



III CONGRESO NACIONAL DE RIEGO Y DRENAJE COMEII 2017

Puebla, Pue., del 28 al 30 de noviembre de 2017

CANAL PRINCIPAL HUMAYA: PROBLEMATICA

Víctor Ruiz^{1*}; Ernesto Olvera¹; Braulio Robles¹; Eduardo Chan¹

¹Coordinación de Riego y Drenaje. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550. México.

vmruiz@tlaloc.imta.mx - 52 777 329 3600 ext. 609 (*Autor de correspondencia)

Resumen

El Canal Principal Humaya de acuerdo a la información encontrada en los archivos de la Comisión Nacional del Agua fue diseñado para una capacidad máxima de conducción en su obra de cabeza de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ considerando un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014. En 1984, la SARH reportó que los niveles de diseño fueron para $80 \text{ m}^3/\text{s}$ con un coeficiente de rugosidad de 0.017. Antes de la sobreelevación del mismo era imposible introducir gastos mayores a $85 \text{ m}^3/\text{s}$ sin que el canal se desbordará en algún punto a lo largo de él. Como parte de los trabajos de diseño de la sobreelevación realizados por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua se calibró el modelo de simulación "Simulation of Irrigation Canals" para describir el funcionamiento del canal en régimen permanente. El modelo se calibró usando los datos obtenidos de un levantamiento topográfico realizado en 2013 con secciones cada 100 metros y los nivel del agua y gasto medidos a lo largo del canal determinados con un equipo GPS – RTK usando los bancos de nivel del estudio topográfico y un perfilador Dopplermovil M9 de Sontek. Los coeficientes de rugosidad fueron ajustados para que el modelo reprodujera los niveles medidos en el canal. Los coeficientes obtenidos a lo largo del canal fueron superiores a 0.023 lo cual corresponde a un canal no revestido. Lo anterior indica el deterioro en el que se encuentra toda la infraestructura del canal.

Palabras clave adicionales: simulación, canales, calibración.



Introducción

El Canal Principal Humaya (CPH) fue diseñado considerando un gasto en su obra de toma de 100 m³/s y un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.14. Sin embargo, con dificultad se pueden introducir más de 85 m³/s sin que el canal se desborde en algún punto a lo largo de este.

Los problemas del CPH vienen de muchos años atrás. En el archivo del Agua de la CONAGUA se encontró un oficio dirigido al Ing. Aurelio Benassini V., Jefe del Consultivo Técnico, elaborado por el Ing. José Madero Rodríguez de fecha 7 de noviembre de 1983. Este reporte menciona: “el gasto que en condiciones normales de operación se ha podido derivar ha sido de 80 m³/s y forzando tirante, hasta 85 m³/s”.

El 3 de Mayo de 1984 el Ing. Manuel Aldeco y Cejudo, director general de grande irrigación, envió un oficio al Dr. Fernando Gonzalez Villareal, Subsecretario de Infraestructura Hidráulica. En este oficio se indica: “la capacidad real del canal es inferior a la de proyecto”, “aceptando que el coeficiente de rugosidad de proyecto es bajo y el valor adecuado sea 0.017, se confirma el gasto aforado de 80 m³/s en el inicio del canal”.

En este artículo se presenta las herramientas usadas para determinar el tirante a lo largo de un canal en régimen permanente. Se describe los procedimientos usados para recabar los datos de nivel y gasto usados en campo. Se presentan los valores de nivel del agua y gasto medidos en campo para un gasto cercano a los 80 m³/s en la obra de toma y los niveles de diseño. Así mismo se presentan los coeficientes de Manning determinados por sección de canal al calibrar el modelo de simulación usado para reproducir el canal en régimen permanente. Los altos valores de los coeficientes de rugosidad obtenidos ponen de manifiesto el deterioro presente en los tramos de canal como lo muestran algunas imágenes mostradas del canal.

Materiales y métodos

Cálculo de gasto en régimen permanente, gradualmente variado

La ecuación diferencial para flujo gradualmente variado considerando que la pendiente del canal, el gasto y el coeficiente de energía “ α ” es constante e independiente de x se expresa como (Chow, 2004):

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_0 - S_f}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3}} \quad (1)$$



donde

x : es la posición a lo largo del canal

y : es el tirante

S_o: la pendiente del canal

Q : el gasto

A : es área hidráulica

g : gravedad

$$T = \frac{\partial A}{\partial y}$$

S_f: la pendiente de energía expresado por $S_f = \frac{n^2 V^2}{2.22 R^{4/3}}$

n : coeficiente de rugosidad de Manning

V : velocidad del agua

R : radio hidráulico de la sección

Simulation of Irrigation Canals

Los modelos de simulación numérica de flujo unidimensional a superficie libre permiten estudiar el comportamiento hidráulico de un canal de riego en régimen permanente y transitorio. En este trabajo se utilizó el programa Simulation of Irrigation Canals "SIC" version 5.3, desarrollado por el "Institut National de Recherche en Science et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture" (IRSTEA).

La resolución numérica de SIC en régimen permanente, asume que el escurrimiento es unidimensional y por gravedad, además de que el escurrimiento es transversalmente uniforme, por lo que se acepta la hipótesis de que la superficie libre del agua a lo ancho de una sección mantiene su elevación constante. También se considera que las pérdidas de energía pueden ser estimadas mediante la ecuación de Manning- Strickler, que las velocidades transversales son despreciables y que la distribución de presiones es hidrostática.

SIC presente tres componentes principales:

- Captura de información topográfica o geométrica
- Simulación hidráulica a régimen transitorio y permanente
- Presentación de resultados

Análisis y discusión de resultados

Datos requeridos en SIC para reproducir el comportamiento hidráulico de un canal

Para usar SIC se requieren dos tipos de datos del canal, topografía o geometría y tirante y gastos de operación del canal.

En 2013 como parte de los trabajos para la sobreelevación del Canal Principal Humaya el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua realizó un levantamiento topográfico con secciones cada 100 metros. Durante este trabajo se colocaron



bancos de nivel cada 500 metros. Estos bancos están referidos al banco de nivel instalado por la Comisión Federal de Electricidad en la explanada de la presa derivadora Andrew Weiss. Presa que deriva el agua del río Humaya al CPH. Los datos topográficos y geométricos del canal son capturados en SIC usando el módulo de geometría.

Durante 2014 se hicieron diferentes campañas de aforo donde se recabó información de niveles y gasto a todo lo largo del canal. Los gastos se midieron mediante un perfilador de efecto Doppler M9 de Sontek y el nivel del agua con un equipo GPS-RTK usando los bancos de nivel colocados durante el levantamiento topográfico realizado (Figura 1).



Figura 1. Mediciones de nivel y gasto en el CPH.

Calibración de SIC

La calibración es un proceso iterativo, y por ser flujo subcrítico el que prevalece en el CPH, se realiza de aguas abajo hacia aguas arriba por tramo de canal. El usuario propone los coeficientes de Manning y selecciona las ecuaciones de las estructuras de control, realiza la simulación de una sección de canal y verifica que los valores obtenidos de la cota de nivel aguas arriba del tramo coincidan con los medidos en campo. Si no es el caso los coeficientes y ecuaciones se modifican y se repite el proceso (figura 2).

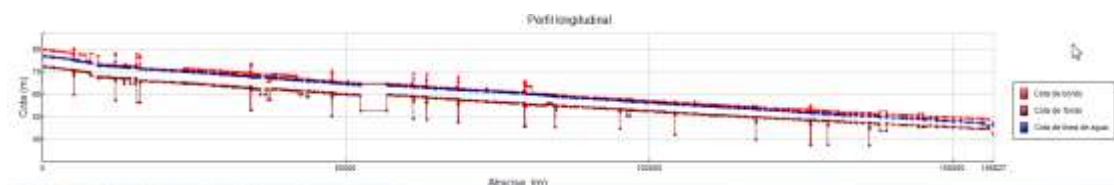


Figura 2. Perfil resultante del proceso de calibración del modelo SIC.

Comparación de los datos medidos en campo y diseño canal

La cota del agua medida durante la campaña de aforo se compara con los niveles de diseño de operación del canal tomados a partir de los datos geométricos del canal restando el valor de h.r. de acuerdo a la recomendación de la SARH (figura 3).

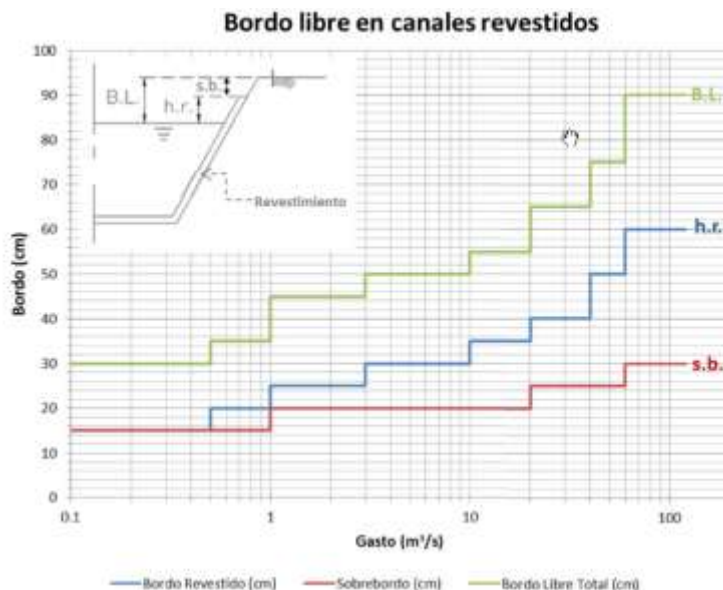


Figura 3. Manual de proyectos de zonas de riego de la SARH, 1971.

Estructura	Km	Gasto (m ³ /s)	Aguas Arriba			Aguas Abajo			Diferencias	
			Elev. plantilla (msnm)	Elev. agua medidos (msnm)	Elev. agua diseño (msnm)	Elev. plantilla (msnm)	Elev. agua medido (msnm)	Elev. agua diseño (msnm)	Aguas arriba	Aguas abajo
Derivadora Andrew Weiss						72.577	77.335	76.797		0.538
Sifón 5+354	5+114	79.669	71.103	75.813	75.700	70.859	75.46	74.948	0.113	0.512
Tunel Tecorito	7+923	79.200	69.711	74.334	74.243	68.121	73.182	72.810	0.091	0.372
Sifón 12+120	11+981	77.919	67.608	72.848	72.460	67.597	72.753	72.140	0.388	0.613
Dique 1	13+240	77.919	67.379	72.575	72.257	67.43	72.486	72.237	0.318	0.249
Dique 2	14+388	77.919	67.273	72.281	72.172	67.273	72.208	72.016	0.109	0.192
Sifon grande	15+500	75.967	67.246	72.134	72.034	66.361	71.634	71.209	0.100	0.425
Represa 23	23+460	75.500	65.328	70.515	70.178	65.327	70.452	70.067	0.337	0.385
represa 29	29+200	71.659	64.14	69.39	68.990	64.08	69.315	68.780	0.400	0.535
Sifón 34	34+300	71.276	63.116	68.279	67.866	62.753	68.04	67.463	0.413	0.577
Dique Batamote y Arroyo Pri	35+700	71.276	62.646	67.818	67.207	62.714	67.651	67.230	0.611	0.421
Represa 37+320	38+287	72.461	62.577	67.531	67.100	62.52	67.49	67.020	0.431	0.470
Represa 40+900	41+863	68.328	61.858	66.67	66.400	61.925	66.63	66.300	0.270	0.330
Represa y sifón 46+179	47+630	63.900	60.909	65.633	65.420	60.71	65.47	65.280	0.213	0.190
Represa 48+860	50+300	58.363	60.231	64.9	64.750	60.205	64.89	64.700	0.150	0.190
Dique Mariquita	52+300	54.483	59.835	64.52	64.340	60.114	64.37	64.301	0.180	0.069
Represa 55+964	60+890	51.597	59.542	63.805	63.710	59.525	63.763	63.720	0.095	0.043
Sifón 55+964	61+100	51.597	59.516	63.763	63.720	59.271	63.672	63.520	0.043	0.152
Sifón 58+155	63+275	51.546	58.973	63.381	63.200	58.783	63.222	63.000	0.181	0.222
Represa 63+160	68+285	52.391	58.004	62.521	62.260	58.053	62.498	62.220	0.261	0.278
Sifón 63+361	68+484	52.391	58.029	62.498	62.220	57.721	62.346	62.020	0.278	0.326
Represa 68+715	73+200	50.572	57.096	61.767	61.270	57.06	61.736	61.260	0.497	0.476
Represa y sifón 74+220	79+383	50.710	56.194	60.881	60.390	55.79	60.581	59.990	0.491	0.591
Represa 77+720	82+816	49.718	55.34	60.022	59.700	55.42	59.99	59.600	0.322	0.390
Sifón 79+335	84+465	50.115	55.136	59.552	59.500	55.3	59.357	59.300	0.052	0.057
Represa 83+659	87+735	45.355	54.79	58.905	58.730	54.71	58.864	58.600	0.175	0.264
Represa 88+406	92+570	41.557	54.109	58.117	57.960	54.053	58.084	57.900	0.157	0.184
Sifón 90+800	95+200	41.785	53.65	57.615	57.700	53.46	57.541	57.500	-0.085	0.041
Dique Palos Amarillos	96+400	41.785	53.33	57.315	57.300	53.316	57.21	57.300	0.015	-0.090
Represa 92+570	97+282	41.614	53.219	57.16	57.300	53.158	57.091	57.250	-0.140	-0.159
Represa 98+311	102+610	37.600	52.418	56.274	56.320	52.421	56.219	56.310	-0.046	-0.091

Cuadro 1. Datos de campaña de aforo y cotas de operación



En el cuadro 1 se presentan los datos medidos en el canal durante la campaña de aforo presentando un gasto al inicio del canal de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ y los niveles de operación del canal de diseño los cuales asumen un gasto de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ y un coeficiente de rugosidad de 0.014. O bien como reporta en 1984, un gasto máximo de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ con un coeficiente de rugosidad de 0.017.

Como se puede observar en el Cuadro 1, los niveles medidos en el canal son superiores a los de diseño. En particular se observa que los niveles aguas abajo de las estructuras son mayores a los de diseño. Lo anterior indica que la mayor pérdida de carga en el canal no se encuentra en las estructuras, se encuentra en los canales localizados entre aguas abajo de la estructura y aguas arriba de la siguiente estructura. Esto nos indica que los tramos de canales se encuentran muy deteriorados.

Cuadro 2. Coeficiente de rugosidad de tramos del CPH obtenidos al calibrar SIC.

Cota inicial	Cota Final	Manning
0+000	5+040	0.023
5+178	7+900	0.025
9+200	11+970	0.019
12+028	13+000	0.022
13+559	14+376	0.022
16+100	23+445	0.023
23+485	29+193	0.024
29+233	34+200	0.025
34+500	35+662	0.026
37+630	38+270	0.026
38+310	41+819	0.023
41+859	42+239	0.024
43+864	47+634	0.021
47+727	50+292	0.024
50+332	52+294	0.022
56+900	61+073	0.021
61+163	63+266	0.022
63+357	68+265	0.023
0+069	72+962	0.024
73+300	79+362	0.023
79+650	82+804	0.029
82+845	84+445	0.021
d84+530	87+688	0.02
87+755	92+506	0.022
92+600	94+950	0.023
95+250	96+106	0.023
96+780	97+266	0.017

En el Cuadro 2, Figura 4, se encuentran los coeficientes de rugosidad de Manning encontrados para los tramos del canal. Como se observa los valores obtenidos al calibrar el modelo de simulación SIC son similares a los encontrados en un canal no revestidos.

El coeficiente de rugosidad de Manning encontrado indica un cambio respecto a las condiciones de diseño de canal, ya sean azolves, losas toda, revestimiento daño etc. Es una medida del deterioro del canal (Figura 5).

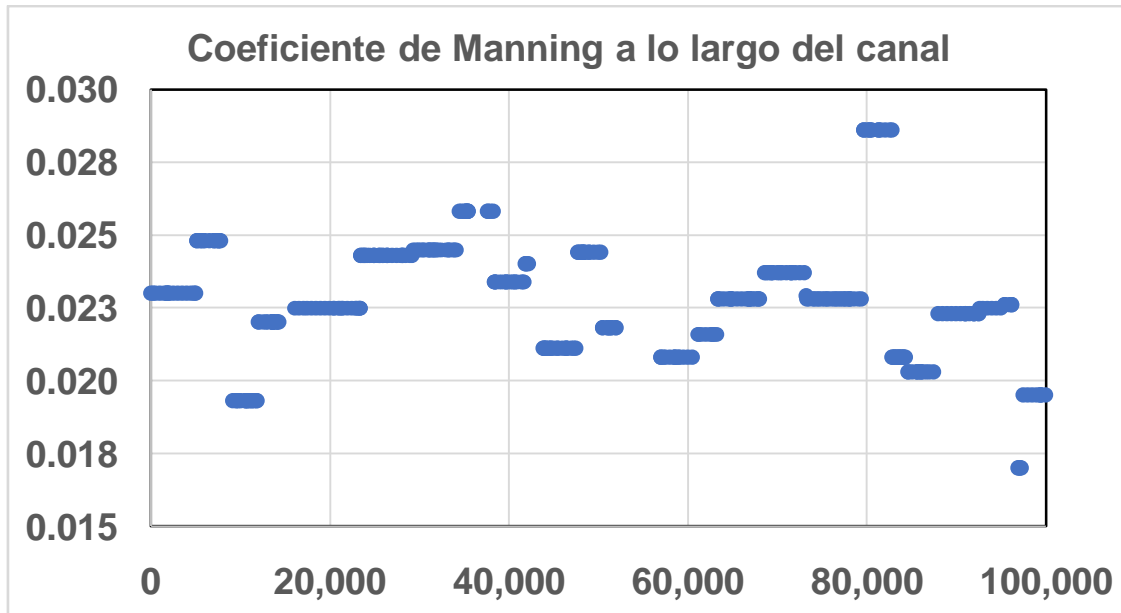


Figura 4. Coeficientes de rugosidad a lo largo del CPH.

Conclusiones

La medición de niveles y gasto y la calibración de un modelo de simulación en régimen permanente nos permiten encontrar un indicador a través de coeficiente de rugosidad obtenido del grado del deterioro de un canal, de manera similar a una prueba de eficiente electromecánica de un equipo de bombeo.

Referencias Bibliográficas

Chow, V. T. 2004. Capítulo 8. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw-Hill Interamericana S. A. Santafé de Bogotá. Colombia