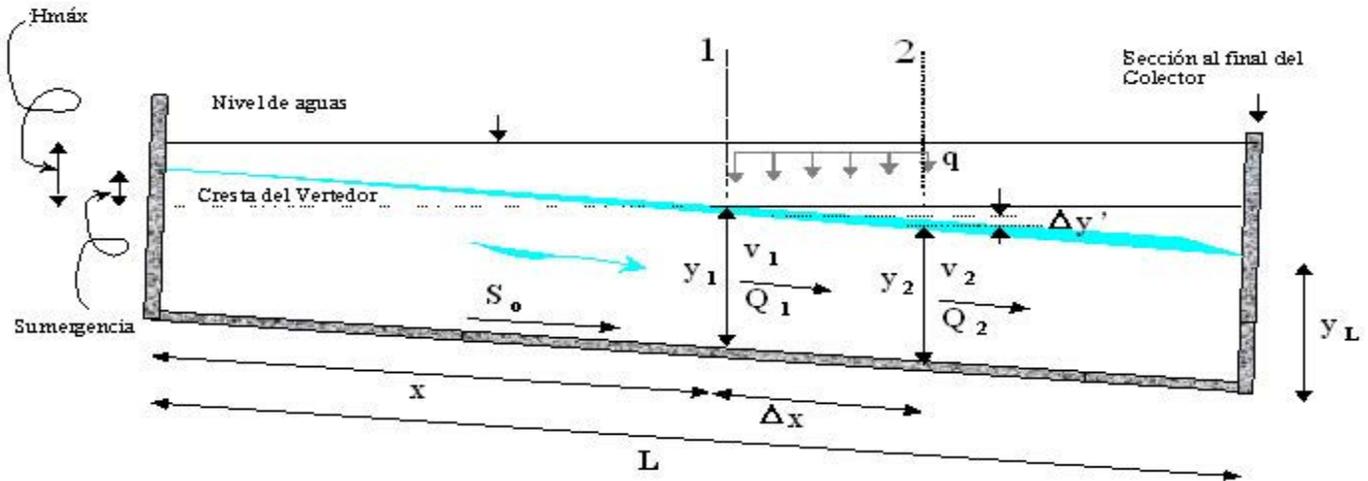


Figura 2.- Definición de variables en el canal colector

$$Sf = \left[\frac{V n}{R_h^{2/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (8)$$

Para un mejor funcionamiento hidráulico en el canal colector se recomienda que el régimen de flujo sea subcrítico, esto se logra si se cumple la condición de Li (1955) dada por:

$$\frac{S_o L}{A_L / T_L} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 F_L^2) \dots\dots\dots (9)$$

Adicionalmente, la sumergencia máxima debe ser hasta (2/3 H) y la pendiente transversal de la superficie libre puede estimarse de acuerdo con el criterio de Viparelli (1952) ver figura 3, con la ecuación:

$$P_x = \frac{q \sqrt{2gz_x}}{gy_x (b + 2ky_x)} \dots\dots\dots (10)$$

De acuerdo con Viparelli, se logra un buen funcionamiento para $P_x \leq 0.08$.

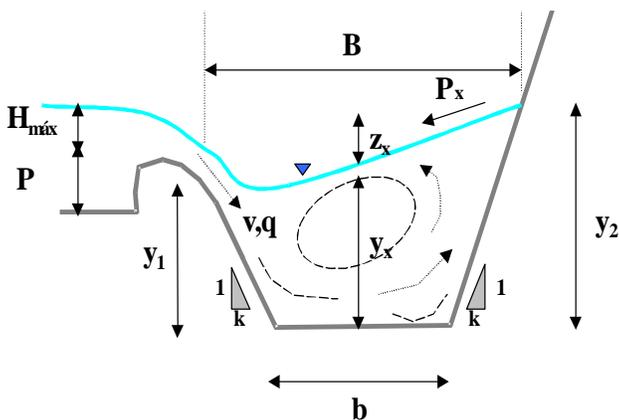


Figura 3.- Definición de variables en la determinación de la pendiente trasversal, de acuerdo con Viparelli.

MODELO FÍSICO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

De acuerdo con los criterios de similitud, para que exista semejanza entre prototipo y modelo en el caso de flujos a superficie libre, con flujo turbulento, donde la fuerza de gravedad es dominante (canales y ríos), el modelo debe diseñarse según la ley de semejanza o criterio de similitud de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \dots\dots\dots (11)$$

Siendo:

V la velocidad del flujo, m/s, g la aceleración de la gravedad, m/s², L una longitud característica del flujo, en m, y F es el número de Froude, adimensional.

Dadas las condiciones de flujo que se presentarán en el modelo hidráulico, el espacio disponible y la capacidad de bombeo del laboratorio de hidráulica del Instituto Mexicano de Tecnología del agua (IMTA), se hizo un análisis para determinar la escala a utilizar en la construcción del modelo. En este caso resultó conveniente seleccionar la escala de líneas 1:40, la cual se encuentra dentro del rango de escalas lineales en modelos hidráulicos de fondo fijo sin distorsión, modelos de obras hidráulicas de cárcamos de bombeo y túneles (Vergara, M. A., 1995).

En la figura 4 se muestra la configuración general del modelo físico, donde se incluye parte del vaso de almacenamiento, el canal de llamada, el cimacio de descarga, el canal colector, la sección de control (escalón), el canal de descarga. El modelo se construyó en parte de mampostería; la alimentación y la topografía del vaso así como la cresta del vertedor y en parte de acrílico; el canal colector y el de descarga, esto se hizo con el objeto de hacer los cambios en la geometría del canal de forma más sencilla y rápida. Esto tuvo la ventaja de tener mayor capacidad para la observación de la estructura del flujo a



Figura 4.- Configuración general del modelo físico de la obra de excedencias del Proyecto de la Presa Vista Hermosa, Jalisco, México.

lo largo del canal colector, y poder visualizar el comportamiento del flujo, el cual es bastante complejo en este tipo de vertedores.

Coefficiente de descarga del cimacio del vertedor de canal lateral

Con el proceso de calibración del modelo físico, se determinó el coeficiente de descarga del cimacio. De acuerdo con la ecuación general de descarga de vertedores tipo cimacio, sin control o compuertas, se tiene que:

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots (12)$$

donde:

Q = Gasto en el vertedor, en m³/s, C = Coeficiente de descarga del vertedor m^{1/2}/s, L = Longitud de la cresta vertedora, en m, H = Carga sobre la cresta, en m, H = Nivel agua - Nivel Cresta

Utilizando los datos experimentales transformados a prototipo, se calculó el coeficiente de descarga utilizando la ecuación [12], el cual resultó con un valor medio C = 2.095. Este valor es muy cercano al valor de C considerado en el diseño del cimacio, ya que si se toman en cuenta los datos del proyecto, para el gasto de diseño Q = 409.07 m³/s, una longitud L = 80 m y una carga H = 1.87 m, resulta un coeficiente de descarga teórico C = 2.00.

Sin embargo con el valor real de C (2.26) y conservando los valores de H y L, el gasto que se estaría descargando sería de Q = 462.67 m³/s. Si se mantiene la descarga de diseño Q= 409.07 m³/s, la carga necesaria sobre el vertedor sería de H= 1.75 m, 12 centímetros inferior a la carga de diseño.

Funcionamiento del canal colector

A partir de la revisión teórica de las características del canal colector, se observó que no se cumplía con la sumergencia máxima y se propuso incrementar el ancho del canal colector de 10 m a 12 m, geometría con la que se probó el modelo. En las pruebas de funcionamiento del vertedor se registraron los niveles de la superficie libre del agua y se obtuvieron velocidades del flujo mediante el medidor acústico FlowTracker versión 3.2, marca SONTEK. Las mediciones de velocidad se hicieron prácticamente al centro del canal y a la mitad de la profundidad, y dadas las características del equipo utilizado, se obtuvieron velocidades en las componentes X en el sentido del escurrimiento y Y en sentido transversal.

De acuerdo con los resultados teóricos y experimentales del funcionamiento del vertedor para el gasto de diseño Q= 409.07 m³/s, se pueden hacer las siguientes observaciones:

- El perfil del agua medido sobre la parte central del canal Exp_CC es semejante al perfil obtenido teóricamente, mientras que el perfil del agua en la margen derecha del canal Exp_MD rebasa el grado de sumergencia máxima permitida y está muy cerca del NAME, ver figura 5.

- En promedio la sobre-elevación del agua en la margen derecha Exp_MD, esta a una elevación de 1.3 m (elevación 1657.30 msnm) por arriba de la elevación de la cresta vertedora (elevación 1656 msnm), mientras que el perfil en el centro del canal Exp_CC está a una elevación en promedio 0.20 m por arriba de la elevación de la cresta vertedora.

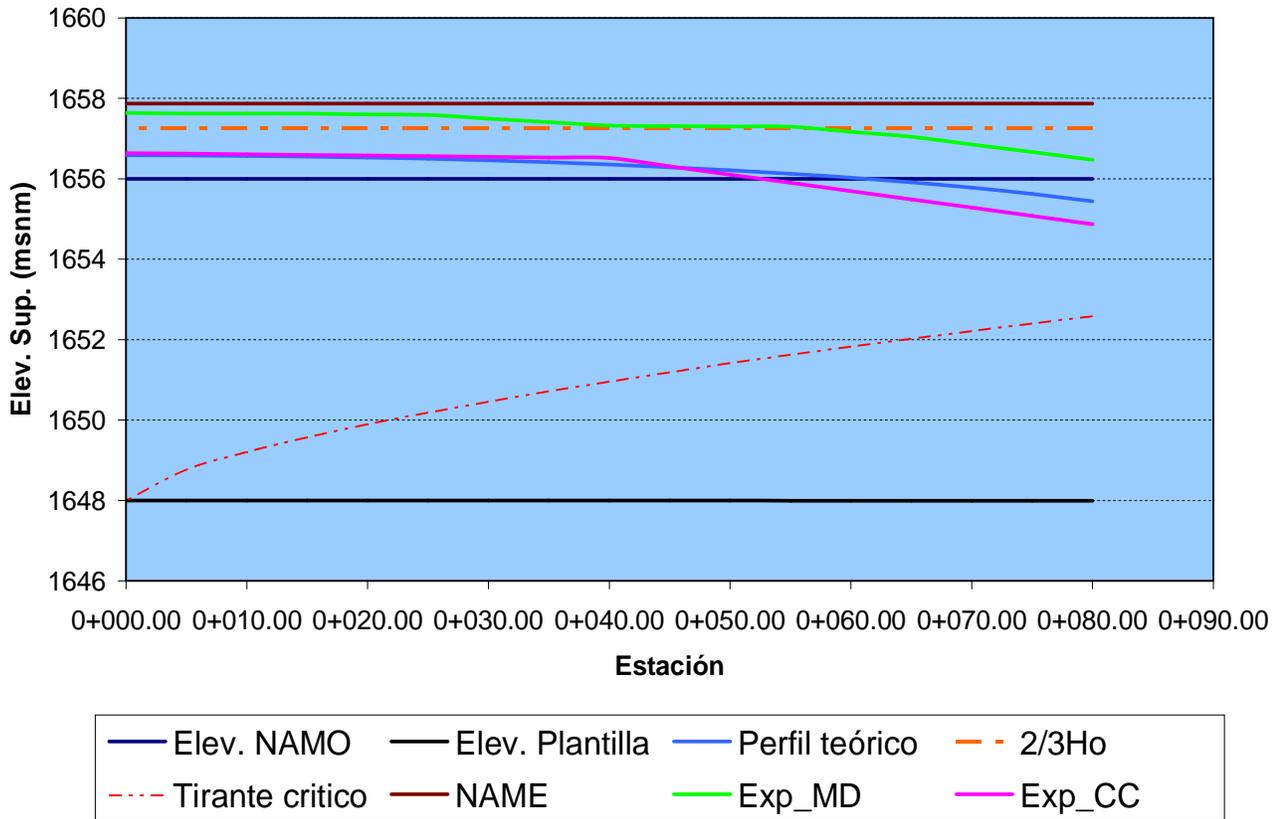


Figura 5.- Funcionamiento del canal colector para $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $B = 12 \text{ m}$.

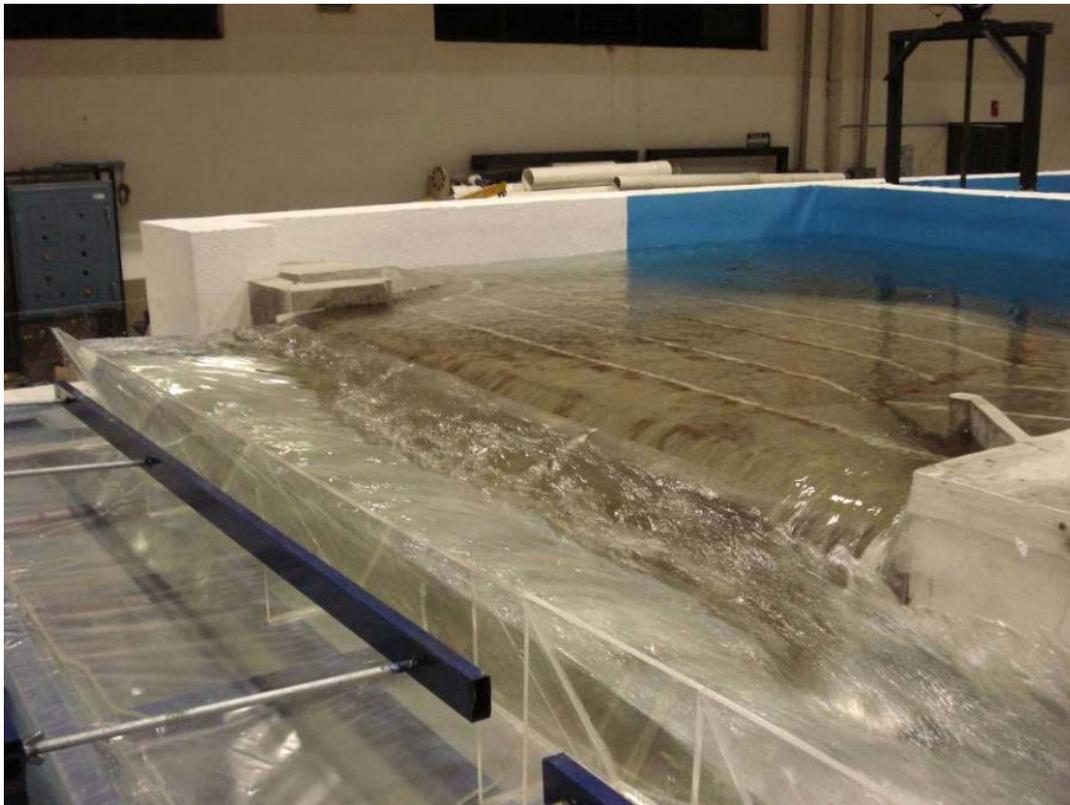


Figura 6.- Vista del funcionamiento del canal lateral, para el gasto de diseño $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$ para un ancho del canal colector $B = 12 \text{ m}$.

En la figura 6 se muestra el funcionamiento hidráulico del canal colector en el modelo, para las condiciones de operación del gasto de diseño. En general, la superficie libre del agua no presentó oscilaciones importantes.

Con estos resultados, se sugirió incrementar un metro más el ancho de plantilla del canal colector para garantizar que el nivel de la superficie libre del agua sobre la margen derecha no sobrepase la sumergencia máxima.

Para esta modificación, los resultados se muestran en la figura 7 para el caso del canal colector de ancho $B = 13 \text{ m}$ y el gasto de diseño $Q=409.07 \text{ m}^3/\text{s}$.

De la figura 7 se desprende lo siguiente:

- Al incrementar el ancho de la plantilla las elevaciones máximas del agua en la margen derecha Exp_MD quedan dentro de la sumergencia máxima permitida. El nivel del agua se redujo en promedio 0.35 m con respecto a la elevación obtenida para el ancho $B = 12 \text{ m}$.
- Las elevaciones del agua medidas al centro del canal Exp_CC resultaron ligeramente inferiores al perfil teórico y ligeramente superiores a la elevación de la cresta del cimacio en los primeros 30 m . En este caso el nivel del agua se redujo en promedio 0.57 m con respecto a lo observado en el funcionamiento del canal con un ancho $B = 12 \text{ m}$.

- La pendiente transversal de la superficie libre del agua es ligeramente superior a la obtenida con el criterio de Viparelli, sin embargo de acuerdo con el funcionamiento hidráulico observado, esto no resultó crítico. Por ejemplo, en la figura 8 se muestra transversalmente el comportamiento del flujo para el gasto de diseño, donde no se detectan grandes perturbaciones en la superficie libre del agua.

En general el flujo fue casi simétrico en el canal colector, figura 9, es decir la característica en este tipo de vertedores de canal lateral, de tener un flujo prácticamente dividido con una estructura de flujo a lo largo de la zona de descarga del cimacio y el otra estructura de flujo pegada a la margen opuesta a la descarga, no ocasionó grandes perturbaciones hacia aguas abajo.

Las diferencias entre el perfil teórico y el medido se deben al comportamiento turbulento y a la tridimensionalidad del flujo, lo cual no está considerado en las ecuaciones de movimiento. De acuerdo con la teoría de flujo creciente en un vertedor de canal lateral, una de las hipótesis más importantes es la consideración de flujo unidimensional, sin embargo en la práctica el flujo es tridimensional oscilatorio y turbulento.

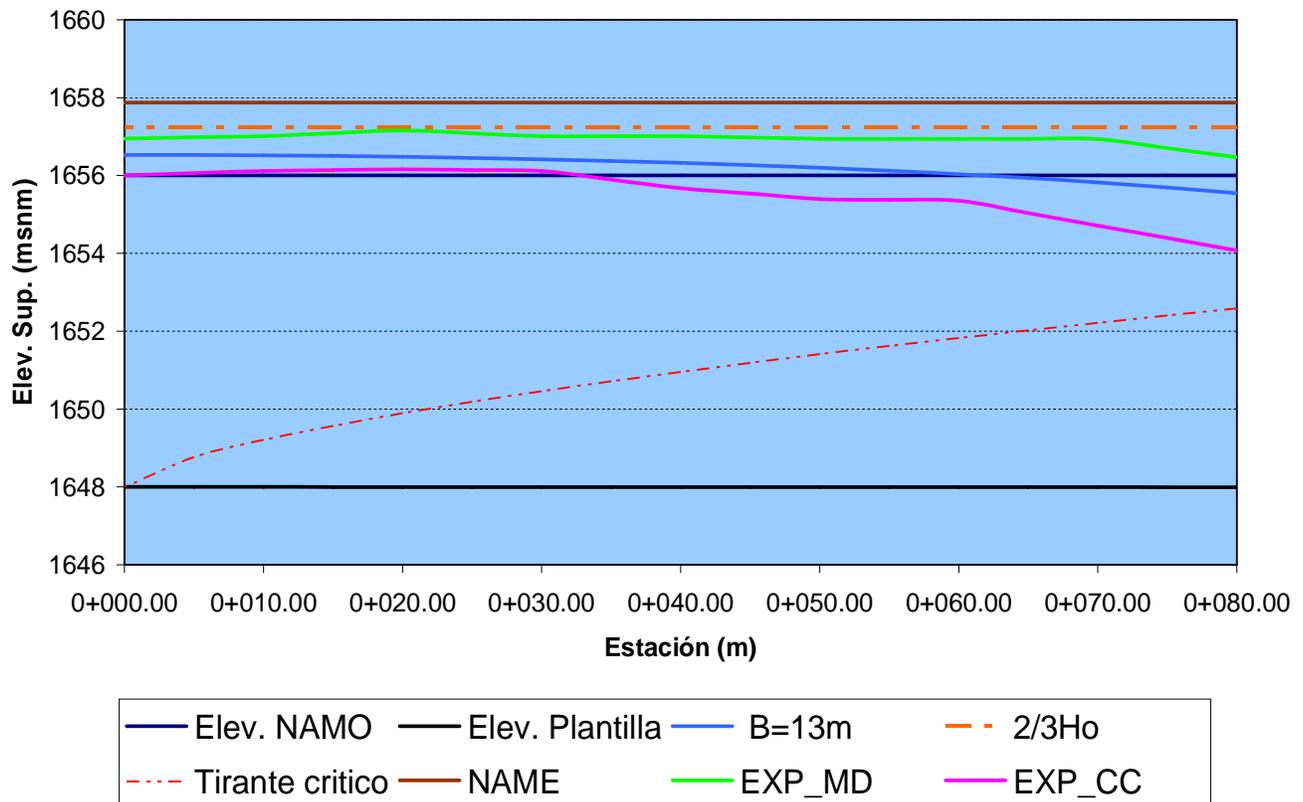


Figura 7. Funcionamiento del canal colector comparación teórico-experimental para $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$, $B = 13 \text{ m}$.

Con estos resultados, se recomienda fijar el ancho de plantilla del canal colector con un ancho $B = 13$ m y una zona de transición en la sección de control para llegar a tener un ancho de plantilla $B = 12$ m en el conducto de descarga, geometría para la cual se analizó el funcionamiento del resto de la obra de excedencias.

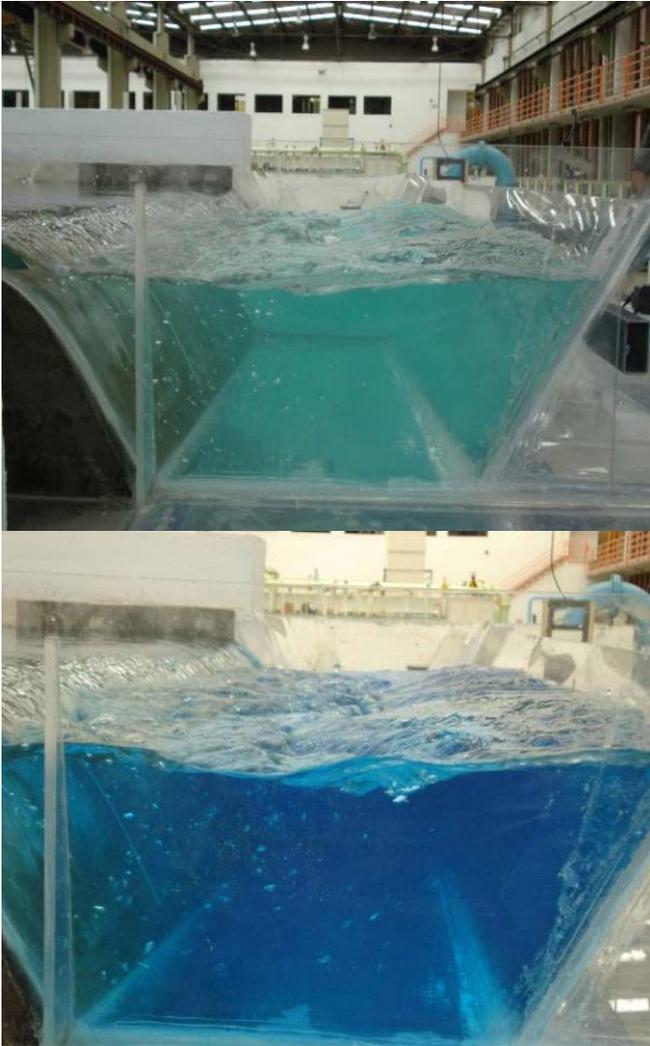


Figura 8.- Comportamiento transversal del flujo en el canal colector, para $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$ y $B = 13$ m.

En el canal colector el flujo muestra dos estructuras vorticosas una a cada lado del canal colector, siendo la de la margen derecha la de mayor tamaño y por esto la altura de la superficie libre sobre esta margen alcanza los valores más altos.

La variación de las velocidades longitudinal y transversalmente, puede verse en la figura 10, para toda la obra de excedencias las que se midieron al centro del vertedor y a la mitad de la profundidad. En el canal colector, las velocidades oscilan entre 0 - 5 m/s, con cambio de dirección en los primeros cuarenta metros y velocidades de 2 a 4 m/s. Después el flujo se orienta en la dirección principal hacia el final del canal colector, con velocidades de 4.5 m/s.

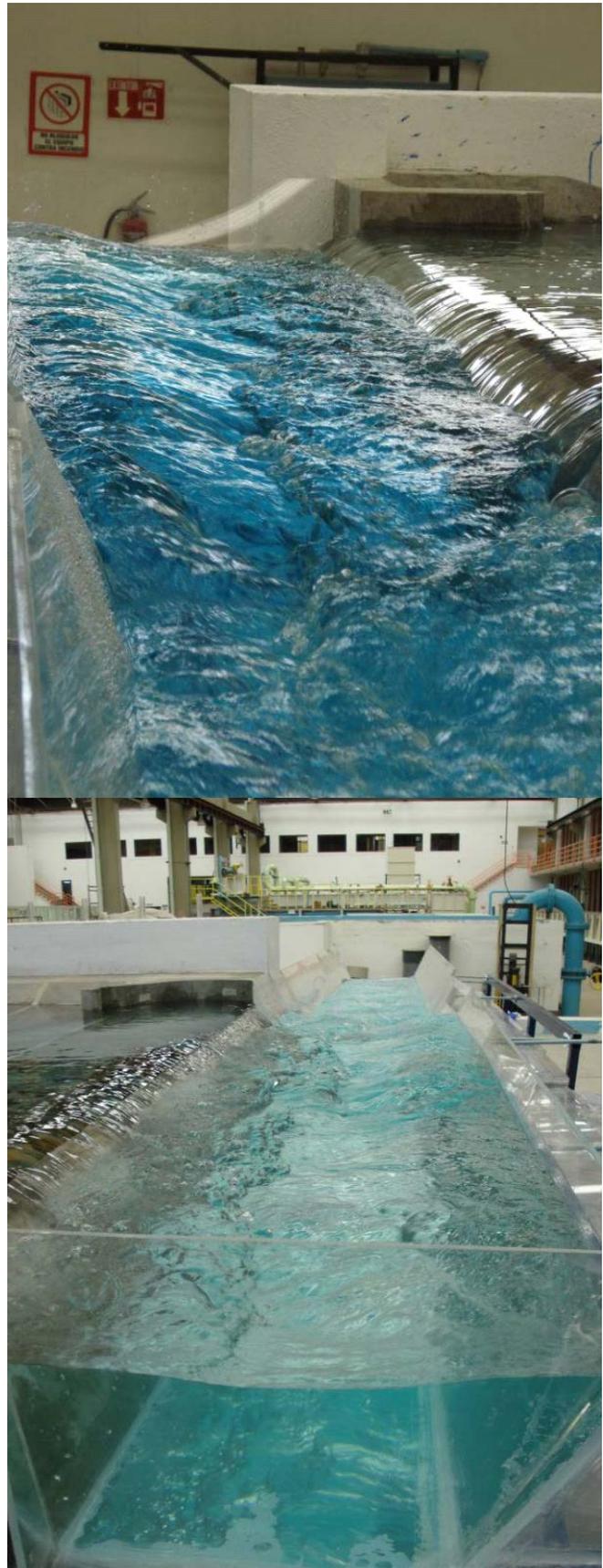


Figura 9.- Comportamiento general del flujo en el canal colector, para $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$, $B = 13$ m.

La variación de la velocidad transversal del flujo en el canal colector nos dice que el flujo es oscilatorio y que en un buen diseño acorde con la teoría, debería esperarse en principio, que las velocidades transversales tendieran a cero, es decir, que toda la energía del flujo vertiente se debiera disipar al caer en el canal colector. Para este caso, las velocidades transversales no son tan importantes como puede notarse en la figura 10, ya que en el canal colector esta velocidad oscila entre -0.5 m/s y 0.5 m/s y hasta antes del cambio de pendiente del vertedor, muestra más o menos esa tendencia.

En lo que respecta a la velocidad longitudinal, se va incrementando paulatinamente en el canal de descarga, alcanzando los 24 m/s hacia el final de la estructura.

En términos generales, con el planteamiento de las modificaciones al diseño original del proyecto de la obra de excedencias de la presa Vista Hermosa, Jalisco, se tuvo una mejoría sustancial en el funcionamiento hidráulico del vertedor de canal lateral disminuyendo las elevaciones de la superficie libre del agua, las velocidades en el canal y el nivel de turbulencia en el canal colector.

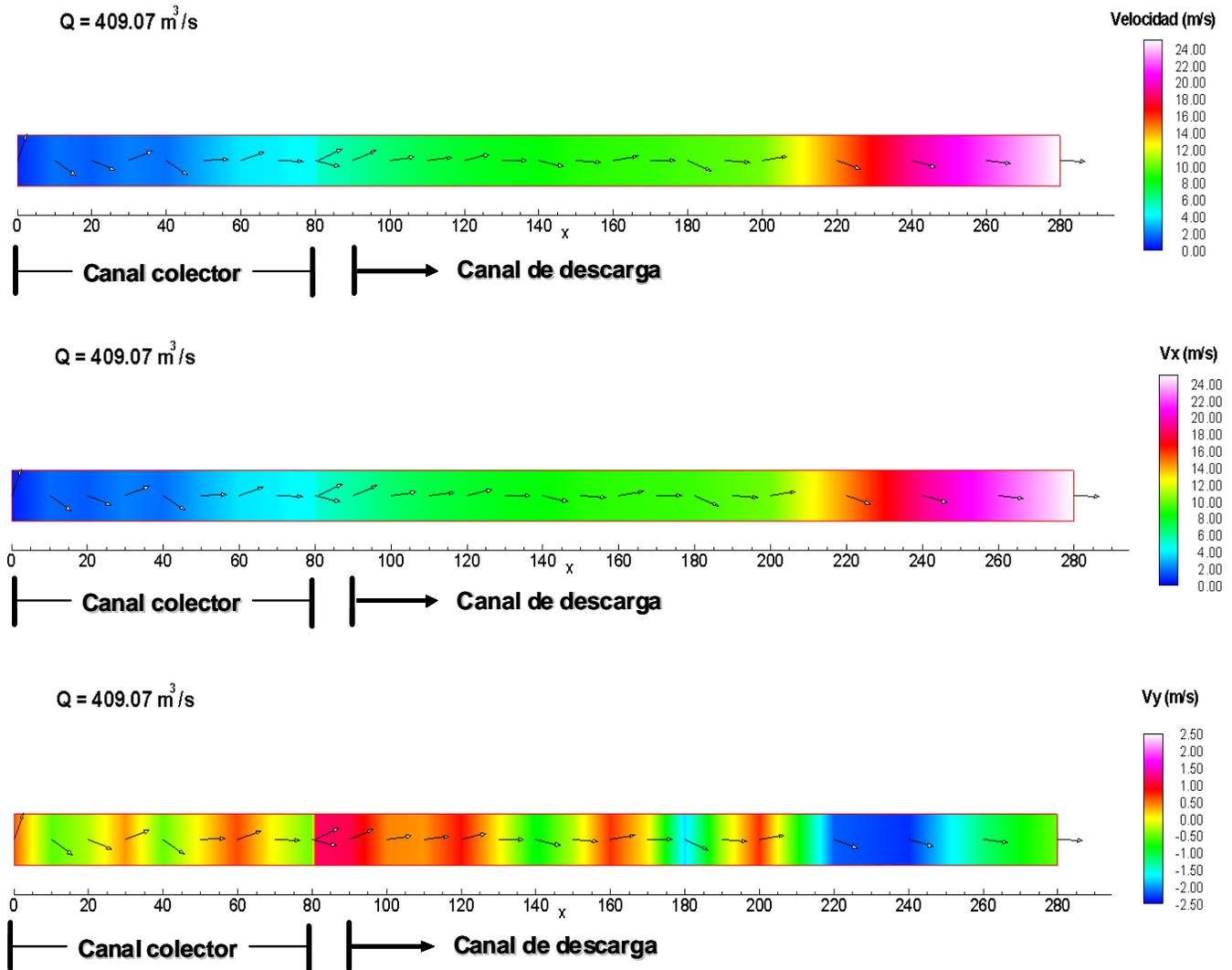


Figura 10. Velocidades V , V_x y V_y a lo largo del vertedor de canal lateral, $B = 13 \text{ m}$.

CONCLUSIONES

Se realizó un estudio teórico-experimental del vertedor de la Obra de excedencias de la presa Vista Hermosa, proyecto localizado en el arroyo San Jerónimo, en el municipio de Zapotiltic, Jalisco, México. El estudio experimental se hizo en un modelo físico escala 1:40, con los resultados siguientes:

Capacidad de descarga del cimacio. Se determinó un coeficiente de descarga medio de $C = 2.095$, valor muy cercano al valor teórico $C = 2.00$, considerando los datos del proyecto, de $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 80 \text{ m}$ y $H = 1.87 \text{ m}$. Con este resultado, conservando la carga de diseño se podrá descargar por el vertedor un gasto $Q = 462.67 \text{ m}^3/\text{s}$. Si se mantiene el descargar el gasto de diseño de $Q = 409.07 \text{ m}^3/\text{s}$, la carga necesaria sería de $H = 1.75 \text{ m}$, 12 centímetros menos que la carga de diseño.

Canal colector. A partir de la revisión teórica del proyecto original, se realizaron inicialmente varios ajustes a la geometría. Los cálculos del perfil teórico en el canal colector para la geometría original mostraron un grado importante de ahogamiento (el nivel de la superficie libre del agua prácticamente alcanza la sumergencia máxima en los primeros 25 m del canal colector) y de acuerdo con la experiencia en este tipo obras, experimentalmente los niveles del agua son superiores a los teóricos, por lo que en principio se propuso incrementar el ancho de plantilla del canal colector de $B = 10 \text{ m}$ a $B = 12 \text{ m}$.

De acuerdo con los primeros resultados experimentales para el gasto de diseño y ancho de $B = 12 \text{ m}$, en general la superficie libre del agua no presentó oscilaciones importantes y se observó una lámina de agua del cimacio disipada, sin generar gran turbulencia. Sin embargo, el perfil del agua medido en la margen derecha del canal colector, rebasó el grado de sumergencia máxima permitido. En promedio, la sobre-elevación del agua medida experimentalmente sobre la margen derecha (MD), resultó 1.3 m (elevación 1657.30 msnm) arriba de la cresta vertedora (elevación 1656 msnm), mientras que el perfil del agua medido al centro del canal estuvo en promedio 0.20 m arriba de la cresta vertedora.

De estos resultados, se planteó incrementar el ancho de plantilla a $B = 13 \text{ m}$ para buscar que el nivel de la superficie libre del agua sobre la margen derecha en el canal, no sobrepase la sumergencia máxima permitida.

Con esta modificación las elevaciones máximas del agua sobre la margen derecha (M.D.) resultaron por debajo de la sumergencia máxima permitida. El nivel del agua se redujo en promedio 0.35 m respecto al ancho $B = 12 \text{ m}$.

Las elevaciones del agua medidas al centro del canal resultaron por debajo del perfil teórico y ligeramente encima de la cresta del cimacio en los primeros 30 m. En este caso el nivel del agua se redujo en promedio 0.57 m , respecto al ancho $B = 12 \text{ m}$.

En general el patrón de flujo de acuerdo con lo observado y con la medición de velocidades al centro del canal, mostró un comportamiento estable. El flujo alcanzó velocidades hasta de 4.5 m/s a la salida del canal colector.

A partir de estos resultados, se recomendó fijar el ancho de plantilla del canal colector a $B = 13 \text{ m}$ y una zona de transición en la sección de control para llegar a tener un ancho de plantilla $B = 12 \text{ m}$ en el conducto de descarga.

Con el nuevo diseño $B = 13 \text{ m}$, se observó que el comportamiento del flujo mejoró significativamente. Los resultados con las modificaciones realizadas al ancho de plantilla del canal lateral mostraron un funcionamiento más estable, al bajar el nivel de turbulencia en el canal colector las mediciones de elevaciones de la superficie libre del agua se aproximaron más a las obtenidas con el modelo teórico y se cumplió con el criterio de sumergencia.

REFERENCIAS

- Chow, V.T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Li, W. (1955). "Open channels with Non uniform Discharge" *Transactions ASCE*, Vol. 120, pp.255-274
- González, V. Espinoza A., et al. (2008). *Estudio en Modelo Físico del Funcionamiento Hidráulico del Vertedor de la Presa Vista Hermosa*, Informe HC - 0865.3 IMTA.
- Sotelo, A.G. (2002). *Hidráulica de Canales*. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Vergara, S., M. A (1995). *Técnicas de Modelación en Hidráulica*, Alfa Omega,
- Viparelli, C. (1952). "Sur proporzionamento dei canali collettori. A servizio discarichi di superficie". *L'Energia Elettrica*, Vol. 29, pp341-353.

Recibido: Octubre del 2010
Aprobado: Noviembre del 2010