

# METODOLOGÍA PARA ESTIMAR PÉRDIDAS POR INFILTRACIÓN EN CANALES DE TIERRA

## Methodology to Estimate Losses by Infiltration in Soil Channels

Adolfo Exebio-García<sup>1‡</sup>, Enrique Palacios-Vélez<sup>1</sup>, Enrique Mejía-Saenz<sup>1</sup> y Víctor Ruiz-Carmona<sup>2</sup>

### RESUMEN

La baja eficiencia en el uso del agua de riego, parámetro que expresa la magnitud de las pérdidas del agua en los sistemas de riego de México, es de apenas 46 por ciento. Aunado a que en el ámbito técnico no existe una metodología contrastada de campo y de modelación matemática para evaluar la eficiencia de conducción en su componente de pérdidas por infiltración, en este trabajo se desarrolló una metodología basada en la ecuación bidimensional de Richards, para modelar la transferencia del agua en el suelo, con la finalidad de estimar las pérdidas por infiltración en canales de tierra. Para la solución de dicha ecuación, se aplicó el método de elemento finito, multiplicando la ecuación por una función de peso e integrándola, usando el teorema de Green, sobre el dominio de la solución limitada por las condiciones de frontera, y discretizando dicho dominio en pequeños triángulos, que constituyen los elementos finitos. El proceso se simuló y se evaluó utilizando las características geométricas, hidráulicas, hidrodinámicas y operacionales del canal de tierra Antonio Coria, del Distrito de Riego 011 Alto Lerma, Guanajuato, México. Los resultados obtenidos de pérdidas por infiltración son congruentes con las mediciones de campo, por lo que la metodología puede utilizarse en la estimación de pérdidas por infiltración en canales de tierra, y la consideración de dicha variable en la elaboración de los programas de extracción y distribución de agua en los sistemas de riego.

**Palabras clave:** Darcy, sistema de riego, sección hidráulica.

<sup>1</sup> Instituto de Recursos Naturales, Colegio de Postgraduados. 56230 Montecillo, Estado de México.

<sup>‡</sup> Autor responsable ([exebio@colpos.mx](mailto:exebio@colpos.mx))

<sup>2</sup> Coordinación de Tecnología de Riego y Drenaje, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 62550 Jiutepec, Morelos, México.

### SUMMARY

The low efficiency in the use of water for irrigation is the parameter that expresses the magnitude of water losses in the irrigation systems; in Mexico it is about 46 per cent. In the technical context, there is no contrasted field methodology or mathematical model to evaluate the conduction efficiency in its component of infiltration losses. This work developed a methodology based on the bi-dimensional equation of Richards for modeling water transference in the soil, to estimate losses by infiltration in soil channels. To solve this equation, the finite element method was applied, multiplying the equation by a weight function and integrating it using Green's theorem, on the domain of the limited solution by boundary conditions, and transforming that domain into small triangles, which constitute the finite elements. The process was simulated and evaluated using the geometric, hydraulic, hydrodynamic, and operational characteristics of the soil channel Antonio Coria, of the Irrigation District 011, Alto Lerma, Guanajuato, Mexico. The results obtained with the model are congruent with the observations and measurements in the field. Therefore the methodology can be used as a tool to estimate infiltration losses in soil channels, and to consider this variable in the development of water extraction and distribution programs in irrigation systems.

**Index words:** Darcy, irrigation system, hydraulic section.

### INTRODUCCIÓN

En México, los consumidores más grandes del agua son los 81 distritos de riego y las 48 mil unidades de riego, los cuales registran una pobre eficiencia en el consumo: de 46 por ciento, cantidad que, según la Comisión Nacional del Agua, podría alcanzar 60 por ciento con el empleo de tecnologías e infraestructura avanzadas (Zavala y Saucedo, 2000). Dada la magnitud de los volúmenes extraídos para

riego, con incrementos modestos en la eficiencia de los sistemas de conducción, distribución y aplicación del agua, en dichos sistemas de riego, permitirían liberar volúmenes apreciables para otros usos en diversas regiones (CNA, 2000).

Pese a la importancia cuantitativa que reflejan las cifras anteriores, la valoración de la eficiencia del uso del agua en los distritos de riego, parámetro que expresa la magnitud de las pérdidas de agua, se realiza habitualmente asignando un valor arbitrario establecido con criterios subjetivos. En las unidades de riego ni siquiera estos valores subjetivos se usan.

Para llevar el agua desde la fuente de abastecimiento a la parcela del usuario, es necesario conducirla por un sistema de canales y obras de control, que permiten su distribución entre las diferentes unidades, zonas y secciones de riego, hasta llegar a cada una de las parcelas que requieren del riego y concluye en la zona radicular de los cultivos. Este recorrido, durante el cual se producen diversas pérdidas que merman el aprovechamiento del agua, se considera dividido en tres tramos: red de conducción, red de distribución e interparcelario, y las parcelas. En cada uno de los tramos citados, las pérdidas se tratan y se cuantifican en cierta forma independiente, lo que da lugar a tres eficiencias: eficiencia de conducción ( $E_c$ ), eficiencia de distribución ( $E_d$ ) y eficiencia de aplicación ( $E_a$ ).

Se estima que, en promedio, de los distritos de riego de México, donde existen estadísticas hidrométricas, se pierde 40% del agua en la conducción y distribución. No obstante, debe recordarse que no toda el agua se desperdicia, ya que parte va a los acuíferos y, posteriormente, puede ser aprovechada nuevamente; sin embargo, en los distritos de riego costeros, la mayor parte del agua perdida se va hacia el mar, sin que sea posible su utilización (Palacios, 1996). Las pérdidas de conducción y distribución pueden subdividirse de acuerdo con su origen en: a) por infiltración; b) por evaporación; c) por fugas en las estructuras en mal estado; y d) por manejo del agua en la red de distribución.

En los distritos de riego de México, de un total de 48 367 km de canales de conducción y distribución de agua para el riego de cultivos, existen 26 959 km de canales de tierra, sin considerar los canales sin revestir en las unidades de riego, donde las pérdidas de agua por infiltración constituyen hasta más de 20% de las pérdidas totales del agua utilizada en la agricultura (Palacios, 1996). Por lo tanto, los objetivos de este

trabajo fueron desarrollar una metodología para cuantificar y evaluar las pérdidas por infiltración en la red de conducción y distribución de canales de tierra de un sistema de riego, a partir de la utilización de métodos experimentales de campo y de modelación matemática, con aplicación a un estudio de caso en el canal de tierra Antonio Coria, del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma.

## MATERIALES Y MÉTODOS

El canal Coria se encuentra ubicado en el Estado de Guanajuato y forma parte de la red de canales principales del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma, cuyas coordenadas geográficas medias son 19° 55' N y 99° 39' O. Tiene su inicio en el partidor Lomo de Toro, aguas abajo de la presa Solís, y sirve como canal de conducción y distribución de agua de riego para los módulos de Cortazar, Huanímaro, Irapuato, Abasolo y Corralejo. La longitud del canal se ubica dentro del módulo Cortazar y, en su recorrido hasta el kilómetro 70+690, se identificaron 20 secciones representativas, con geometrías diferentes, desde trapezoidal entre los km 0+000 y 12+340 y aproximadamente parabólica hasta el km 70+690; con algunas secciones irregulares entre los km 57+521 y 63+551. En este tramo del canal hay una pendiente promedio de 0.00015837 equivalente a 0.015 m km<sup>-1</sup>.

Para este trabajo, se desarrollaron las siguientes actividades:

- 1) Levantamiento topográfico de las secciones representativas del canal Antonio Coria.
- 2) Selección de sitios para la obtención de muestras alteradas e inalteradas; para la estimación la conductividad hidráulica, para análisis de las propiedades físicas, químicas, hidrodinámicas, análisis micromorfológico y mineralógico, pruebas de conductividad hidráulica en cada capa del suelo por el método del pozo invertido, realización de pruebas de infiltración con el método del doble cilindro, y obtención de muestras para la caracterización hidrodinámica de cada capa del perfil del suelo.
- 3) Instalación y monitoreo de baterías de piezómetros en cada sección hidráulica representativa del canal Antonio Coria durante el tiempo de operación del canal para el ciclo otoño-invierno.
- 4) Ubicación de pozos profundos de agua subterránea para uso agrícola, paralelos al canal Antonio Coria, para análisis de los perfiles litológicos y medición de los niveles estáticos.

- 5) Realización de aforos con repeticiones en el canal Antonio Coria, con la finalidad de cuantificar las pérdidas por infiltración.
- 6) Estimación de tiempos de operación de los tirantes en cada una de las secciones hidráulicas representativas del canal Antonio Coria para estimar el área promedio del perímetro mojado.
- 7) Adaptación del programa de computo CANALIN 2D (Zavala y Saucedo, 2000), para simular y cuantificar el fenómeno de la infiltración.

### METODOLOGÍA

La metodología desarrollada para cuantificar y evaluar las pérdidas por infiltración se basa en métodos experimentales de campo y de modelación matemática. Para la estimación de las pérdidas por infiltración en campo en el cauce del canal Coria, se seleccionaron sitios de muestreo para obtener información básica sobre las variables físicas e hidrodinámicas del suelo de dicho cauce. Específicamente se hicieron mediciones de infiltración, de conductividad hidráulica, de profundidad del manto freático, de aforos de gastos conducidos por el canal, así como la toma de datos de pruebas piezométricas y la toma de muestras de suelo a diferentes profundidades para determinar y relacionar sus características físicas, morfológicas y mineralógicas con el proceso de infiltración. Las estimaciones y el comportamiento de las pérdidas por infiltración en condiciones de campo fueron similares a las estimadas con el modelo de simulación.

El modelo matemático se basa en la solución numérica por el método de elementos finitos de la ecuación de flujo bidimensional propuesta por Richards (1931), definiendo previamente el dominio de la solución y las condiciones de frontera, con base en las mediciones y observaciones de campo, para finalmente simular el comportamiento del flujo del agua en el perfil del suelo, y cuantificar y evaluar las pérdidas por infiltración, en el canal Antonio Coria.

En el análisis y modelación matemática de la infiltración en canales de tierra, se considera al suelo como un medio continuo, indeformable, saturado o parcialmente saturado, sin tomar en cuenta el efecto de histéresis, ni la absorción del agua por las raíces, lo cual es razonable y observable en el cauce del canal Antonio Coria, sobre todo en la sección hidráulica del mismo, de acuerdo con las propiedades hidrodinámicas del suelo, de las políticas de operación y de la ausencia de vegetación en dicha sección.

Con tales antecedentes, el desarrollo de la metodología se basa en la aplicación del principio de conservación de la masa a un volumen elemental de suelo, considerado indeformable. Esto conduce a la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q} = 0 \quad (1)$$

donde:  $\theta$  es el volumen de agua por unidad de volumen de suelo o contenido volumétrico de agua [ $L^3 L^{-3}$ ],  $q$  es el volumen de agua que atraviesa en la unidad de tiempo (gasto volumétrico) una superficie unitaria de suelo expuesta perpendicularmente a la dirección del movimiento, o flujo del agua [ $LT^{-1}$ ];

Utilizando la ley de Darcy para el cálculo del campo de velocidades:

$$\mathbf{q} = -K(\psi)\nabla H; \quad H = y - z \quad (2)$$

donde:  $H$  es el potencial hidráulico [L], igual a la suma del potencial de presión del agua en el suelo ( $\psi$ ) y del potencial gravitacional asimilado a la coordenada vertical ( $z$ ) [L], orientada positivamente hacia abajo;  $K = K(\psi)$  es un coeficiente empírico denominado conductividad hidráulica [ $LT^{-1}$ ] y que en un suelo parcialmente saturado es una función del potencial de presión,

Se obtiene la ecuación de Richards (1931), al definir  $C(\psi) = d\theta/d\psi$ , denominada la capacidad específica de humedad del suelo:

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [K(\psi)\nabla \psi] - \frac{dK}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (3)$$

donde:  $\psi$  es el potencial de presión del agua en el suelo [L], expresado como la altura de una columna equivalente de agua (positivo en la zona saturada y negativo en la zona no saturada del suelo),  $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z)$  es el operador gradiente;  $x, y, z$  son las coordenadas espaciales [L] y  $t$  el tiempo [T].

En este trabajo, se presenta la aplicación de la ecuación de Richards para modelar la transferencia de agua en el suelo, cuando se tiene como fuente de abastecimiento un canal de tierra. Con el propósito de reducir el esfuerzo de cómputo requerido para resolver la Ecuación 3, se acepta la hipótesis de que las variaciones en las condiciones del agua en el suelo

son despreciables en la dirección que coincide con el desarrollo del canal  $y$ , por lo tanto, la forma de la Ecuación 3 utilizada es:

$$C(y) \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(y) \frac{\partial y}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(y) \left( \frac{\partial y}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

El dominio de la solución, que corresponde al caso en que se acepta la hipótesis indicada anteriormente, se muestra en la Figura 1.

### Condiciones Límite

Para modelar la transferencia de agua desde un canal, la ecuación bidimensional de Richards se resuelve sobre el dominio indicado en la Figura 1, sujeta a las condiciones inicial y de frontera:

**Condición inicial.** En el dominio de la solución, ésta especifica el potencial como una función conocida del espacio en  $t = 0$ ; por lo tanto, el potencial ( $\psi$ ) queda expresado como:

$$y = y_0(x, z) \quad (5)$$

**Condición de frontera.** Ésta corresponde a las características geométricas e hidráulicas que se presentan en el cauce del canal, incluyendo el espejo de agua o la sección hidráulica, así como la superficie del suelo y la profundidad media del nivel del manto freático.

**a) En la superficie del suelo y en el bordo libre del canal.** A B, B C y H I, I J son fronteras tipo Neumann con flujo prescrito igual al valor de la evaporación. En este caso, la condición de frontera es de segundo orden, debido a que puede asumirse el flujo prescrito, teniendo en cuenta la evaporación media que se presenta en la zona del canal Coria, es decir, se conoce el gradiente de la incógnita en la dirección de la normal hacia fuera de la frontera de dominio, pudiendo expresarle como:

$$-K(y) \frac{\partial(y-z)}{\partial z} = q_e \quad (x, z) \in AB \quad t > 0 \quad (6)$$

$$-K(y) \frac{\partial(y-z)}{\partial z} = q_e \quad z = 0 \quad x \in BC \quad t > 0 \quad (7)$$

$$-K(y) \frac{\partial(y-z)}{\partial z} = q_e \quad z = 0 \quad x \in HI \quad t > 0 \quad (8)$$

$$-K(y) \frac{\partial(y-z)}{\partial z} = q_e \quad (x, z) \in IJ \quad t > 0 \quad (9)$$

**b) Para las fronteras laterales del dominio de la solución.** C D y G H son fronteras impermeables o de flujo nulo (tipo Neumann). Para esto se concluye que el gradiente en la dirección horizontal es nulo, por lo que el flujo en la frontera se efectúa únicamente en la dirección vertical. Esto significa que los puntos simétricos a ambos lados de la frontera tienen la misma carga hidráulica ( $h$ ) por lo que el gradiente  $y$ , por lo tanto el flujo, es nulo. Estas fronteras pueden expresarse como:

$$-K(y) \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad x = L/2 \quad z \in CD \quad t > 0 \quad (10)$$

$$-K(y) \frac{\partial(y-z)}{\partial z} = 0 \quad x = -L/2 \quad z \in GH \quad t > 0 \quad (11)$$

**c) Frontera inferior al nivel del manto freático.** En la frontera D E y F G se ha tenido en cuenta una condición de frontera tipo Neumann con flujo prescrito de tal forma que se permita la elevación del nivel freático hasta una cierta profundidad con respecto a la superficie del suelo. Lo anterior se hace con la finalidad de mantener correspondencia con las observaciones de campo realizadas con respecto a la profundidad del nivel freático. Las fronteras D E y F G se expresan de la forma:

$$-K(y) \frac{\partial y}{\partial x} = Ks/10 \quad x = -L/2 \quad z \in DE \quad t > 0 \quad (12)$$

$$-K(y) \frac{\partial y}{\partial x} = Ks/10 \quad x = L/2 \quad z \in FG \quad t > 0 \quad (13)$$

**d) Frontera del perímetro mojado.** En la frontera de la sección transversal del canal JA, se considera una condición de frontera tipo Dirichlet, donde se conoce la variable dependiente, definida a partir del tirante de agua observado en el canal durante la operación del mismo y que toma dos valores durante el proceso de simulación.

$$y = h \quad (x, z) \in JA \quad t > 0$$

donde:  $h$  es el tirante del agua en el canal.

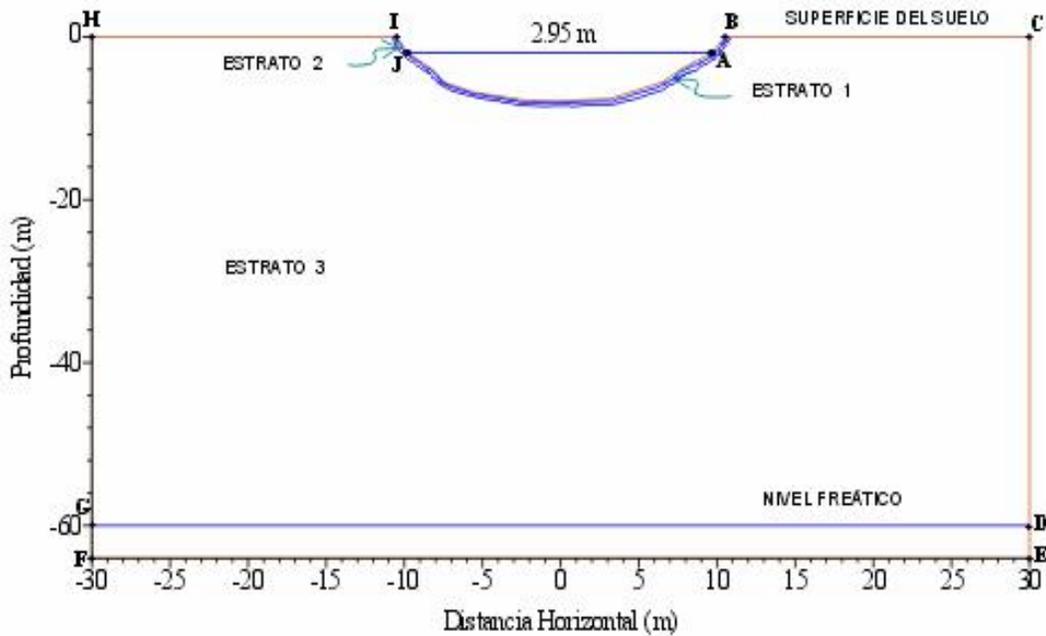


Figura 1. Dominio de la solución.

### Características Hidrodinámicas

Para la solución de la ecuación de Richards es indispensable representar las propiedades hidrodinámicas del suelo expresando el potencial de presión ( $\psi$ ) como una función del contenido volumétrico de agua ( $\theta$ ) y la conductividad hidráulica  $K$  como una función de  $\theta$ .

Debido a la facilidad que presentan para identificar sus parámetros, Fuentes *et al.* (1992) recomendaron utilizar la combinación de la conductividad  $K(\theta)$  de Brooks y Corey (1964) y de la característica de humedad  $\theta(\psi)$  de Van Genuchten (1980) con la restricción del modelo de Burdine (1953). La característica de humedad de Van Genuchten (1980) se escribe como:

$$\Theta(y) = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{y}{y_d}\right)^n\right]^m} \quad (14)$$

donde:  $\Theta$  representa el grado de saturación:

$$\Theta = \frac{q - q_r}{q_s - q_r} \quad (15)$$

La restricción de Burdine implica considerar  $m = 1 - 2/n$ . En las ecuaciones anteriores,  $\theta_s$  es el contenido volumétrico de agua a saturación efectiva,  $\theta_r$  es un contenido de agua residual (Brooks y Corey, 1964),  $\psi_d$ ,  $m$  y  $n$  son parámetros empíricos. La conductividad de Brooks y Corey (1964) es representada por:

$$\frac{K(q)}{K_s} = \Theta^h \quad (16)$$

siendo  $K_s$  la conductividad hidráulica que presenta el suelo cuando se encuentra saturado.

### Aplicación del Método del Elemento Finito

La aplicación del método del elemento finito a la ecuación de Richards se encuentra ampliamente documentada en la literatura (e.g. Huyakorn y Pinder, 1983), motivo por el cual en este trabajo se muestra en forma compacta el procedimiento de su aplicación.

### Obtención de la Forma Débil

Se multiplica la ecuación de Richards bidimensional (3) por una función de peso ( $v$ ). Se integra usando el Teorema de Green sobre el dominio

de solución (R) limitado por la frontera  $\mathfrak{R}$  y se obtiene:

$$\int_R C(y) \frac{\mathfrak{f}_y}{\mathfrak{f}_t} v dR + \int_R K(y) \left[ \frac{\mathfrak{f}_y}{\mathfrak{f}_z} \frac{\mathfrak{f}_v}{\mathfrak{f}_z} + \frac{\mathfrak{f}_y}{\mathfrak{f}_x} \frac{\mathfrak{f}_v}{\mathfrak{f}_x} \right] dR = \int_R K(y) \frac{\mathfrak{f}_v}{\mathfrak{f}_z} dR + \int_{\mathfrak{R}} qv d\mathfrak{R} \quad (17)$$

donde: q es el flujo en la dirección de la normal hacia afuera prescrito en una frontera en condición de Neumann.

**Discretización del Dominio de Solución**

El dominio de solución se divide en pequeños triángulos que constituyen los elementos finitos cuyo tamaño se hace menor en la sección transversal del canal y la superficie del suelo debido a que en estas zonas se esperan los mayores gradientes de flujo. Se utilizan funciones de base bidimensionales lineales, denotadas como  $\varphi_j(x, z)$ , que se definen con relación a la función delta de Kronecker, i.e. son funciones unitarias en un nudo en particular y cero en el resto del dominio.

**Funciones de Base**

Las funciones de base bidimensionales se definen en relación con la función delta de Kronecker:

$$j_j(x, z) = d(x_j, z_j) = \begin{cases} 1 & \text{si } (x, z) = (x_j, z_j) \\ 0 & \text{si } (x, z) \neq (x_j, z_j) \end{cases} \quad (18)$$

**Desarrollo del Esquema**

Se propone la solución de la Ecuación 17 como una combinación lineal de las funciones de base escrita por separado para los nodos interiores (n) y para los de frontera sujetos a una condición esencial (tipo Dirichlet no homogénea):

$$y_n(x, z, t) = \sum_{j=1}^n a_j(t) j_j(x, z) + \sum_{j=n+1}^{n+n} b_j(t) j_j(x, z) \quad (19)$$

Se sustituye en la forma débil (17) teniendo en cuenta lo siguiente: i). Se consideran las funciones de peso (v) iguales a las funciones de base ( $\varphi$ ), correspondientes a los nudos interiores. ii). Se asume

una variación lineal de las características hidrodinámicas sobre cada elemento, expresándola mediante las funciones de forma, i.e.  $\hat{C} = j_g C_g$  y  $\hat{K} = j_g K_g$ . iii). Se utiliza un sistema de masa concentrado con la finalidad de obtener una matriz diagonal y para mejorar la estabilidad del esquema (Neumann, 1973; Mori, 1980).

Al sustituir la solución de elemento finito en la forma débil de la ecuación de Richards, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias:

$$M \frac{da}{dt} Ka = B + Q + LB + Bf \quad (20)$$

La definición de las matrices se presenta a continuación, así como su forma de cálculo cuando se utilizan funciones de base lineales:

$$M_{kj} = \sum_{j=1}^n \left[ C_g \int_R j_g j_k dR \right] = \sum_e C_j \frac{\Delta}{3} \quad (21)$$

$$K_{kj} = \sum_{j=1}^n \left[ K_g \int_R j_g \left( \frac{j_j}{\mathfrak{f}_x} \frac{j_k}{\mathfrak{f}_x} + \frac{j_j}{\mathfrak{f}_z} \frac{j_k}{\mathfrak{f}_z} \right) dR \right] = \quad (22)$$

$$\sum_e \frac{\bar{K}}{4\Delta} (m_j m_k + p_j p_k) \quad B_k = K_g \int_R j_g \frac{j_k}{\mathfrak{f}_z} dR = \sum_e \frac{\bar{K}}{2} p_k \quad (23)$$

$$Q_k = \int_{\Gamma} q j_k d\Gamma = \sum_e \frac{qL_j}{2} \quad (24)$$

En las ecuaciones anteriores se ha denotado como  $\bar{j}$  a las funciones denominadas de masa concentrada, definidas como funciones unitarias en la región baricéntrica correspondiente a un nudo específico, y cero en el resto del dominio.  $\Delta$  es el área del elemento,  $\bar{K}$  es la conductividad en el elemento tomada como el promedio aritmético,  $C_j$  es la capacidad específica en el nodo j,  $L_j$  es la longitud de frontera correspondiente a cada nudo en condición de Neumann, m y p son factores geométricos definidos según las funciones de base:

$$m_i = z_j - z_k, \quad p_i = x_j - x_k$$

donde: los subíndices  $i$ ,  $j$ , y  $k$  corresponden a las esquinas del elemento triangular y corren sobre sus tres posibles permutaciones secuenciadas.

La matriz de rigidez ( $L_{kj}$ ) y el término convectivo ( $Bf_j$ ), correspondientes a los nodos de la frontera, se calculan de forma semejante a la utilizada para los nodos interiores, considerando las propiedades geométricas y características hidrodinámicas de los nodos de frontera.

### Integración en el Tiempo: Diferencias Finitas

La integración en el tiempo del sistema (20) se realiza utilizando una aproximación en diferencias finitas. La derivada temporal y las incógnitas del sistema se aproximan como:

$$\left(\frac{da}{dt}\right)^{k+w} = \frac{a^{k+1} - a^k}{\Delta t}, \quad (25a)$$

$$a^{k+w} = \omega a^{k+1} + (1 - \omega)a^k \quad (25b)$$

donde:  $\omega$  es un factor de ponderación en el tiempo,  $k$  y  $\Delta t$  representan el nivel y el paso de tiempo, respectivamente. Se sustituye 25b en 25a y se obtiene el siguiente esquema numérico para la ecuación de Richards bidimensional:

$$\left[ \frac{M^{k+w}}{\Delta t} + w\mathbf{K}^{k+w} \right] \mathbf{a}^{k+1} = \left[ \frac{M^{k+w}}{\Delta t} - (1 - \omega)\mathbf{K}^{k+w} \right] \mathbf{a}^k + \mathbf{B}^{k+w} + \mathbf{Q}^{k+w} - \mathbf{L}^{k+w} \mathbf{b} + \mathbf{B}_f^{k+w} \quad (26)$$

En las simulaciones se ha utilizado un valor del factor de peso  $\omega = 1/2$ , que permite obtener una aproximación de segundo orden para la derivada temporal.

### Cálculo del Gasto de Infiltración

El gasto de infiltración se calcula como el cociente entre el volumen infiltrado en un intervalo de tiempo y el paso de tiempo:

$$Q = \frac{VI}{\Delta t} \quad (27)$$

El volumen infiltrado es calculado como la diferencia en el volumen de agua que existe en el

dominio de solución al inicio y al final de un intervalo de tiempo, siendo calculado el volumen de agua mediante una integración numérica del contenido volumétrico de agua en el dominio de solución, esto es:

$$VI = \int_R [q(x, z, t + \Delta t) - q(x, z, t)] dR \quad (28)$$

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para ayudar a explicar el fenómeno del comportamiento de la infiltración del agua en el canal Antonio Coria, se asocia la infiltración con las características observadas en el perfil del suelo. Este perfil presenta una resistencia a la infiltración del agua, debido, en primer instancia, a la textura arcillosa del suelo en que se construyó y a la política de operación del canal. Por esta razón, es fundamental describir el proceso de formación de la capa sobre la superficie (0 a 7 cm) de textura arcillosa y estructura anisotrópica que supone un acomodo de partículas que facilita el sellamiento de los poros. Consideración que se corrobora con respecto a la distribución y al tamaño de poros y a la microestructura definida en las láminas delgadas, en el análisis micromorfológico 2:1 de la capa superficial.

La formación de la capa de 0 a 7 cm obedece a la política de operación del canal Coria, donde el canal está diseñado y operado con estructuras de compuertas o repesos cada cierto kilometraje, y entre cada dos repesos consecutivos se llena el "vaso" para mantener un cierto tirante, para dar servicio a los canales laterales. En el siguiente año agrícola y en los ciclos correspondientes, se repite la misma operación, variando el tirante con poca frecuencia, lo cual permite la sedimentación de partículas. Esta sedimentación se encuentra bien identificada.

La sedimentación de las partículas vistas en la profundidad de 0 a 7 cm es similar a la que puede esperarse en un estanque o lago, sólo que por razones obvias, el espesor (7 cm) es muy delgado. Esto quiere decir entonces que al permitir la sedimentación, existe una capa impermeable debajo de esa zona de depositación, en este caso, a la profundidad de 7 a 50 cm. La capa impermeable está representada por un estrato arcilloso de conductividad hidráulica y permeabilidad muy lenta, que evita, además, el proceso de lavado, ya que a esta profundidad no se encontraron rastros de iluviación, por ejemplo de arcilla u otro material revistiendo los pedos.

**Cuadro 1. Resultados de análisis de suelos.**

Capa	Profundidad	pH	Materia orgánica	Densidad aparente	Arcilla	Limo	Arena	Clasificación textural
	cm		%	g cm <sup>-3</sup>	- - - - - % - - - - -			
1	0 a 7	7.18	0.89	1.37	50	18	32	Arcilloso
2	7 a 50	6.94	1.34	1.48	58	19	23	Arcilloso
3	50 a 88	7.75	0.13	1.40	4	23	73	Franco arenoso

Resumiendo, las características físicas, morfológicas y mineralógicas de la capa de suelo de 0 a 7 cm, condicionan y restringen el comportamiento y la magnitud de las pérdidas por infiltración en el canal Coria.

En el Cuadro 1, se anotan las características de las capas del perfil del suelo del canal Coria.

La caracterización hidrodinámica de cada capa del perfil del suelo, se llevó a cabo desarrollando pruebas de infiltración y de conductividad hidráulica, en campo y en laboratorio. Con la finalidad de estimar los valores de los parámetros  $\psi_d$  y  $K_s$ , se desarrollaron curvas granulométricas correspondientes al suelo de cada estrato, para estimar los parámetros de forma  $m$ ,  $n$  y  $\eta$ . En el Cuadro 2, se presentan los valores de los parámetros hidrodinámicos estimados.

Para la simplificación del modelo y considerando el análisis de los perfiles litológicos de los pozos de agua subterránea muestreados, se considera que el suelo a una profundidad mayor que 58 cm tiene los mismos parámetros hidráulicos.

Se ha tenido en cuenta que las líneas, que delimitan los estratos, no intersecten los lados de los triángulos que definen los elementos finitos para evitar ambigüedad en el cálculo de los valores medios de las propiedades hidrodinámicas en los mismos (Ziemkiewicz, 1994).

En la Figura 2, se observa como evoluciona el gasto infiltrado en el tiempo, en el perfil del suelo, correspondiente a la sección hidráulica simulada del canal Coria, para un tiempo de operación máxima de 180 días en un año agrícola, sin embargo, es necesario anotar que el tiempo de simulación es continuo, es

decir, no se interrumpió el proceso de infiltración, como ocurre realmente en el canal.

En la Figura 2, se observa que el gasto infiltrado al inicio del proceso de simulación es del orden de  $1.2 \times 10^{-4}$  mismo que, después de un lapso de alrededor de 24 h, comienza a estabilizarse, hasta llegar al tercer día en que prácticamente se estabiliza con un gasto de infiltración de  $4.7 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s.d. Este gasto corresponde al tirante máximo de operación por un lapso de 45 días, del orden de 2.95 m.

La pérdida por infiltración alcanzó valores en condiciones cuasi-permanentes que dependen de la carga en el canal, debido a que un cambio en la carga origina una variación en el perímetro mojado. Se obtuvo un gasto  $Q_{\min} = 4.697 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s.d para la carga  $h = 2.95$  m y  $Q_{\min} = 3.345 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s.d para la carga  $h = 1.98$  m. El promedio ponderado es  $Q_{\min} = 3.683 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s.d que es similar al valor observado en campo de  $Q_{\min} = 4.1 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s.d.

En la Figura 3, puede observarse la evolución del volumen infiltrado en el tiempo. De acuerdo con esta gráfica, en el canal Coria se pierden 500 m<sup>3</sup> m<sup>-1</sup> a los 150 días de operación, tiempo promedio de operación del canal para un año hidrológico promedio; por kilómetro se tendrían 500 000 m<sup>3</sup>, equivalentes a 3333 m<sup>3</sup> d<sup>-1</sup>, que equivaldría a 38.5 L s<sup>-1</sup>, como gasto promedio de pérdidas por infiltración en el canal Coria.

Asumiendo que las pérdidas son proporcionales, en el tramo del canal de conducción del Coria, en el módulo que comprende 72 480 m de longitud, se

**Cuadro 2. Parámetros hidráulicos de los suelos.**

Capa	Profundidad	$\theta_s$	$\psi_d$	$m$	$n$	$\eta$	$K_s$
	cm	m <sup>3</sup> m <sup>-3</sup>	m				m h <sup>-1</sup>
1	0 a 7	0.460	-0.50	0.088	2.193	15.380	$1.63 \times 10^{-3}$
2	7 a 50	0.487	-0.75	0.094	2.207	14.540	$3.06 \times 10^{-3}$
3	50 a 88	0.472	-0.25	0.242	2.642	5.660	$12.34 \times 10^{-3}$

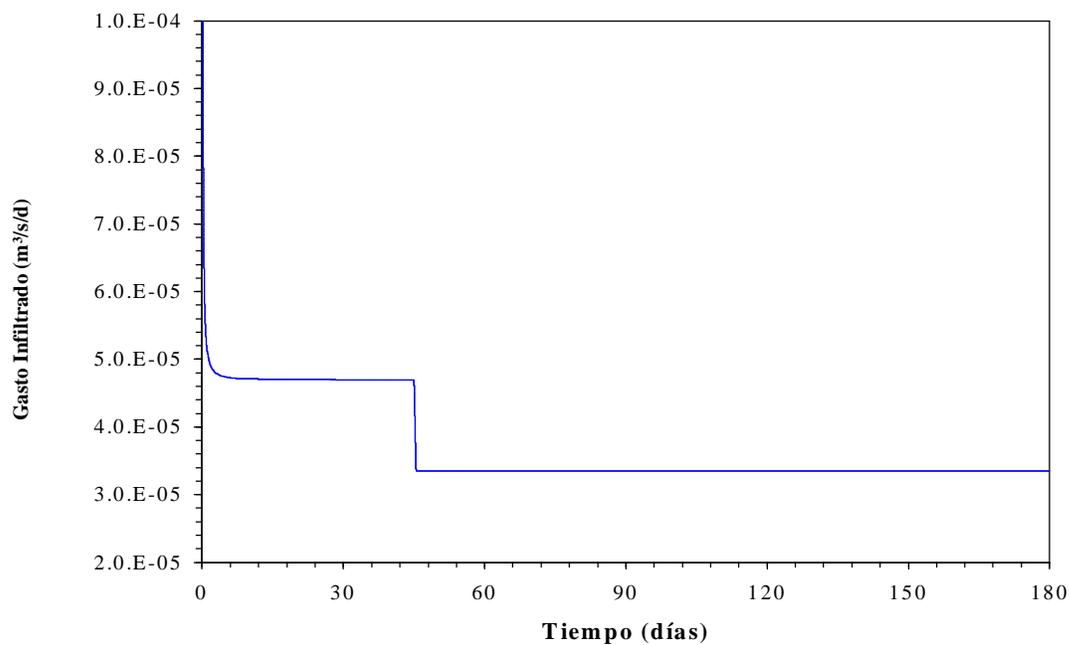


Figura 2. Variación en el tiempo del gasto infiltrado.

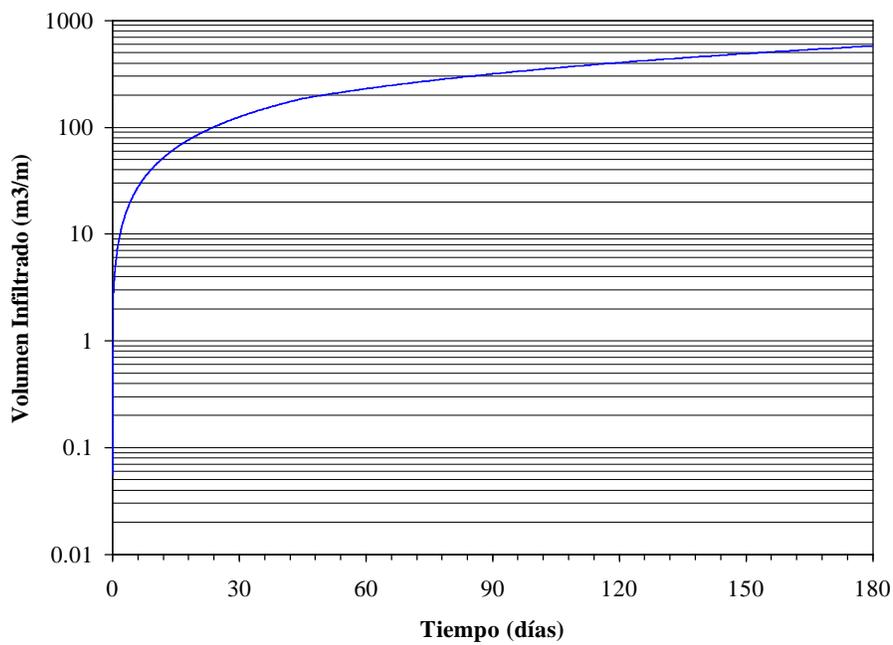


Figura 3. Evolución del volumen infiltrado.

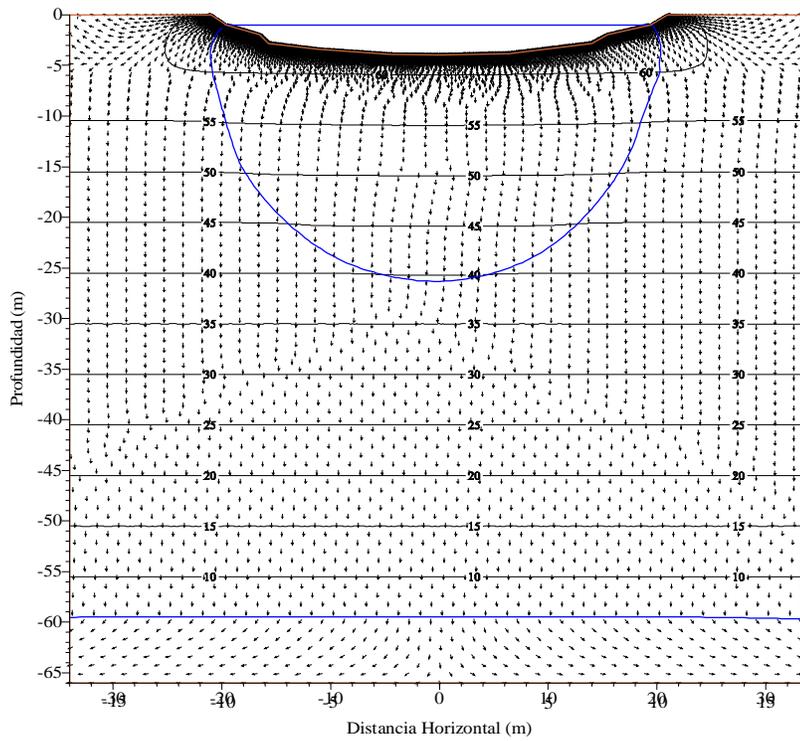


Figura 4. Equipotenciales y campo de velocidades a 15 días.

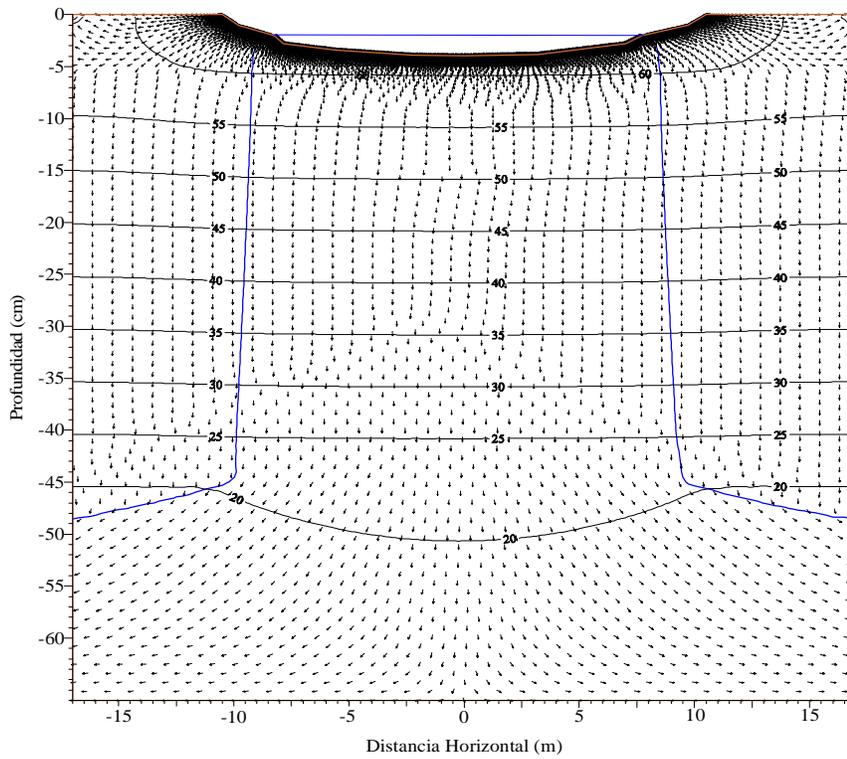


Figura 5. Equipotenciales y campo de velocidades a seis meses.

tendría una pérdida de 36 240 millares de metros cúbicos, en promedio en un año agrícola normal. Considerando que el volumen bruto que conduce el canal Coria para servir a los módulos de Cortazar, Irapuato, Abasolo, Huanímaro y Corralejo es del orden de 270 000 millares, se tendría una pérdida promedio por infiltración del orden de 13.43%.

El proceso de transferencia del agua se presenta en las Figuras 4 y 5 donde se muestra la configuración de las líneas equipotenciales y el campo de velocidades correspondientes a 15 días y seis meses, y puede apreciarse que las variables hidráulicas guardan formas lógicas y hacen evidente la recarga que el canal proporciona al manto freático, asimismo permiten explicar el hecho de que en los piezómetros instalados cerca del canal no ha sido posible encontrar la posición del manto freático, puesto que la zona de filtración presenta una expansión predominantemente vertical a lo largo del tiempo.

Además, debe tenerse en cuenta que los estudios futuros deben encaminarse a la medición detallada del comportamiento del tirante de agua en el canal. Una vez dispuestas las mediciones, debe recurrirse al uso de modelos hidrodinámicos como las ecuaciones de Saint-Venant. Esto para aproximar el comportamiento del flujo superficial y realizar un acoplamiento entre dichos modelos y la ecuación de Richards. En una primera fase debería utilizarse una sección a lo largo del canal descrita por el modelo de flujo a superficie libre para utilizar los valores generados en la forma bidimensional de la ecuación de Richards. Una descripción más detallada del fenómeno se obtendría del acoplamiento de la ecuación de Richards tridimensional con las ecuaciones de Saint-Venant pero el esfuerzo de cómputo puede hacer que esta labor sea postergable.

## CONCLUSIONES

Se desarrolla una metodología basada en el uso de la ecuación de Richards en su forma bidimensional, que permite estimar las pérdidas por infiltración en canales de tierra. En general, se ha observado que los resultados obtenidos mediante la aplicación del mismo, a través de un modelo de simulación, son congruentes con las mediciones de campo y, por lo tanto, el modelo puede constituir una herramienta de

apoyo en el diseño de los planes y programas de riego. La caracterización física, mineralógica y morfológica de las tres capas del perfil del suelo, del cauce del canal Coria, así como sus características hidrodinámicas asociadas al fenómeno de la infiltración, definen al suelo como una combinación de capas que presentan restricciones a la infiltración del agua. El comportamiento del suelo con respecto a las pérdidas de agua por infiltración, es consistente con el gasto promedio ponderado, considerando los tres estratos del perfil del suelo de las cargas del canal de 2.95 y 1.98 m, del orden de  $3.683 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ , que es comparable con el valor observado en campo, de  $4.1 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ . Asimismo, para una longitud de 72 km y 150 días de operación del canal Coria, las pérdidas por infiltración fueron de 13%.

## LITERATURA CITADA

- Brooks, R.H. y A.T. Corey. 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paper 3. Colorado State University. Fort Collins, CO.
- Burdine, N.T. 1953. Relative permeability calculation from size distributions data. Trans. AIME 198: 171-199.
- CNA (Comisión Nacional del Agua). 2000. El agua en México: Retos y avances. Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca. Distrito Federal, México.
- Fuentes, C., R. Haverkamp y J.-Y. Parlange. 1992. Parameter constraints on closed-form soil water relationships. J. Hydrology 134: 117-142.
- Huyakorn, P.S. y G.F. Pinder. 1983. Computational methods in subsurface flow. Academic Press. San Diego, CA.
- Mori, M. 1980. The finite element method and its applications. Macmillan. New York.
- Neumann, S.P. 1973. Saturated-unsaturated seepage by finite elements. ASCE J. Hydraul. Div. 99-12: 2233-2250.
- Palacios-Vélez, E. 1996. Métodos de distribución y eficiencias en el uso del agua en los sistemas de riego. Diplomado en diagnóstico, planeación, uso eficiente del Agua y la Energía Eléctrica y mejoramiento de la productividad en las unidades de riego para el desarrollo rural. Colegio de Postgraduados.
- Richards, L.A. 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. Physics 1: 318-333.
- Van Genuchten, M.T. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44: 892-898.
- Zavala, M. y H. Saucedo. 2000. CANALID2D, modelo para la simulación de pérdidas por infiltración en canales. Informes de investigación doctoral presentado a la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zienkiewicz, O.C. y R.L. Taylor. 1994. El método de los elementos finitos. Vol. 1 y 2. McGraw Hill. Madrid, España.