

Efectos dinámicos y temporales en la reducción de la capacidad de conducción en grandes acueductos. Estudio con medidas en prototipo

Rafael Carmona Paredes
Luis Alfonso Ortiz Núñez
Alejandro Sánchez Huerta

Universidad Nacional Autónoma de México

La pérdida de la capacidad de conducción es un grave problema en la operación de grandes acueductos. Más de 15 años de estudios y de inspección directa al interior de las tuberías de varios sistemas de abastecimiento de agua potable han mostrado el desarrollo de capas de material fino fuertemente adheridas a la pared de los tubos. En algunos casos, la variación de la pérdida de carga no ha podido ser explicada con los modelos tradicionales de crecimiento de la rugosidad interna, por lo que para explicar de forma adecuada las mediciones de campo realizadas en el acueducto Chapala-Guadalajara ha sido necesario incorporar de manera simultánea fenómenos dinámicos y temporales. Con base en el "efecto de elongación tubular" (o tubular pinch effect), descrito por otros autores, más observaciones directas al interior de las tuberías, en este trabajo se plantea como una posible de la disminución de capacidad de conducción en el acueducto Chapala-Guadalajara un cambio aparente en la sección efectiva del flujo, originado por la migración radial hacia la pared del tubo de las partículas suspendidas en el agua. El modelo que se propone reproduce las medidas en campo con diferencias menores al 10% e invita a reflexionar sobre las prácticas convencionales para evaluación de pérdidas de carga usadas sistemáticamente en el diseño y análisis de tuberías para transporte de agua a presión.

Palabras clave: pérdida de carga, tuberías, envejecimiento de tuberías, flujo de suspensiones, flujo de mezclas, sistemas de bombeo, redes de distribución, sistemas de transporte de agua.

Introducción

La creciente demanda de agua en muchas ciudades del mundo ha obligado a la construcción y operación de grandes y extensos sistemas de transporte que permiten aprovechar fuentes de agua muy alejadas, en muchos casos localizadas en cuencas externas.

Más de 15 años de operación y de monitoreo de acueductos han mostrado que las tuberías, al igual que las bombas, las válvulas y otros componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable, están sujetos a cambios en sus condiciones de operación, presentando, en ocasiones, problemas de corrosión, desgaste, incrustaciones y otros procesos de deterioro y envejeci-

miento. En particular, en las tuberías varía la capacidad de conducción y ello depende del material con el que están fabricadas, de los recubrimientos interiores usados (en caso de haberlos colocado) y, principalmente, del contenido de sólidos en suspensión, de materia orgánica disuelta en el agua transportada y de las condiciones dinámicas.

En México, el problema de pérdida de capacidad de conducción ha sido notable en los acueductos Chapala-Guadalajara y Río Colorado-Tijuana, en donde existe material adherido a la pared interna de la tubería, sin preferencia por depositarse en el fondo. En el primero, la variación de la capacidad de conducción se registra de 7.5 a 5.9 m³/s, en menos de 10 años de operación, mien-

tras que en el segundo, de 4.0 a 3.4 m³/s en un lapso de 15 años.

En el acueducto Río Colorado-Tijuana, el incremento de la rugosidad equivalente ha sido suficiente para explicar la variación en la capacidad de conducción producida por la adherencia de material limoso arcilloso en la pared interior de las tuberías (Carmona *et al.*, 1992), mientras que en el acueducto Chapala-Guadalajara, el crecimiento de la rugosidad interna no explica los resultados de las mediciones en campo realizadas en distintas épocas y para diferentes condiciones de operación (Carmona y Sánchez, 1996). Ello indica que el problema de variación de carga es producto de una combinación entre el crecimiento de la rugosidad y los efectos dinámicos ocasionados por la migración radial hacia la pared del tubo de sólidos no sedimentables contenidos en el agua.

Este trabajo aprovecha los resultados experimentales de Segré y Silberberg (1962) para proponer un modelo matemático que permite explicar las mediciones de campo en el acueducto Chapala-Guadalajara tomadas a lo largo de casi diez años. El modelo permite explicar la variación en pérdidas de carga, en función de la edad de la tubería y de la velocidad media del flujo y puede usarse para determinar la frecuencia con la que debe limpiarse la pared interior de las tuberías para mantener la capacidad de conducción por encima de un mínimo aceptable. Finalmente, es conveniente resaltar que este trabajo no pretende plantear un modelo extensivo a todos los acueductos, pero sí hacer evidente la existencia de fenómenos complejos no considerados hasta hoy en el diseño y operación de líneas de conducción de agua.

Antecedentes

Efectos temporales

El cambio de la rugosidad con el tiempo de operación, o también llamado efecto temporal, ha sido ampliamente estudiado para tuberías de diámetros inferiores a 80 cm. Mostkov (ver Freeman, 1944), Hudson (1966), Wayne y Walski (1988), García y Tzátchkov (1992a, 1992b), Echávez (1997), así como otros autores de entre los cuales pueden citarse a Ippen (ver Moody, 1944), Carter (ver Russell, 1955), Larson (1966), Colebrook y White (ver Rouse, 1962), Davis y Sorensen (1969) e Idelchik (1994) fundamentan convincentemente la hipótesis de que el crecimiento de la rugosidad interna obedece a un comportamiento como el expresado en la ecuación:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \alpha t \quad (1a)$$

o en forma general:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \alpha(IL, pH, R_i, t) \cdot t \quad (1b)$$

en donde $\varepsilon(t)$ es la rugosidad equivalente; t , el tiempo de operación; ε_0 , la rugosidad del material nuevo, y α , la tasa de crecimiento de la rugosidad que, en general, puede ser función del índice de Langelier (IL), del pH del agua, del índice de Ryznar (R_i) y del tiempo de funcionamiento de la conducción. El valor de la función $\alpha(IL, pH, R_i, t)$, generalmente expresado en milímetros por año, se obtiene con información de campo y es particular para cada caso. A continuación se presentan algunas expresiones deducidas en estudios anteriores.

En el comité conformado para el análisis de coeficientes de fricción del *New England Water Works Association* (NEWWA, 1935) se propone la siguiente expresión para el cálculo de α en función del pH :

$$\alpha(pH) = 25.3898 \exp(1.9 - 0.5pH) \quad (2)$$

Mostkov, citado en Freeman (1944), reportó valores de α entre 0.005 hasta 3 mm/año para tuberías con diámetros entre 150 y 300 mm, y de 0.025 hasta 0.51 mm/año para tuberías de 400 a 600 mm. Por su parte, Hudson (1966) encontró que para los acueductos de Atlanta, Chicago, San Antonio, Cincinnati, New Orleans y Saint Paul, Estados Unidos de América, la tasa de crecimiento de la rugosidad variaba de entre 0.02 hasta 0.61 mm/año. Aunque éstos no especifican claramente las condiciones de campo, sí mencionan que el aumento de la rugosidad interna depende fundamentalmente de la calidad del agua.

Mención especial merece el trabajo de Hudson (1966), en el que se reportan curvas cualitativas del comportamiento del coeficiente de fricción de Hazen-Williams en función del tiempo, en donde no se explica la fuerte dispersión en los datos reportados, despreciando posibles efectos dinámicos y de fluido normalmente presentes en líneas de conducción.

De Wayne y Walski (1988) se puede inferir que:

$$\alpha(IL) = 0.0260 \exp(-0.8652IL) \text{ para } -3.9 \leq IL \leq 0.0 \quad (3)$$

En García y Tzátchkov (1992a, 1992b) se muestran los resultados de mediciones de coeficientes de fricción en varios acueductos de México. Las conducciones estudiadas consistían de tuberías de asbesto-cemento de diferentes clases y con diámetros de 254 a 762 mm, con edades de operación des 0.3 a 34 años. Se utilizó el índice de Ryznar para correlacionar la variación del coeficiente de fricción de Hazen-Williams con la edad de operación de los acueductos y se identifica a la velocidad del flujo

como un factor importante sobre la variación del coeficiente de fricción, pues influye en el grado de incrustación que puede existir en las conducciones.

De Echávez (1997), en donde se estudió el comportamiento de la pérdida de carga en tuberías de cobre y de hierro galvanizado con diámetros de 12.7 a 50.8 mm, se puede establecer que:

$$\alpha(t) = 0.042 - 0.0009t, \text{ para } 0 \leq t \leq 50 \quad (4)$$

Efectos dinámicos

Estudios del comportamiento reológico del flujo de fluidos no newtonianos o de suspensiones en fluidos newtonianos han mostrado que en sustancias como pastas y lubricantes aparece, cerca de la pared del tubo, una capa de baja viscosidad que permite un deslizamiento aparente del cuerpo principal del fluido; es decir, en esos casos no se cumple la hipótesis de velocidad cero en las partículas de fluido en contacto con la pared del tubo (Whorlow, 1992).

Otros efectos dinámicos muestran que el perfil de velocidades en el flujo de suspensiones puede ser modificado respecto del perfil de velocidades del fluido transportador, ya sea por la presencia de moléculas de polímeros o de partículas elongadas, o por una distribución no homogénea, en secciones transversales, de las partículas en suspensión.

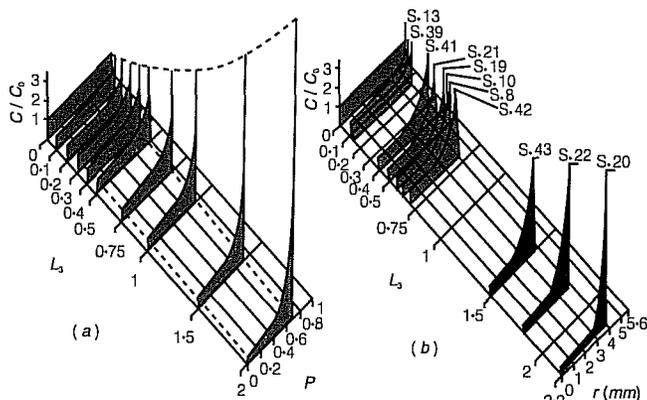
Segré y Silberberg (1962) estudiaron y reportaron el efecto de elongación tubular (*tubular pinch effect*) en suspensiones muy diluidas de esferas de polimetilmetacrilato en un líquido newtoniano, en el que las partículas no eran sedimentables. Mediante la intersección de haces luminosos midieron perfiles de concentración en varias secciones transversales colocadas a cierta distancia de la entrada del tubo.

Los resultados se resumen en la ilustración 1, donde la concentración se ha graficado en función de la posición radial r , para distintas posiciones axiales adimensionales L_3 , medidas desde la entrada al tubo, definida como:

$$L_3 = \frac{\rho V \ell}{\mu} \left(\frac{a_p}{a} \right)^3 \quad (5)$$

donde ρ es la densidad del fluido; V , la velocidad media del flujo; ℓ , la distancia desde la entrada del tubo a la sección de medición; μ , la viscosidad del fluido; a_p , el radio de las partículas; a , el radio del tubo; C/C_0 , la relación de la concentración medida en cierto punto; C , respecto de la concentración de referencia C_0 , y $P = r/a$.

Ilustración 1. Distribución de la concentración de partículas. Segré y Silberberg (1962), (a) modelo teórico y (b) resultados experimentales.



De la ilustración 1 es evidente que para valores de L_3 mayores que dos se establece una distribución no uniforme de partículas, con una concentración muy alta alrededor de una superficie cilíndrica de radio $0.7a$, por lo que hay dos regiones con baja concentración de partículas: la zona central y el espacio anular cerca de la pared del tubo. De acuerdo con Whorlow (1992), ha sido muy difícil hacer un análisis teórico del efecto de elongación tubular en el interior de tuberías y cita a Brenner (1966), y a Cox y Brenner (1968) como trabajos relevantes. También indica que este efecto ha sido analizado y observado en flujos de alta velocidad por Karnis *et al.* (1966).

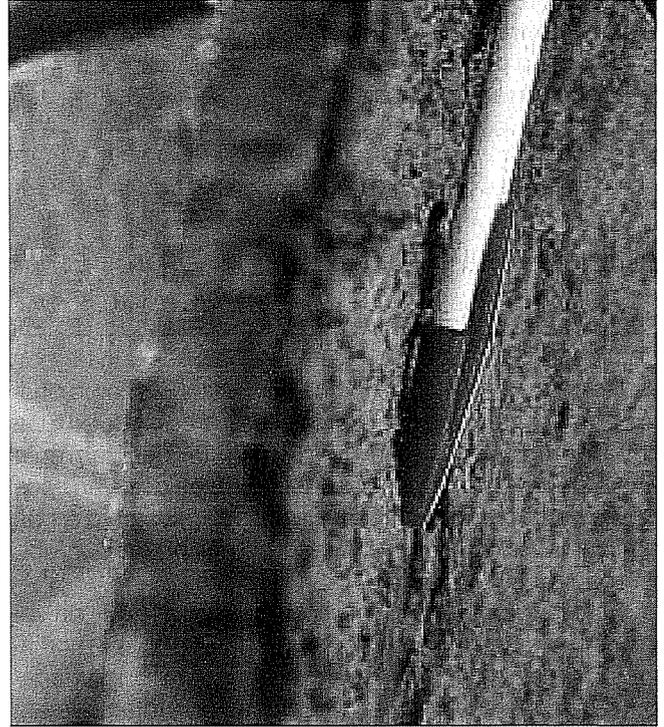
Las inspecciones realizadas en el interior de los acueductos Chapala-Guadalajara, Río Colorado-Tijuana y Cutzamala sugieren claramente el desarrollo de fenómenos de migración radial de partículas hacia la pared de las tuberías. En esos acueductos se han observado depósitos fuertemente adheridos a la pared interna de las tuberías y uniformemente distribuidos, tal como se muestra en la ilustración 2.

Los resultados de mediciones llevadas a cabo en el acueducto Chapala-Guadalajara pueden explicarse apropiadamente si se suponen efectos temporales y dinámicos actuando simultáneamente. Análogamente a los resultados de Segré y Silberberg (1962), el modelo que más adelante se propone infiere que la alta concentración de sólidos cerca de la pared del tubo favorece la actividad físico-química y biológica de sustancias y microorganismos que desarrollan las incrustaciones observadas durante las inspecciones al interior de la tubería e impone una aparente reducción en la sección efectiva de flujo.

Ilustración 2. Material limoso arcilloso depositado sobre las paredes internas, (a) tubería de concreto en el acueducto Chapala-Guadalajara, (b) tubería de acero en el acueducto Río Colorado-Tijuana.



(a)



(b)

Descripción general del acueducto Chapala-Guadalajara

Este acueducto inicia en un canal de acceso de cuatro kilómetros de longitud, tres de los cuales se encuentran dentro del lago de Chapala. Al final del canal se localiza el cárcamo de bombeo de la casa de máquinas, la cual alberga seis equipos motor-bomba. Después de la planta de bombeo está la conducción a presión en tubería de concreto con alambre pretensado de 2.1 m de diámetro y 42.6 km de longitud.

Los primeros 26 km forman el tramo a bombeo que entrega el agua en un tanque de cambio de régimen, después del cual inicia el tramo a gravedad, a presión, hasta el tanque de entrega que se localiza en la parte sur de la ciudad de Guadalajara (ver ilustración 3). La conducción, en sus 42.6 km, tiene suficientes válvulas de admisión y expulsión de aire para evitar la formación de bolsas de aire que obstruyan el flujo del agua. El cuadro 1 presenta las características más importantes del acueducto.

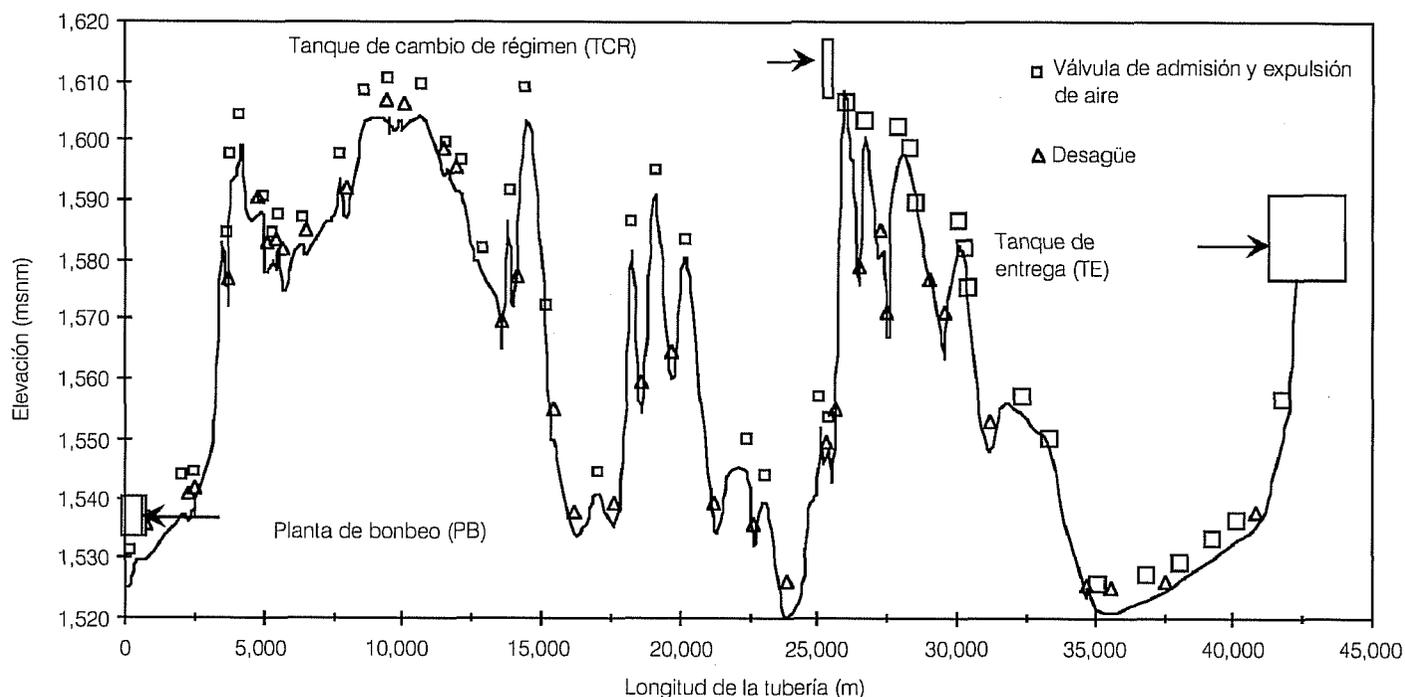
La operación a caudales menores que el de diseño se controla con una válvula de émbolo de paso anular instalada inmediatamente aguas abajo del ca-

bezal de descarga de las bombas y con dos de válvulas de mariposa en la llegada al tanque de entrega para evitar la formación de rápidas aguas abajo del tanque de cambio de régimen.

Historia de las mediciones

En mayo de 1990 inició la operación del tramo a bombeo. El agua enviada al tanque de cambio de régimen era vertida hacia el canal "El Guayabo" para conducirla a la ciudad, aprovechando el último tramo del sistema de abastecimiento antiguo. En septiembre de 1990 se realizaron las primeras mediciones, al operar dos de los cinco equipos de bombeo. En septiembre de 1991 entró en operación el tramo comprendido entre el tanque de cambio de régimen y el tanque de entrega, y se observó la presencia de sólidos suspendidos en el agua conducida. Posteriormente, en agosto de 1994, se efectuaron mediciones en este último tramo cuando operaban cuatro equipos de bombeo y ya en esa época se obtuvieron valores elevados del coeficiente global de pérdida de carga.

Ilustración 3. Perfil del acueducto Chapala-Guadajajara.



Cuadro 1. Características principales del acueducto Chapala-Guadajajara.

Características	Datos
Caudal de diseño	7.5 m ³ /s
Longitud total de la tubería a presión	42.6 km
Diámetro de la línea de conducción	2.1 m
Material de la tubería	Concreto presforzado
Equipos motor-bomba	6 (5 en operación y 1 de reserva)
Carga estática	91 m
Carga de bombeo	138 m
Caudal de diseño por bomba	1.5 m ³ /s

Medidas realizadas en octubre de 1994 y noviembre de 1995 confirmaron la variación del coeficiente global de pérdida de carga, por lo que en abril de 1996 se inspeccionó el interior de la tubería. Se observó la presencia de una capa de material adherido a la pared, con un espesor promedio de tres milímetros, formando grumos del mismo material con diámetros de hasta 5 mm (ver ilustración 2). También se encontraron protuberancias con diámetros de hasta 10 mm en piezas metálicas usadas para instalar válvulas y en piezas especiales.

El análisis de muestras de material, tomado en diferentes secciones de la tubería, indicó que se trataba de arcillas tipo montmorillonitas de alta plasticidad con arena y materia orgánica, de color gris oscuro, con límite líquido de 244%, límite plástico de 48% y con un índice de plasticidad de 196%. Los sólidos suspendidos presentaban una densidad relativa igual a 2.42; la actividad coloidal promedio, determinada por el método de Skempton, fue de 4.2; las pruebas químicas registraron un 14% de contenido de materia orgánica y un pH promedio de 6.3, mientras que el índice de Langelier variaba de -0.88 —en el cárcamo de bombeo— a 1.32 en el tanque de entrega.

En cada campaña de medición se recorría la conducción para revisar el buen funcionamiento de las válvulas de admisión y expulsión de aire, con el propósito de asegurar que no hubiera aire atrapado. En estas válvulas y en los desagües (ver ilustración 3) se instalaban manómetros previamente calibrados con balanza de precisión. En el cárcamo de bombeo, en el tanque de cambio de régimen y en el tanque de entrega se colocaban sondas eléctricas para medir el nivel del agua. El caudal se medía a través de pitometría y en distintas ocasiones se verificaba por aforo volumétrico en el tanque de entrega o por arrastre de sal desde el tanque de cambio de

régimen hasta el tanque de entrega. La incertidumbre en la medida del caudal fue de $\pm 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que para las pérdidas de energía fue de $\pm 2 \text{ mca}$.

Se verificó también la correcta ubicación, en longitud y elevación, de los puntos en que se colocaban los manómetros, pues con esos parámetros se calculaba la carga piezométrica en cada punto de medición. En ninguna ocasión se encontraron pérdidas de carga locales que permitieran sospechar la existencia de obstáculos o de bolsas de aire que obstruyeran el flujo. En Carmona et al. (1996) se muestran en detalle las medidas y los análisis realizados durante una campaña típica de medición.

Análisis de resultados

Los cuadros 2a y 2b resumen los resultados de las medidas en campo. La primera columna indica la fecha de las medidas; la segunda, el tiempo de operación en años; la tercera, el número de bombas en operación al momento de efectuar las medidas; la cuarta, el caudal medido (Q); la quinta, el gradiente hidráulico calculado (S_f); la sexta, la pérdida de carga a lo largo de todo el tramo de tubería (ΔH_f); la séptima, la velocidad media del flujo (V); la octava, el valor del coeficiente global de pérdida de carga (f), inferido en las mediciones y necesario para satisfacer la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$S_f = \frac{f V^2}{D 2g} \quad (6)$$

D es el diámetro de la tubería y g es la aceleración gravitacional; la columna nueve contiene el número de Reynolds calculado con la expresión:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (7)$$

considerando una viscosidad cinemática ν igual a $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

En la columna diez se reportan los valores de la rugosidad equivalente, ϵ , correspondiente a los valores de f (columna ocho), según el modelo de Colebrook-White. La rugosidad equivalente se obtuvo numéricamente de la ecuación reportada por Swamee (1993).

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Re} \right)^8 + 9.5 \left[\ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) - \left(\frac{2500}{Re} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0.125} \quad (8)$$

La ilustración 4 muestra los resultados de todas las medidas, graficados sobre en una porción del diagrama de Moody. Las incertidumbres en los valores calculados para Re y f se obtuvieron a través de un análisis de propagación de errores en las ecuaciones 6 y 7, considerando que la incertidumbre en la medida del caudal es de $\pm 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ y de $\pm 2 \text{ mca}$ en la medida de la pérdida de carga

Cuadro 2a. Medidas en campo en el tramo a bombeo y primer cálculo de la rugosidad equivalente.

Fecha (mm-aa) (1)	$t-t_0$ (años) (2)	No. de bombas (3)	Q (m^3/s) (4)	S_f ($\times 10^3$) (5)	ΔH_f (m) (6)	V (m/s) (7)	f (8)	Re (9)	ϵ (mm) (10)
Sep-90	0.3	2	2.75	0.2240	5.8	0.794	0.0146	1.67E+06	0.46
Oct-94	4.4	4	5.64	1.4960	38.9	1.628	0.0232	3.42E+06	4.02
Nov-95	5.5	4	5.01	1.2210	31.7	1.446	0.0240	3.04E+06	4.57
Abr-96	5.9	5	5.93	1.7610	45.7	1.712	0.0248	3.60E+06	5.10
Oct-96	6.4	4	5.09	1.3110	34.0	1.470	0.0250	3.09E+06	5.29
Oct-96	6.4	3	3.77	0.8790	22.8	1.088	0.0306	2.29E+06	10.65
Oct-96	6.4	1	1.55	0.2980	7.7	0.448	0.0613	9.40E+05	74.13
Oct-98	8.4	1	1.58	0.2880	7.4	0.456	0.0570	9.58E+05	62.42
Oct-98	8.4	3	4.05	1.0490	27.2	1.169	0.0316	2.46E+06	11.89
Sep-90	0.3	2	2.75	0.2240	5.8	0.794	0.0146	1.67E+06	0.46
Oct-94	4.4	4	5.64	1.4960	38.9	1.628	0.0232	3.42E+06	4.02

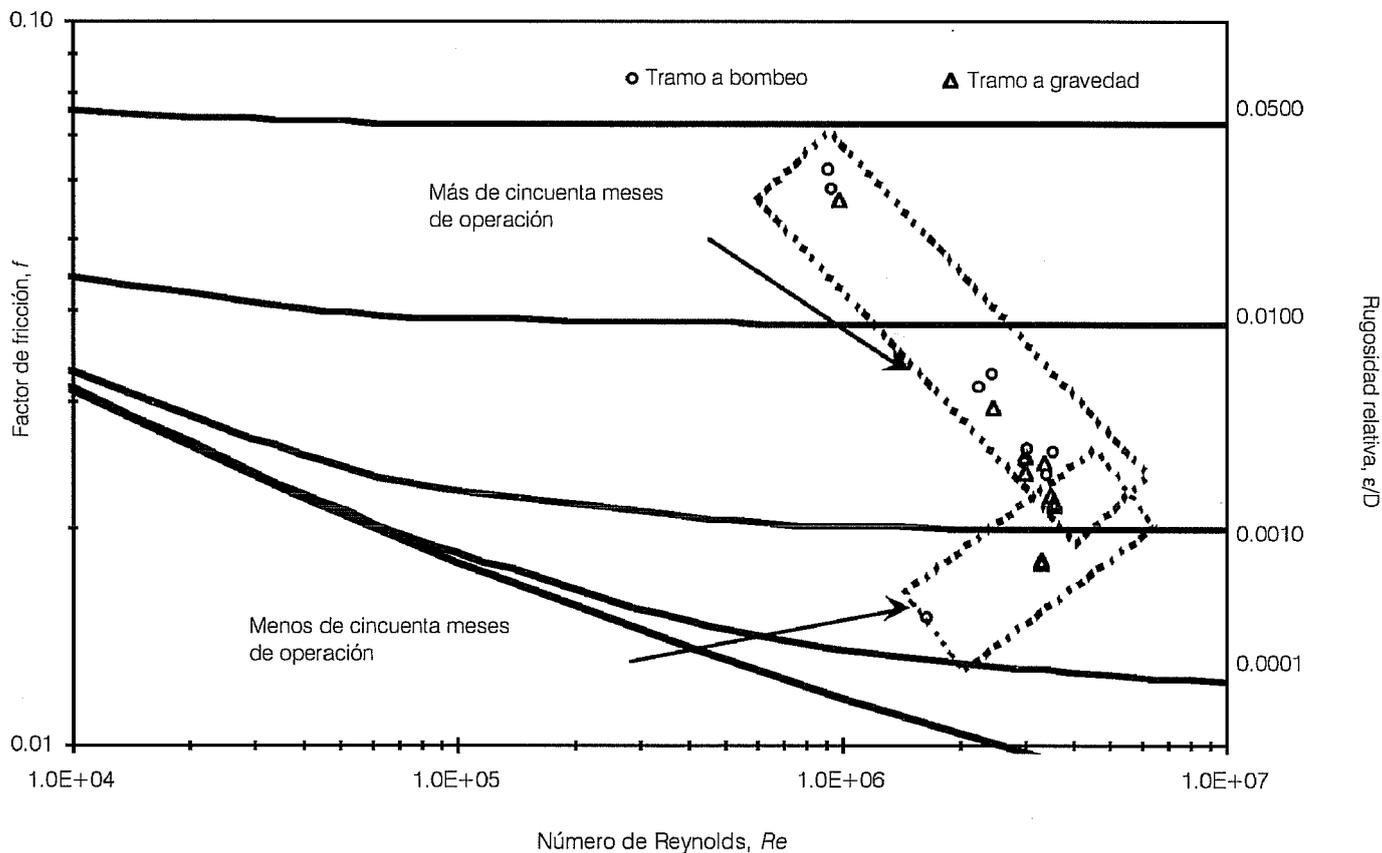
$t_0 = \text{may-90}, L = 25905 \text{ m}$

Cuadro 2b. Medidas en campo en el tramo a gravedad y primer cálculo de la rugosidad equivalente.

Fecha (mm-aa) (1)	$t-t_0$ (años) (2)	No. de bombas (3)	Q (m^3/s) (4)	S_f ($\times 10^3$) (5)	ΔH_f (m) (6)	V (m/s) (7)	f (8)	Re (9)	ϵ (mm) (10)
Ago-94	2.9	4	5.46	1.0530	16.8	1.576	0.0175	3.31E+06	1.22
Oct-94	3.1	4	5.48	1.0780	17.2	1.582	0.0177	3.32E+06	1.31
Nov-95	4.2	4	4.99	1.1710	18.7	1.441	0.0232	3.03E+06	4.02
Abr-96	4.6	5	5.56	1.5040	24.0	1.605	0.0240	3.37E+06	4.58
Oct-96	5.1	5	5.96	1.5280	24.4	1.721	0.0213	3.61E+06	2.84
Oct-96	5.1	4	4.92	1.2110	19.3	1.420	0.0247	2.98E+06	5.07
Oct-96	5.1	3	4.09	0.9720	15.5	1.181	0.0287	2.48E+06	8.63
Oct-96	5.1	1	1.64	0.3000	4.8	0.473	0.0551	9.94E+05	57.50
Ene-97	5.3	5	5.84	1.4980	23.9	1.686	0.0217	3.54E+06	3.08
Feb-97	5.4	5	5.88	1.4800	23.6	1.698	0.0212	3.57E+06	2.78
Ago-94	2.9	4	5.46	1.0530	16.8	1.576	0.0175	3.31E+06	1.22
Oct-94	3.1	4	5.48	1.0780	17.2	1.582	0.0177	3.32E+06	1.31

$t_0 = \text{sep-91}, L = 15959 \text{ m}$

Ilustración 4. Ubicación de los valores de coeficientes globales de pérdidas obtenidos en mediciones de campo en una porción del diagrama de Moody.



(ΔH_f). Se observa que el crecimiento de ε no depende exclusivamente del tiempo y que toma valores muy grandes e irreales con relación a las observaciones en el interior de la tubería (ver ilustración 2). También se advierte que las medidas correspondientes a más de cincuenta meses de operación aparecen agrupadas en torno de una recta, o curva muy suave, que decrece con el número de Reynolds.

Modelo propuesto

Las medidas de gradiente hidráulico para distintos caudales y diferentes edades de operación en el acueducto Chapala-Guadalajara pueden explicarse con la combinación de un crecimiento de la rugosidad equivalente, como lo indica la ecuación 1a, más el efecto dinámico impuesto por una distribución no uniforme de concentraciones de sólidos producida por la migración radial de las partículas suspendidas en el fluido. De la ilustración 1 es evidente que debido al efecto de elongación tubular (Segré y Silberberg, 1962), las partículas se concentran cerca de la pared del tubo, en una zona de baja velocidad, por lo que la presencia de lodos no fraguados produce una reducción aparente de la sección efectiva del flujo.

El siguiente modelo supone que la supuesta disminución del diámetro efectivo es un proceso que avanza de forma asintota con el tiempo y que es función inversa de la velocidad media del flujo, de tal manera que a menor velocidad menor sección efectiva o a mayor velocidad más facilidad para arrastrar el lodo que se concentra cerca de la pared del tubo, sin preferencia por depositarse en el fondo de la tubería. El modelo utiliza el siguiente juego de ecuaciones:

$$D^* = D_0(1 - \beta) \quad (9)$$

donde D^* y D_0 son el diámetro "aparente" e inicial, respectivamente, y β es el coeficiente de reducción que depende del tiempo y la velocidad. Para satisfacer las hipótesis antes expuestas, β puede escribirse en la forma:

$$\beta = F(t) \cdot \exp(-kV) \quad (10)$$

La agrupación de medidas correspondientes a más de cincuenta meses de operación (ilustración 4), indica que el efecto de las adherencias puede alcanzar un valor final, por lo que $F(t)$ debe crecer con el tiempo, partiendo desde cero y hasta alcanzar un valor límite denominado A cuando t tiende a infinito. Los valores de gradiente hidráulico presentados en los cuadros 2a y 2b se reproducen muy bien si $F(t)$ se considera de la forma:

$$F(t) = A \left\{ 1 - \exp(-b\{t - t_0\}) \right\} \quad (11)$$

Así, el modelo propuesto queda formado por las ecuaciones 6, 7 y 8, con el diámetro de la sección efectiva calculado utilizando las ecuaciones 9, 10 y 11. Los valores de ε_0 , α , A , b , c y k , que producen una mejor representación de los gradientes hidráulicos obtenidos en las mediciones, se muestran en el cuadro 3; de igual manera, en el mismo cuadro se incluyen otros parámetros considerados en el ajuste del modelo. Con estos valores, la diferencia máxima entre gradientes hidráulicos calculados y medidos es inferior al 10%. Los resultados se presentan en los cuadros 4a y 4b, así como en la ilustración 5.

Discusión de resultados

La causa más importante de la variación de la capacidad de conducción es el efecto dinámico que pudiese propiciar una alta concentración de partículas en una región anular cerca de la pared del tubo, lo que conduciría a una reducción aparente de la sección efectiva de flujo, alcanzando un valor mínimo del 76% del diámetro nominal para el caso del caudal impulsado por una sola bomba en operación. Por otra parte, el modelo arroja una tasa de crecimiento de la rugosidad equivalente de 0.012 mm/año, que si bien no explica el tamaño de las adherencias observadas en el interior de la conducción, sí indica que la presencia de lodo no fraguado cerca de la pared del tubo modifica el mecanismo de disipación de energía; es decir, que la capa de lodo establece una interfaz entre la zona de flujo principal y la pared del tubo, con un alisamiento aparente semejante al efecto Toms observado en agua con presencia de polímeros (Levi, 1989).

Con el modelo propuesto se pueden trazar curvas del sistema para distintos tiempos de operación, como se muestra en la ilustración 6, y estimar el caudal de bombeo como función del tiempo mediante la intersección de esas curvas con la curva característica para la operación simultánea de cinco bombas. La ilustración 6 reproduce la capacidad de conducción del tramo a bombeo durante diez años de operación. En la misma ilustración también se ha incluido la capacidad de conducción del tramo a gravedad durante los diez años de operación del sistema; el cálculo se ha hecho considerando que la diferencia de niveles entre el tanque de cambio de régimen y el tanque de entrega es de 24.9 m. Se observa que si la carga de las bombas no cambiara en el tiempo, el tramo a gravedad impondría siempre el límite en la capacidad de conducción del acueducto.

Cuadro 3. Parámetros relevantes del modelo propuesto.

Parámetro	Valor	Observaciones
Viscosidad cinemática (ν)	$1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	Valor estándar para agua a 20°C
Diámetro nominal (D_0)	2.1 m	Tubería nueva
Rugosidad inicial (ϵ_0)	0.369 mm	Valores aceptables para tuberías de concreto con superficies moderadamente lisas, de acuerdo con Idelchik (1994)
Incremento temporal de la rugosidad (α)	0.012 mm/año	Resultado numérico y acorde con los valores para aguas poco salubres, no corrosivas con índice de estabilidad entre -0.2 a 0.2, con contenido moderado de materia orgánica y libre de hierro; corresponde al grupo I de la recomendación dada en Idelchik (1994)
Error en la medición de caudales (δQ)	$\pm 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$	Valor promedio en las distintas mediciones de acuerdo con los instrumentos de medición utilizados
Error en la medición de las pérdidas de energía ($\delta \Delta H_f$)	2.0 mca	
Incertidumbre en la obtención del gradiente hidráulico a partir de mediciones (δS_f)	0.077×10^{-3}	Para el tramo a bombeo
	0.125×10^{-3}	Para el tramo a gravedad
Parámetros numéricos del modelo propuesto	$A = 0.4302$ $b = 0.286$ $c = 4.5922$ $k = 0.7897$	Con estos se obtienen las diferencias mínimas entre los factores de fricción medidos, f (columna 8 del cuadro 2) y los estimados, f_e (columna 8 del cuadro 4)

Cuadro 4a. Cálculo de gradientes hidráulicos y comparación con datos de campo en el tramo a bombeo.

$t-t_0$ (años) (1)	Q (m^3/s) (2)	$\epsilon + \alpha t$ (mm) (3)	β (4)	$D_0(1-\beta)$ (5)	V (m/s) (6)	Re ($\times 10^{-6}$) (7)	f_e (8)	S_{fe} ($\times 10^3$) (9)	ξ_{Sf} (%) (10)	$\frac{D^*}{D_0}$ (11)
0.3	2.75	0.373	0.0000	2.10	0.794	1.67	0.0141	0.2164	-3.4	1.000
4.4	5.64	0.421	0.0871	1.92	1.954	3.75	0.0143	1.4535	-2.8	0.913
5.5	5.01	0.434	0.1037	1.88	1.801	3.39	0.0145	1.2713	4.1	0.896
5.9	5.93	0.439	0.0854	1.92	2.047	3.93	0.0144	1.6025	-9.0	0.915
6.4	5.09	0.445	0.1020	1.89	1.822	3.44	0.0145	1.3048	-0.5	0.898
6.4	3.77	0.445	0.1360	1.81	1.458	2.65	0.0147	0.8794	0.0	0.864
6.4	1.55	0.445	0.2351	1.61	0.765	1.23	0.0154	0.2861	-4.0	0.765
8.4	1.58	0.468	0.2331	1.61	0.776	1.25	0.0155	0.2958	2.7	0.767
8.4	4.05	0.468	0.1278	1.83	1.537	2.82	0.0148	0.9742	-7.1	0.872

Cuadro 4b. Cálculo de gradientes hidráulicos y comparación con datos de campo en el tramo a bombeo.

$t-t_0$ (años) (1)	Q (m^3/s) (2)	$\epsilon + \alpha t$ (mm) (3)	β (4)	$D_0(1-\beta)$ (5)	V (m/s) (6)	Re ($\times 10^{-6}$) (7)	f_e (8)	S_{fe} ($\times 10^3$) (9)	ξ_{Sf} (%) (10)	$\frac{D^*}{D_0}$ (11)
2.9	5.46	0.404	0.0394	2.02	1.709	3.45	0.0141	1.0401	-1.2	0.961
3.1	5.48	0.406	0.0468	2.00	1.741	3.49	0.0141	1.0911	1.2	0.953
4.2	4.99	0.418	0.0957	1.90	1.762	3.35	0.0144	1.1963	2.2	0.904
4.6	5.56	0.423	0.0902	1.91	1.939	3.71	0.0143	1.4389	-4.3	0.910
5.1	5.96	0.429	0.0847	1.92	2.054	3.95	0.0143	1.6047	5.0	0.915
5.1	4.92	0.429	0.1055	1.88	1.775	3.33	0.0145	0.2363	2.1	0.895
5.1	4.09	0.429	0.1263	1.83	1.547	2.84	0.0146	0.9689	-0.3	0.874
5.1	1.64	0.429	0.2286	1.62	0.796	1.29	0.0153	0.3041	1.4	0.771
5.3	5.84	0.432	0.0870	1.92	2.023	3.88	0.0144	1.5639	4.4	0.913
5.4	5.88	0.433	0.0863	1.92	2.033	3.90	0.0144	1.5796	6.7	0.914

Ilustración 5. Gradientes calculados, medidos y errores en la medición para el tramo a bombeo (a) y el tramo a gravedad (b).

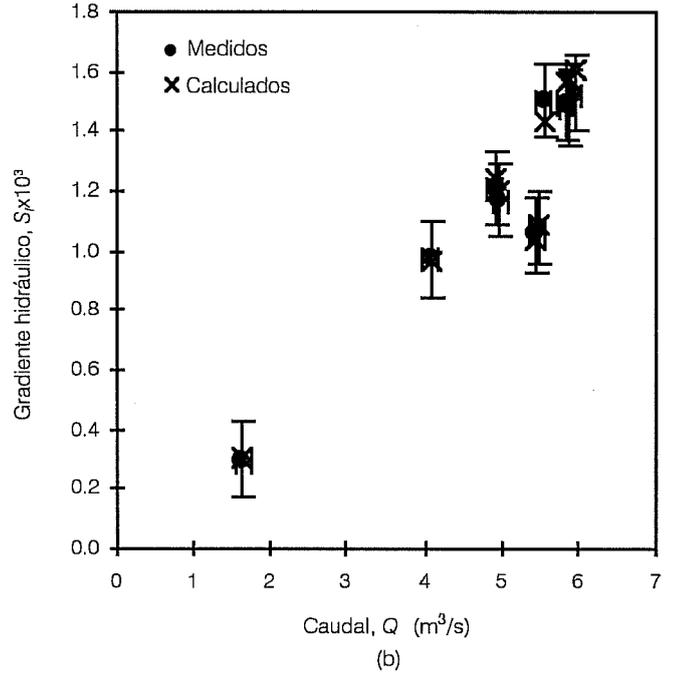
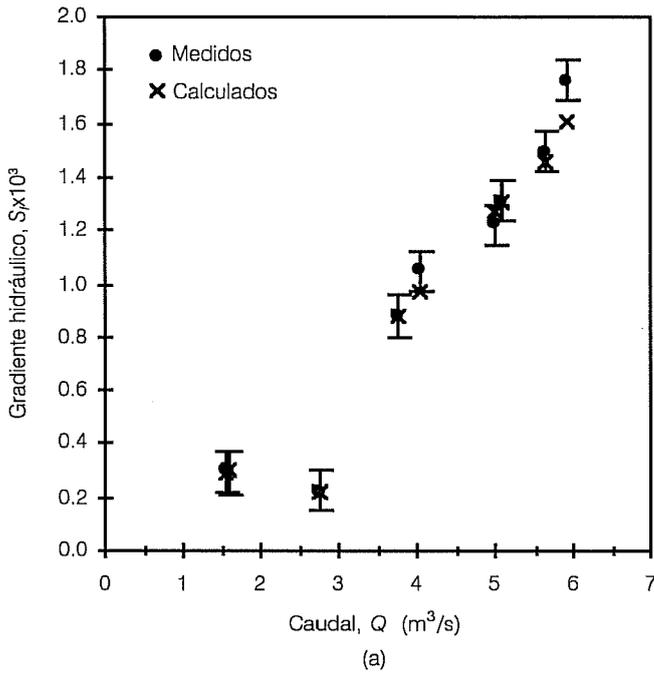
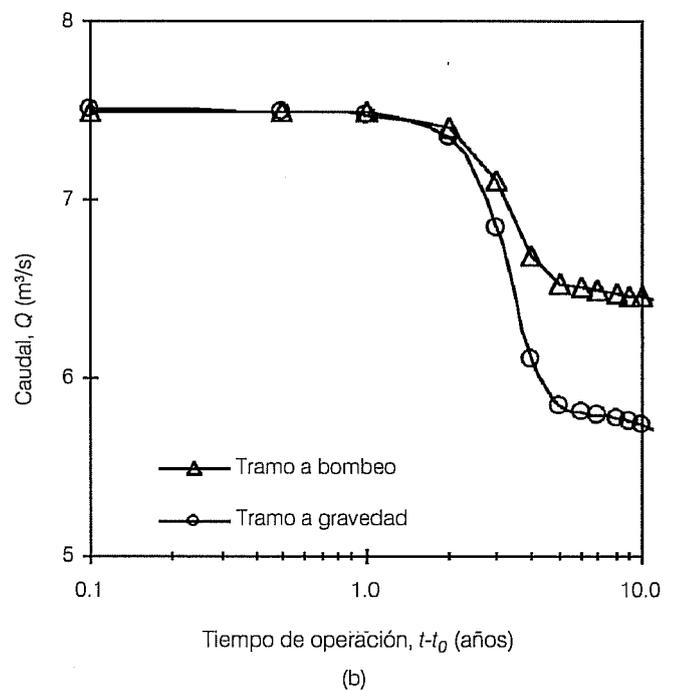
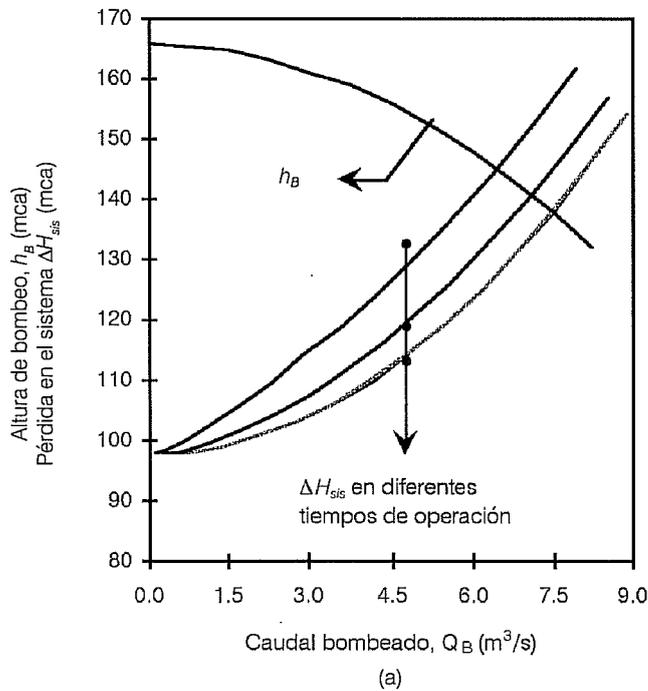


Ilustración 6. Curvas del sistema en función del tiempo (a) y caudal máximo en función del tiempo de operación (b).



Evidentemente, la limpieza de las tuberías permitiría recuperar la capacidad de conducción de los dos tramos del acueducto y regresar a la situación original del momento de la puesta en servicio. Las gráficas de la

ilustración 6 indican que la limpieza debería hacerse periódicamente —cada dos años— si se quisiera mantener una capacidad de conducción mayor que $7.35 m^3/s$, mientras que si se realizara cada tres años, entonces

la capacidad de conducción podría reducirse hasta 6.85 m³/s. Además, el tratamiento del agua para clarificarla —aguas arriba de la planta de bombeo— evitaría la necesidad de limpiar la tubería con la frecuencia antes indicada y no necesariamente eliminaría otros efectos dinámicos normalmente presentes en conducciones de este tipo.

Conclusiones

El efecto de elongación tubular reportado por Segré y Silberberg (1962), más inspecciones al interior de la tubería, han permitido plantear un modelo que representa adecuadamente la variación de la capacidad de conducción en el acueducto Chapala-Guadalajara, observada durante casi una década. El modelo propuesto invita a identificar todos los procesos de pérdida de carga que puedan presentarse en una conducción a presión y a usar con precaución las fórmulas tradicionales para cálculo de pérdidas de carga, ya sea para analizar sistemas en operación o para nuevos diseños.

En el acueducto Chapala-Guadalajara, la variación en las pérdidas de energía podría estar asociada, principalmente, con el incremento de la velocidad en la zona central de la sección efectiva para flujo del agua, propiciado por una alta concentración de partículas en torno de una superficie cilíndrica cercana a la pared del tubo, pero que deja un espacio anular de baja concentración, lo cual permite que las pérdidas por fricción se comporten como lo establece la ecuación de Darcy-Weisbach.

Si bien los resultados toman un sentido físico aceptable, es necesario continuar estudios de laboratorio para entender cabalmente el fenómeno de migración radial de las partículas en fluidos con características semejantes al agua transportada por los acueductos, dando especial atención a una posible distribución radial de la viscosidad. Asimismo, a los efectos dinámicos (separación de flujo, presencia de flujos secundarios), que también están presentes en cambios de dirección y en los distintos accesorios que componen un sistema de conducción.

El problema analizado deberá estudiarse con mucho mayor detalle, pues en México, y quizá en otros países, se ha planteado la necesidad de transportar lodos residuales de plantas de tratamiento hasta sitios de disposición final, localizados a varios kilómetros de distancia. La evaluación correcta de la capacidad de conducción y de la carga de bombeo, en función del tiempo y de las características del fluido, es de alta relevancia para el correcto diseño de esos nuevos sistemas.

Reconocimientos

Se agradece al grupo de Hidromecánica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el trabajo realizado durante las campañas de medición; así como al Sistema Intermunicipal de Agua Potable y Alcantarillado de la zona metropolitana de la ciudad de Guadalajara, y a la Comisión Nacional del Agua por el apoyo en la realización de algunas actividades de campo.

Recibido: 03/10/2000

Aprobado: 22/02/2001

Referencias

- Brenner, H., "Hydrodynamic Resistance of Particles at Small Reynolds Numbers", *Advances in Chemical Engineering*, vol. 6, Academic Press, Nueva York, 1966, pp. 287-438.
- Carmona Paredes, R., A. Sánchez Huerta y A. Sámano García, *Estudio del problema de alta resistencia al flujo en las tuberías de acero del acueducto Río Colorado-Tijuana*, informe del proyecto 2112, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1992.
- Carmona Paredes, R. y A. Sánchez Huerta, "Incremento de pérdida de carga en acueductos, información de campo de dos acueductos", *Memorias del XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, vol. 3, International Association for Hydraulics Research, Guayaquil, Ecuador, 1996, pp. 267-278.
- Carmona Paredes, R., A. Sánchez Huerta, E. Rodal Canales y A. Sámano-García, *Revisión de las características de operación del acueducto Chapala-Guadalajara y del daño en los impulsores de la bomba núm. 4*, informe del proyecto 5111, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1996.
- Cox, R.G. y H. Brenner, "The Lateral Migration of Solids Particles in Poiseuille Flow: I. Theory", *Chemical Engineering Science*, vol. 23, 1968, pp. 147-173.
- Davis, C. y K.E. Sorensen, *Handbook of Applied Hydraulics*, McGraw-Hill, tercera edición, Nueva York, 1969.
- Echávez, G., "Increase in Losses Coefficient with Age for Small Diameter Pipes", *Journal of Hydraulics Engineering*, vol. 123, núm. 2, American Society of Civil Engineers, 1997, pp. 157-159.
- Freeman, J.R., *Flow of Water in Pipes and Pipe Fittings*, ASME, Nueva York, 1944.
- García, M.C. y V.G. Tzátkov, "Variación del coeficiente de cortante en tuberías de agua potable en operación", *Memorias del XII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta*, México, memorias en disco magnético, 1992a.
- García, M.C. y V.G. Tzátkov, "Influencia de la calidad del agua sobre la variación del coeficiente de cortante en tuberías", *Memorias del XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental*, La Habana, 1992b, pp. 927-938.

- Hudson, W.D., "Studies of Distribution System Capacity in Seven Cities", *Journal of American Water Works Association*, vol. 58, núm. 2, 1966, pp. 157-164.
- Idelchik, I.E., *Handbook of Hydraulic Resistance*, CRC Press, Inc., tercera edición, Boca Raton, 1994.
- Karnis, A., H.L., Goldsmith y S.G.J. Mason, "The Kinetics of Flowing Dispersion: I. Concentrated Suspensions of Rigid Particles", *Journal of Colloid and Interface Science*, vol. 22, 1966, pp. 531-553.
- Larson, T.E., "Chemical Control of Corrosion", *Journal of American Water Works Association*, vol. 58, núm. 3, 1966, pp. 354-362.
- Levi, E., *El agua según la ciencia*, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología- Ediciones Castell Mexicana, México D.F., 1989, 677 pp.
- Moody, L.F., "Friction Factors for Pipe Flow", *Transaction of American Society of Mechanical Engineers*, vol. 66, 1944, pp. 671-678.
- New England Water Works Association, *Committee on Pipeline Friction Coefficients*, vol. 49, núm. 239, 1935.
- Rouse, H., *Elementary Mechanics of Fluids*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1962.
- Russell, G.E., *Hydraulics*, Henry Holt & Company, quinta edición, Nueva York, 1955.
- Segré, G. y A.J. Silberberg, "Behaviour of Macroscopic Rigid Spheres in Poiseuille Flow", *Journal of Fluid Mechanics*, vol. 14, 1962, pp. 115-157.
- Swamee, P.K., "Design of a Submarine Oil Pipeline", *Journal of Transportation Engineering*, vol. 119, núm. 1, American Society of Civil Engineers, 1993, pp. 159-170.
- Wayne, W.S. y T. Walski, "Predicting Internal Roughness in Water Mains", *Journal of American Water Works Association*, vol. 80, núm. 11, 1988, pp. 34-40.
- Whorlow, R.W., *Rheological Techniques*, Ellis Horwood Series in Physics and its Applications, segunda edición, 1992.

Abstract

Carmona Paredes, R., L.A. Ortiz Núñez & A. Sánchez Huerta, "Flow Rate Capacity Reduction Due to Temporal and Dynamic Processes in Large Pipelines. Study with Field Measurements", *Hydraulic Engineering in Mexico (in Spanish)*, vol. XVII, num. 2, pages 5-16, April-June, 2002.

More than 15 years of operation have shown that some water transport pressurized pipelines change their flow rate capacity faster than expected due to normal roughness increase. As explained by the tubular pinch effect, the radial migration of suspended particles in a flow can produce a high concentration close to the pipe wall. The non-uniform particle concentration leads to higher velocities at the center of the tube, equivalent to a reduced hydraulic section that increases the head losses. A model to explain field measurements at the Chapala-Guadalajara Aqueduct is proposed that suggests to hydraulic engineers to be more distrustful when using traditional head loss formulas to analyze water transport pipelines.

Key words: head losses, pipelines, pipeline deterioration, suspension flows, slurry flows, pumping systems, pipeline network systems, water transport systems.

Dirección institucional de los autores:

Rafael Carmona Paredes
Luis Alfonso Ortiz Núñez
Alejandro Sánchez Huerta

Subdirección de Ingeniería Mecánica, Térmica y de Fluidos
Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
Edificio 12, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México, D.F.
Apartado Postal 70-472 & 70-567.
Correos electrónicos: rcp@pumas.iingen.unam.mx,
LOrtizN@iingen.unam.mx y ash@pumas.iingen.unam.mx