

## PRUEBA DE VALIDEZ DE ALGUNAS FUNCIONES DE TIEMPO DE VIAJE EN MEDIOS POROSOS NO SATURADOS

*Aurelio Gómez y Teresita Betancur*  
*Maestría en Ingeniería Ambiental*  
*Universidad de Antioquia*  
*ptebv787@udea.edu.co*

Recibido para evaluación: 03 de Julio de 2004 / Aceptación: 03 de Septiembre de 2004 / Recibida versión final: 22 de Septiembre de 2004

### RESUMEN

Las funciones de tiempo de viaje constituyen un procedimiento cuantitativo que puede aplicarse para evaluar la vulnerabilidad de un acuífero libre. Mediante la experimentación a escala de laboratorio sobre un modelo físico se logró validar las funciones de Green y Ampt, para condiciones de flujo saturante, y la de Buckingham – Darcy – Gardner, para condiciones de flujo no saturante. En la medida en que se implementen aplicaciones de esta teoría para evaluar la dinámica de diferentes contaminantes dispuestos en el suelo se podrá también determinar mejor la vulnerabilidad de un acuífero libre frente a éstos.

**PALABRAS CLAVES:** Tiempo de Viaje, Acuíferos libres, Vulnerabilidad.

### ABSTRACT

Travel time functions are quantitative procedures that could be applied to free aquifer vulnerability evaluation. By using lab experimentation over a prototype was allowed to verify Green and Ampt's functions under saturated flow conditions; and Buckingham - Darcy and Gardner's functions under non saturated flow conditions. Therefore, with new applications of this theory could evaluate several soil's contaminants motion and could know better the aquifer vulnerability against these.

**KEY WORDS:** Travel Time, Aquifer, Vulnerability.

El agua en la naturaleza es un elemento con excelentes propiedades solventes, que incorpora fácilmente en dilución y suspensión sustancias adquiridas a través del medio por donde circula; algunos de esos compuestos son estables y persistentes y constituyen los principales contaminantes de los suelos y de las aguas subterráneas.

Si se puede evaluar el tiempo que puede tardar en pasar una sustancia contaminante transportada por el agua, desde la superficie del suelo hasta el nivel del agua freática, se podrá determinar la vulnerabilidad de una formación acuífera.

Se puede esperar, en condiciones de transporte advectivo, que cuando el agua se infiltre y alcance el nivel freático, llevará consigo el contaminante.

A partir de una serie de pruebas de laboratorio se validaron algunas funciones o formas teóricas para estimar el tiempo de viaje del agua a través de la Zona no saturada, ZNS, considerando una de las situaciones más críticas, esto es aquella en la cual se tiene aporte permanente de agua en la superficie del suelo. Esta situación se presenta cuando se tienen períodos de lluvia prolongados, inundaciones, cultivos como el del arroz que exigen anegamiento, y aún cabe aquella condición en la cual al suelo se le hace riego en forma tan continua que la infiltración es permanente, aunque no se tenga encharcamiento.

La evaluación de los elementos conceptuales sobre el flujo en medios porosos no saturados orientó el trabajo de diseño y evolución de un modelo físico sobre el cual se hicieron ensayos en laboratorio. Los resultados de las pruebas y el análisis de los mismos llevaron a la validación de las funciones estudiadas.

En la experimentación se trabajó con material arenoso buscando replicar condiciones de conductividad hidráulica dentro de el rango de valores presentes en el acuífero libre del Urabá antioqueño; fue así como se trataron dos materiales: arena de 10 y de 20 m/día de conductividad hidráulica. La experimentación consideró dos situaciones, una con el material cubierto por una capa de suelo de 0.05 m de espesor y con una conductividad baja, buscando generar un flujo no saturante, y otra con el material de base solo para la condición de flujo saturante. Todo el trabajo experimental se llevó a cabo en el laboratorio de suelos de la empresa

SOLINGRAL Ltda. y los análisis de resultados se hicieron en la Universidad de Antioquia (Gómez, 2003)

## 1. FUNDAMENTOS CONCEPTUALES

### 1.1. La Zona no Saturada ZNS o Zona Vadosa

Es la parte del suelo que va de la superficie del mismo hasta donde se encuentra el nivel de las aguas freáticas o subterráneas.

Si se prescinde de la existencia de aire ocluido o disuelto, la Zona Vadosa está formada por la parte del terreno en donde el contenido de agua es menor que la porosidad del suelo o, en una acepción más rigurosa, en donde el potencial matricial o presión del agua son negativos, en una magnitud menor que la del agua libre en el mismo punto, a la misma temperatura y composición iónica que la solución del suelo.

Las propiedades del flujo a través de ella dependen del grado de saturación. Se asume que se cumple la Ley de Darcy, pero la conductividad hidráulica no es una constante, sino que depende del contenido volumétrico de humedad ( $K(q)$ ).

Las propiedades físicas de la Zona Vadosa son las que condicionan en gran medida la operación de los procesos de dilución, retardación y eliminación de contaminantes.

La Zona Vadosa es un medio poroso donde coexisten en forma compleja tres fases: una de partículas sólidas y, entre los espacios o poros que existen entre estas partículas sólidas, se presentan en cantidades variables la fase líquida o acuosa y la fase gaseosa.

Si expresamos las fases en fracciones volumétricas de suelo, agua y aire o gas, el total dará 1, así:

$$\rho_b / \rho_s + \theta + \theta_a = 1 \quad (1)$$

donde,

- $\rho_b$  = densidad del suelo (masa del suelo seco/ volumen total)
- $\rho_s$  = densidad del suelo seco (masa del suelo seco/ volumen del suelo seco, o masa de sólidos/ volumen de sólidos)
- $\theta$  = contenido volumétrico de agua (volumen de agua/volumen total)

$\theta_i$  = porosidad (volumen de vacíos/volumen total).  
Es igual al máximo contenido volumétrico de agua.

$\theta_a$  = contenido volumétrico de aire o gas (volumen de aire/volumen total).

$\theta_a = \theta_i - \theta$

## 1.2. Flujo a través de la Zona Vadosa o Zona no Saturada

El flujo a través de la zona no saturada se denomina infiltración. El agua fluye desde puntos de mayor potencial hacia puntos de menor potencial, a una tasa que depende de la resistencia hidráulica del medio.

Un sistema en desequilibrio en el cual el potencial del agua o el flujo depende del tiempo es llamado transitorio o dependiente del tiempo. Un sistema en estado permanente se caracteriza por flujos de agua que no causan cambios en el almacenamiento en el suelo.

Henri Darcy publicó los resultados de su famoso experimento en 1856. La ley que lleva su nombre es uno de los aportes más grandes al desarrollo de la hidrogeología y es la base para cuantificar los flujos, líquidos y gaseosos, en medios porosos. Darcy realizó su experimento en una dimensión; empacó una columna de arena uniforme, y encontró que el caudal que fluía a través de la arena era proporcional al área de la sección transversal, la longitud de la muestra y la pérdida de energía hidráulica a lo largo de la muestra. La relación caudal sobre área,  $Q/A$ , se conoce como descarga específica,  $q$ , o velocidad de filtración,  $v$ , y es igual a un coeficiente de transferencia llamado Conductividad Hidráulica, multiplicado por el gradiente hidráulico,  $\Delta H/L$ , tomado el flujo como unidimensional.

$$v = K_s \cdot \Delta H/L \quad (2)$$

En 1907, Edgar Buckingham (citado por Jury 1991) propuso una modificación de la ley de Darcy para aplicarla a medios porosos no saturados. Esta modificación se apoya básicamente en asumir que:

- En un suelo isotermal rígido y no saturado, que no contiene membranas de solutos (sin potenciales osmóticos), con presión de aire cero o sea atmosférica, e isotrópico, el potencial para flujo de agua está constituido por la suma del potencial matricial más el gravitacional.

- La conductividad hidráulica de un suelo no saturado es una función del contenido de agua o del potencial matricial.

En este caso se reemplaza la conductividad hidráulica,  $K_s$ , por una función de conductividad hidráulica que depende del contenido de humedad,  $K(\theta)$ , o del potencial de presión  $K(\psi)$ .

$$v = -K(\theta) \nabla \phi \quad (3)$$

ó

$$v = -K(\psi) \nabla \phi \quad (4)$$

Donde,

$\phi = \psi + z$ , es la cabeza hidráulica o potencial hidráulico en un suelo no saturado y  $K(\psi)$  es la conductividad hidráulica no saturada.

Se asume que el flujo en medio poroso no saturado es continuo y se presenta a través de películas de fluido que rodean las partículas minerales de suelo. Esto es correcto en el rango donde las fuerzas capilares son las dominantes. Sin embargo, en suelos muy secos esta interconexión no existe y los gradientes de energía serían discontinuos.

Mientras en el suelo saturado la presión es positiva, en el suelo no saturado normalmente es negativa. Aún en el caso del suelo saturado por capilaridad, también las presiones son negativas.

Para flujo vertical, según la Ley de Buckingham – Darcy se expresa así :

$$v = -K(\psi) \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (5)$$

$$v = -K(\psi) \frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} = -K(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (6)$$

Esta es una ecuación diferencial para una capa de suelo de espesor infinitesimal, en la cual  $\psi$  y  $K(\psi)$  son constantes. No es aplicable a una capa de suelo de espesor finito, a menos que el contenido de humedad y el potencial matricial sean uniformes en la capa.

Si el flujo es considerado permanente, la derivada parcial se convierte en una derivada ordinaria donde  $\psi$  depende solo de  $z$ . Tal es el caso de una columna de suelo de

longitud  $L = z_2 - z_1$ , en la cual la diferencia de potencial matricial  $\Delta\psi = \psi_2 - \psi_1$  se mantiene a lo largo de la columna.

$$v = -K(\psi) \left( \frac{\partial\psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (7)$$

Integrando,

$$\int_{\psi_1}^{\psi_2} \frac{d\psi}{1 + v/K(\psi)} = \int_{z_1}^{z_2} dz = z_1 - z_2 \quad (8)$$

Si se dispone una función para  $K(\psi)$  o, lo que es lo mismo, de la curva de retención, en un caso particular, se puede lograr entonces una expresión analítica para el flujo del agua. (véase más adelante el modelo de Buckingham – Darcy – Gardner).

Se presentan enseguida tres modelos de infiltración, uno con flujo permanente hacia abajo en suelo no saturado, el segundo bajo condiciones de humedecimiento continuo y por último el modelo Buckingham – Darcy – Gardner)

#### Flujo permanente hacia abajo en suelo no saturado

Este flujo no siempre se logra, sin embargo, muchos casos de flujo pueden considerarse como tal, por ejemplo cuando se tienen lluvias o procesos de riego de alta frecuencia, como sucede en nuestro medio donde se tienen precipitaciones durante largos períodos del año.

Cuando se habla de infiltración se hace referencia a la entrada de agua en el suelo desde el exterior. Generalmente se habla de la infiltración vertical. La infiltración hace que el suelo sea más húmedo conforme avanza el tiempo. El agua avanza desde el borde más húmedo hacia la zona más seca, con influencia de gradientes del potencial matricial y gravíticos. En las primeras etapas de la infiltración, cuando el frente húmedo está cerca de la superficie, los gradientes de potencial matricial predominan sobre los de gravedad.

La mayor parte de esta discusión se enfoca hacia la respuesta del suelo cuando hay infiltración constante, que se manifiesta en perfiles permanentes de presión y de contenido de agua. En algunos casos de campo se tiene infiltración suficiente en duración tal que el frente húmedo alcanza el nivel freático y todo el perfil queda en estado permanente. Pero aún antes de que el frente mojado alcance la superficie freática, el agua por encima del frente húmedo se estabiliza. Esto es, el suelo por encima del

frente mojado no almacena más agua sino más bien simplemente transmite agua al frente húmedo (Stephens, 1996).

En suelos uniformes sometidos a encharcamiento continuo y en grandes áreas, todo el perfil estaría saturado cuando el frente húmedo alcance el nivel freático. Si el mismo suelo está sometido a una infiltración constante aunque de baja intensidad, el perfil húmedo permanente sería no saturado siempre y cuando la tasa de infiltración sea menor que la conductividad hidráulica saturada. En este caso el nivel freático subirá en respuesta a la recarga, y la altura del ascenso dependerá de la tasa del flujo y de las características del acuífero (Glover, 1960), citado por Stephens (1996).

En el campo, las capas superficiales del suelo son menos permeables que las subyacentes. Esto se da particularmente cuando en el suelo se forman costras, y por ello con facilidad se produce encharcamiento. El flujo permanente es menor que la conductividad hidráulica saturada de los horizontes subyacentes pero mayor que la conductividad saturada de la costra superficial (Jury et al, 1991).

En las capas inferiores el agua descende tanto por efecto de la gravedad como de la atracción capilar hacia suelos inferiores más secos, y el gradiente hidráulico es mayor que la unidad en la región próxima a la superficie. Si se conoce la relación entre la conductividad hidráulica no saturada y el potencial matricial, para el suelo bajo la costra, se podrá calcular el flujo permanente en el suelo (Jury et al, 1991).

#### Modelo bajo condiciones de humedecimiento continuo (modelo de Green-Ampt)

Cuando se presenta un humedecimiento continuo por efecto de las lluvias o la aplicación de riego intensivo se tiene una situación de humedad constante en el suelo superficial, este contenido de humedad máximo pero menor que la humedad de saturación se denomina  $\theta_o$  (porque el agua aunque penetra saturando, no alcanza a expulsar todo el aire). Si se llega a la condición de encharcamiento en la superficie del suelo,  $\theta_o \cong \theta_x$  y  $\psi \cong 0$ . El frente húmedo avanza y se redistribuye en un suelo homogéneo como muestra la secuencia de la Figura 1

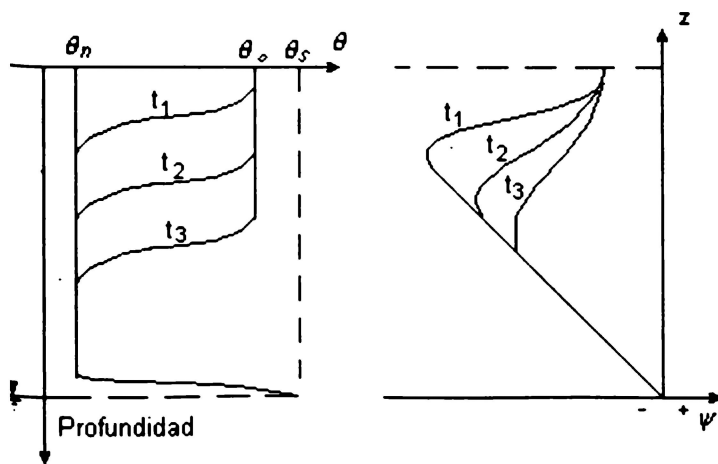


FIGURA 1. Perfil del frente húmedo (Guyom, 1994)

El frente húmedo se define convenientemente como el punto medio de la zona de humedecimiento, con respecto a la profundidad.

Green y Ampt (1911), citado por Chow (1994) propone un método aproximado para calcular la infiltración. El frente húmedo o de mojadura es una frontera brusca que divide el suelo con contenido de humedad  $\theta_n$  y el suelo con contenido  $\theta_o$ . Este frente ha penetrado hasta una profundidad  $L$  desde el momento  $t$  en que la infiltración comenzó. El agua encharca la superficie hasta una profundidad  $H$ . Para estudiar la variación de la tasa de infiltración ( $v$ ) con el tiempo, basta establecer un balance: La variación en el contenido de humedad entre el suelo mojado y la humedad inicial,  $\theta_o - \theta_n$ , multiplicada por la variación del avance en el tiempo  $dL/dt$ , es igual a la tasa de infiltración ( $v$ ), o sea,

$$v = (\theta_o - \theta_n) dL/dt \quad (9)$$

Por otra parte, según la ley de Darcy,

$$v = K_o (L+H+\psi)/L \quad (10)$$

Donde,

$\psi$ : es el potencial matricial en el frente en movimiento. Tomado positivo.

Al igualar las dos expresiones anteriores y resolver la integración, se obtiene

$$L - (H + \psi) \ln \left( 1 + \frac{L}{H + \psi} \right) = \frac{K_o t}{\theta_o - \theta_n} \quad (11)$$

Para tiempos muy largos, la tasa de cambio en el segundo término es pequeña comparada con el primer término y por lo tanto puede despreciarse.

Luego,

$$L = \frac{K_o t}{\theta_o - \theta_n} \quad (12)$$

Además si el suelo mojado está prácticamente saturado,  $\theta_o \cong \theta_s$  y  $K_o \cong K_s$ . Si esto es cierto el gradiente hidráulico sería igual a 1 y por lo tanto,  $v = K_o$ .

Luego,

$$L = \frac{v \pm t}{\theta_o - \theta_n} \quad (13)$$

### Modelo simplificado con aporte de aguas no saturante (modelo de Buckingham – Darcy – Gardner).

En la zona vadosa el movimiento del agua tiende a hacerse por humedecimiento. Excepto en la zona radicular y en la zona de fluctuación del nivel freático, el contenido de agua de la parte intermedia de la zona vadosa se mantiene prácticamente constante en el tiempo (Guymon, 1994). Con estas consideraciones y las experiencias de mediciones de drenajes profundos (percolación) debajo de la zona radicular, puede desarrollarse un modelo simplificado de tiempo de viaje.

Si la percolación  $i$  se considera como un valor medio de la tasa de drenaje por debajo de la zona radicular, entonces,

$$v = K(\theta) \partial \phi / \partial z \quad (14)$$

Y si se asume que el gradiente hidráulico  $\partial \phi / \partial z$  es aproximadamente igual a 1, luego, la tasa de infiltración ( $v$ ) es:

$$v \cong K(\theta) \quad (15)$$

Esta aproximación se conoce como “flujo gravítico”. (Jury et al, 1991).

Se puede asumir entonces que este valor de  $K(\theta)$ , es un valor medio de todo el perfil de la zona vadosa.

Ahora se necesitan mediciones, o asumir valores (como es lo que casi siempre se hace) de la función de conductividad,  $K = K(\theta)$ , a partir de la cual se puede estimar un valor medio de  $\theta$ . Conocidos  $v$  y  $\theta$ , la

velocidad media de filtración espacial o velocidad de avance en el medio poroso,  $V_a$ , puede evaluarse así,

$$V_a = v_s = v / \theta \quad (16)$$

Finalmente, la estimación promedia temporal del tiempo de viaje de un contaminante, asumiendo sólo transporte por advección (en la dirección del movimiento), en una zona vadosa de espesor  $L$  es,

$$t = L / v_s = L \theta / v \quad (17)$$

Similares a esta expresión planteada por Guymon (1994) existen otras como la de Jury et al. (1983, 1984), en donde la diferencia radica básicamente en la aplicación de un factor de retardación,  $RF$ , que representa la retardación del lixiviado de pesticida a través del suelo debido a la adsorción y a la partición del pesticida en las fases de vapor y líquida.

$$tc = (TH RF L) / q \quad (18)$$

Donde,

$tc$  : tiempo de viaje.

$TH$ : contenido volumétrico de humedad.

$q$  : tasa de recarga neta.

y la de Rao et al. (1985), en donde la diferencia con respecto a la anterior está en que en vez de tomar el contenido volumétrico de humedad,  $TH$ , se toma la capacidad de campo  $FC$

$$tr = (L RF FC/q) \quad (19)$$

Donde,  $tr$  es el tiempo de viaje.

Si un pesticida no se volatiliza y no se adsorbe,  $RF$  vale 1. Si se presentan fenómenos de volatilización y de adsorción, el valor de  $RF$  será, mayor que 1 y por ende el tiempo de viaje ( $tr$  ó  $tc$ ) también será mayor.

Cohen et al. (1984), citados por Betancur et al. (1999), han propuesto que pesticidas con solubilidad mayor de 30 mg/L se convierte en una gran amenaza para el agua subterránea.

**Ejemplo de aplicación del modelo de Buckingham – Darcy – Gardner):**

Calcule el flujo de infiltración  $v = -i$  desde la superficie hasta el nivel freático a una profundidad  $L = 200$  cm. Asuma que la conductividad hidráulica se ajusta a la

ecuación de Gardner, con  $N=2$  y  $a = -23.8$  cm (arcilla Chino).

NOTA: El nivel de referencia se toma en la superficie del suelo.

**Solución:**

Se utilizará la ecuación (8) de Buckingham – Darcy, y para definir la conductividad hidráulica, la ecuación de Gardner

$$\int_{\psi_1}^{\psi_2} \frac{d\psi}{1 + \psi/K(\psi)} = \int_{z_1}^{z_2} dz = z_1 - z_2$$

$$K(\psi) = \frac{K_s}{1 + (\psi/a)^N} \quad (20)$$

Donde,

$K_s$  = conductividad hidráulica saturada.

$N > 0$  y  $a < 0$ , son constantes que representan el ajuste de la función.

$h_1 = 0$

$z_1 = 0$  (se toma como nivel de referencia la superficie del suelo)

$z_2 = -L$

$v < 0$

Se evalúa el límite superior de la integral a una profundidad arbitraria donde el potencial matricial vale  $y$ , y se reemplaza en ella la ecuación 20.

$$-z-L = \int_0^y \frac{d\psi}{1 - (v/K_s)(1 + (\psi/a)^2)} \quad (21)$$

Ahora haciendo  $y = \psi/a$

$$-(z+L) = a \int_0^{y/a} \frac{dy}{1 - v/K_s - v.y^2/K_s} \quad (22)$$

Esta integral corresponde a una de forma estándar que se puede encontrar en libros de cálculo.

$$\int \frac{dy}{\alpha - \beta y^2} = \frac{1}{\sqrt{\alpha\beta}} \tan^{-1} \frac{y\sqrt{\alpha\beta}}{\alpha} \quad (23)$$

Donde,

$$\alpha = 1 - v/K_s : \beta = v/K_s$$

Luego,

$$-(z+L) = \frac{a}{\sqrt{(1-v/K_s)v/K_s}} \tan h^{-1} \frac{\psi \sqrt{(1-v/K_s)v/K_s}}{a(1-v/K_s)} \quad (24)$$

Si despejamos  $\psi$ ,

$$\psi = a \sqrt{K_s/v^{-1}} \tan h \left( \frac{-\sqrt{(1-v/K_s)v/K_s}}{a(1-v/K_s)} (z+L) \right) \quad (25)$$

Si se grafican el potencial matricial relativo ( $\psi/L$  o  $j/L$ , y  $\psi/a$  o  $j/a$ ) versus la profundidad relativa ( $z/L$ ) para diferentes valores de  $v/K_s$ , se llega a una conclusión significativa (ver Figura 2):

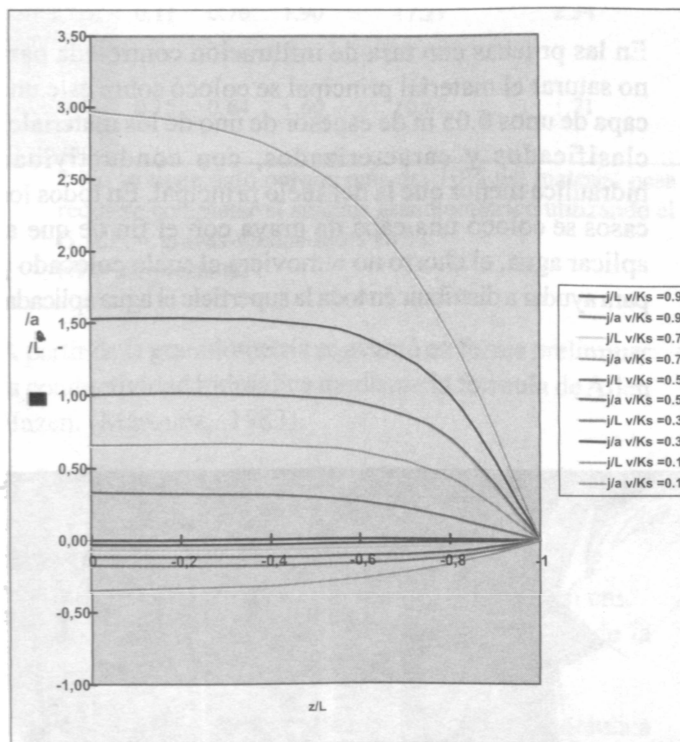


FIGURA 2. Potencial matricial - profundidad para flujo permanente

Como se observa en la Figura 2, para un suelo en particular, el grado de saturación y la distribución de presiones varían en función de la tasa de aplicación del agua,  $v$ .

Si  $v = 0$ , se tiene una condición hidrostática y la ecuación  $z = \Psi$ ,

Si  $v < 0$ , el flujo es hacia arriba. Es decir tienen lugar procesos de evapotranspiración.

Si  $v > 0$ , el flujo es hacia abajo.

Si el nivel freático no está muy próximo a la superficie, para cualquier tasa de flujo, el potencial matricial tiende a valores constantes, es decir,  $d\psi/dz$  se aproxima a cero y por lo tanto el flujo depende sólo de la gravedad. En otras palabras, si el nivel freático está bien profundo, la ecuación de Buckingham –Darcy para flujo de infiltración presenta un gradiente hidráulico de 1, lo cual es muy común y por lo cual se puede aproximar a

$$v = -K(\psi) \quad (26)$$

Esta aproximación se conoce como “flujo gravítico”.

Aunque el gradiente hidráulico es a menudo próximo a la unidad, el gradiente hidráulico puede ser más grande en varios órdenes de magnitud en el frente húmedo en suelos secos. Por otro lado, puede ser mucho menor que la unidad y aún cero donde no hay flujo (Jury et al, 1991), que es la condición de humedad de equilibrio estático donde  $v = 0$ . Conforme la tasa de infiltración permanente aumenta, el suelo se hace más húmedo. Aunque no es lo real, se ha dejado el nivel freático como si permaneciera constante, sin variar de posición.

Este ejemplo nos permite ver que si hacemos mediciones de tiempo de viaje en el modelo, utilizando un determinado suelo, podemos verificar la validez de la función de tiempo de viaje propuesta.

## 2. MODELO FÍSICO Y EXPERIMENTACIÓN

Las actividades en el área experimental se diseñaron de acuerdo con los lineamientos teóricos y las posibilidades de implementar y poner en marcha un modelo que permitiera evaluar los principales parámetros físicos e hidrogeológicos que intervienen en las funciones de tiempo de viaje consideradas.

Se realizaron pruebas para validar el modelo de Green –

Ampt, en el cual el avance del frente húmedo satura el suelo, y pruebas para flujo controlado de tal manera que el avance del frente húmedo no sature el suelo.

El modelo se fue mejorando en la medida en que se fueron encontrando limitaciones y que por los resultados de las primeras pruebas fue necesario ajustarlo y ajustar el procedimiento de las evaluaciones.

### 2.1. Características del Modelo

Los modelos son esencialmente hipótesis y ninguno es perfecto. Ellos son útiles no porque reproduzcan la realidad sino porque la simplifican y habilitan los procesos más importantes que permiten identificarlos, estudiarlos y simularlos, y en consecuencia obtener predicciones.

Un buen modelo permite extrapolaciones de pequeña escala a escalas mayores, a partir de informaciones limitadas. Existen diferencias entre las condiciones del laboratorio y del campo, y limitaciones físicas en la reproducción de la realidad. Estas diferencias y limitaciones pueden conducir a errores cuando los resultados de laboratorio se proyecten al campo. Sin embargo, un buen modelo permite identificar comportamientos y respuestas, verificar conceptos teóricos y llenar vacíos en los conocimientos.

### 2.2. La Cubeta

Inicialmente se fabricó una cubeta en acrílico, de doble compartimiento con dimensiones de 0.20 m por 0.20 m en la sección horizontal de cada compartimiento, y 0.40 m de altura. La ventaja del acrílico está en el hecho de que permite visualizar el suelo y el avance del frente húmedo. El espesor del acrílico de esta cubeta fue de 3 mm. Posteriormente se elaboró una nueva cubeta de 0.60 m de altura, y de un solo compartimiento. La sección horizontal quedó de 0.193 m por 0.193 m. (Figura 3)

La experimentación inicial con la cubeta de 0.40 m de altura se hizo llenando hasta 0.30 m del material principal a probar. Se dejó un espacio libre en el cual se colocó una grava redondeada. Como los resultados mostraban tendencia a una velocidad de avance del frente húmedo constante, en la segunda cubeta se aumentó la altura para poder llenar hasta 0.40 m de suelo principal. Los resultados de las pruebas con la nueva cubeta permitieron constatar esta tendencia.

En las pruebas con tasa de infiltración controlada para no saturar el material principal se colocó sobre éste una capa de unos 0.05 m de espesor de uno de los materiales clasificados y caracterizados, con conductividad hidráulica menor que la del suelo principal. En todos los casos se colocó una capa de grava con el fin de que al aplicar agua, el chorro no removiera el suelo colocado y para ayudar a distribuir en toda la superficie el agua aplicada.

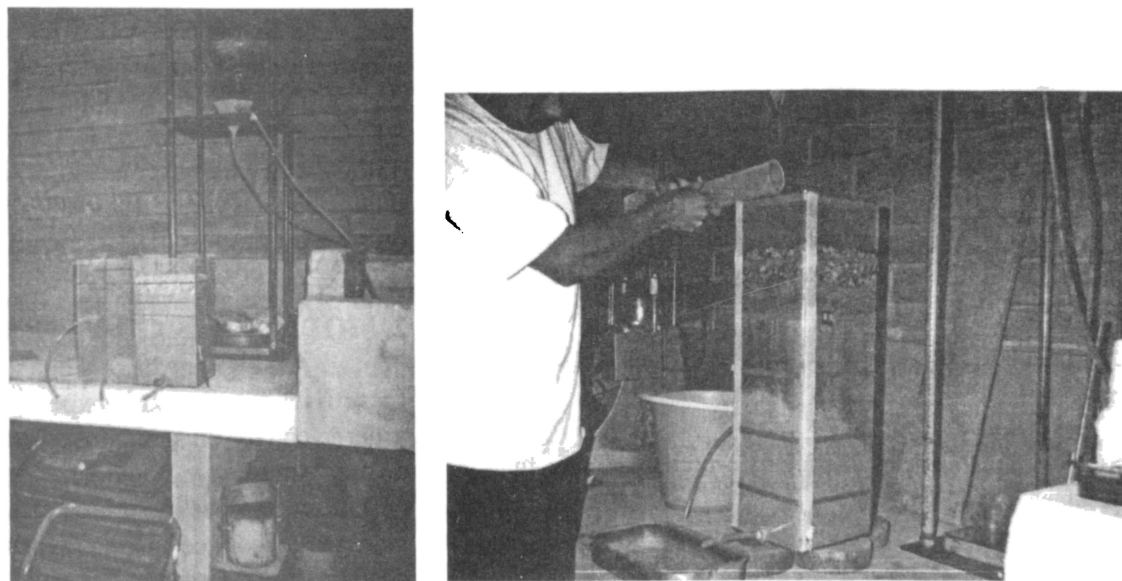


FIGURA 3. Modelos físicos: cubeta con dos compartimentos y cubeta de un solo compartimento



**Materiales**

Se trabajó con cinco (5) tipos de arena, diferentes en su finura:

- Material 1, arenilla.
- Material 2, arena de revoque.
- Material 3, arena de pega.

- Material 4, arena de mezcla.
- Material 5, arena de mezcla, más gruesa.

**Clasificación y caracterización de los materiales**

A estas arenas se les hizo clasificación de granulometría y límites, obteniéndose los resultados que se indican en la Tabla 1.

**TABLA 1.** Resultados de las pruebas de clasificación

Muestra	D <sub>10</sub> mm	D <sub>30</sub> mm	D <sub>60</sub> mm	Coefic. de uniformidad Cu	Coefic. de Curvatura Cc	Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice Plástico %	Gradac. G.A.F.	Clasif. USCS
1 Arenilla	*	*	0.11	-	-	29	25	4	07-40-53	ML
2 Arena de revoque	0.07	0.10	0.17	2.43	0.84	-	-	NP	01-68-31	SM
3 Arena de pega	0.09	0.30	0.82	7.55	1.22	-	-	NP	00-88-12	SW-SM
4 Arena de mezcla	0.11	0.70	1.90	17.27	2.34	-	-	NP	00-92-08	SW-SM
5 Arena de mezcla Duroblok	0.15	0.64	1.60	10.67	1.71	-	-	NP	00-93-07	SW-SM

\* No se tiene dato porque más del 10% del material pasa el tamiz N° 200 y por lo tanto para leer el D<sub>10</sub> se requiere completar el análisis granulométrico utilizando el hidrómetro, lo cual no se hizo.  
G.A.F. = gravas-arenas-finos en %.  
NP = no presenta.

A partir de la granulometría se evaluó en forma preliminar la conductividad hidráulica mediante la fórmula de Allen Hazen. (Márquez, 1983).

$$K = C * D_{10}^2 \tag{27}$$

Donde,

C es una constante. Vale 100 cuando D<sub>10</sub> se dé en cm. D<sub>10</sub> es el diámetro efectivo del suelo. Se obtuvo de la curva granulométrica.

Luego se hizo la evaluación de la conductividad hidráulica (Ks) para cada uno de los materiales, utilizando el permeámetro de cabeza constante. Además, a cada material se le evaluó su densidad, densidad seca y humedad de saturación. Por experiencia del laboratorio se escogió la humedad inicial para compactar cada material en el permeámetro.

En la Tabla 2 se presentan los resultados de la evaluación

de conductividad hidráulica saturada Ks, y en la Tabla 3, la humedad de compactación para la prueba en el permeámetro, la densidad seca lograda y la humedad de saturación obtenida en esta prueba.

**2.3. Experimentación y resultados**

Aplicando ajustes sucesivos sobre el modelo físico y los métodos de experimentación se realizaron 18 pruebas, lográndose la evolución de resultados que se sintetizó en la Tabla 4, en ella para cada procedimiento se indican los tipos de material básico y de cobertura utilizados, la función de tiempo de viaje evaluada, los resultados de la validación y algunos comentarios sobre la prueba.

A continuación se describen las pruebas 15 y 16 con las cuales se validó la función de Buckingham-Darcy-Gardner y las pruebas 17 y 18 para la función de Green-Ampt.

**TABLA 2.** Conductividad hidráulica saturada

MUESTRA	D10 (cm)	CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA ESTIMADA (fórmula de Hazen)		CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA ESTIMADA (fórmula de Hazen)	
		(cm/s)	(m/día)	(cm/s)	(m/día)
1 Arenilla	*			0,0005	0,42
2 Arena de revoque	0,007	0,0049	4,23	0,0011	0,97
3 Arena de pega	0,009	0,0081	7,00	0,0013	1,16
4 Arena de mezcla	0,011	0,0121	10,45	0,0114	9,85
5 Arena de mezcla "Duroblock"	0,014 8	0,021904	18,93	0,0231	19,96

NOTA: La diferencia entre la conductividad hidráulica estimada y la evaluada se explica porque la fórmula de Hanzen está planteada sólo para suelos grueso granulares.  
\* No se tiene dato porque más del 10% del material pasa el tamiz N° 200 y por lo tanto para leer el D<sub>10</sub> se requiere completar el análisis granulométrico utilizando el hidrómetro, lo cual no se hizo.

**TABLA 3.** Densidad seca y humedades en la prueba del permeámetro

MUESTRA	Humedad de compactación	Densidad seca	Humedad de saturación en el permeámetro
	%	g/cm <sup>3</sup>	%
1 Arenilla	9,05	1,493	29,51
2 Arena de revoque	3,79	1,473	26,1
3 Arena de pega	3,94	1,554	22,8
4 Arena de mezcla	3,92	1,798	15,4
5 Arena de mezcla "Duroblock"	3,94	1,683	18,9

Pruebas 15 y 16 para la función de Buckingham-Darcy-Gardner. Estas pruebas se realizaron con la arena de cantera para adoquines hasta unos 0.40 m, y como material de cobertura se utilizó la arena de mezcla, las propiedades físicas de los materiales utilizados se presentan en las Tablas 5 y 6. Y en la Tabla 7 se registran los resultados de los tiempos de viaje medidos para ambas pruebas

En estas pruebas se aplicó agua manteniendo un nivel de unos 0.15 m por encima de la arena de pega, hasta el rebose en la cubeta sin regar. Se midió el aporte acumulado de agua contra el tiempo (infiltración vs. tiempo). Las mediciones se hicieron para el material principal, cada 0.035 m de avance, con excepción del primer tramo que se tomó de 0.05 para ajustarlo con la altura total del material.

En la Prueba 15 el frente húmedo presentó un avance irregular mientras que en la Prueba 16 fue más uniforme, y la diferencia en tiempo de las dos pruebas se debe a que las medidas en la Prueba 15 se hicieron al punto de más avance en el frente húmedo, mientras que en la Prueba 16 se hizo al plano medio del avance. El avance no uniforme del frente húmedo puede deberse al hecho de que la compactación no se logra uniformemente en toda el área de la cubeta, a veces en las esquinas se observa una porosidad mayor que en el resto del material, lo cual facilita el flujo preferencial.

En la Figura 4 se presentan los resultados de estas pruebas, en ellas se puede observar cómo la velocidad de avance tiende a ser constante. Igual sucede con la tasa de infiltración.

**TABLA 4.** Resumen de resultados de la experimentación

PRUEBA	MATERIAL BASICO	MATERIAL DE COBERTURA	FUNCION	VALIDEZ	OBSERVACIONES
1	Arena de Mezcla	No	Green-Ampt		No se cumplió la humedad de compactación
2	Arena de Mezcla	No	Green-Ampt		No se cumplió la humedad de compactación
3	Arena de Mezcla	No	Green-Ampt		No se midió el agua aplicada. Se pudo obtener la tensión matricial con la función de G-A
4	Arena de Mezcla	No	Green-Ampt		No se midió el agua aplicada. Se pudo obtener la tensión matricial con la función de G-A
5	Arena de Mezcla	Arenilla	Buckingham-Darcy-Gardner		No se pudo observar el avance del frente húmedo.
6	Arena de Mezcla	Arenilla	Buckingham-Darcy-Gardner		No se pudo observar el avance del frente húmedo.
7	Arena de Mezcla	Arenilla	Buckingham-Darcy-Gardner		Se daño la cubeta
8	Arena de Mezcla	Arenilla	Buckingham-Darcy-Gardner		No se pudo observar el avance del frente húmedo. Se inicio la medida del agua aplicada. El nivel de humedad se mantuvo 0.15 m por encima de la arenilla
9	Arena de Mezcla	Arena de pega	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se observo el avance del frente húmedo. No se midió el agua aplicada
10	Arena para adoquines	Arena de Pega	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se observo el avance del frente húmedo. No se midió el agua aplicada
11	Arena para adoquines	Arena de Pega	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se incremento la profundidad del material principal de 0.30 a 0.40 m. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua
12	Arena para adoquines	Arena de Pega	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se incremento la profundidad del material principal de 0.30 a 0.40 m. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua
13	Arena para adoquines	Arena de Pega	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se incremento la profundidad del material principal de 0.30 a 0.40 m. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua
14	Arena para adoquines	Arenilla	Buckingham-Darcy-Gardner		Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua. No se observo el avance
15	Arena para adoquines	Arena de Mezcla	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua.
16	Arena para adoquines	Arena de Mezcla	Buckingham-Darcy-Gardner	Si	. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua.
17	Arena para adoquines	No	Green-Ampt	Si	. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua.
18	Arena para adoquines	No	Green-Ampt	Si	. Se aplico agua manteniendo un nivel de 0.15 por encima de la arena. Se midió el aporte de agua.

**TABLA 5.** Características del material en las Pruebas 15 y 16

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE PRUEBA (Muestra 5: Arena de mezcla "Duroblock")			
PRUEBA	15	16	UNIDADES
Volumen compactado	14900	14527	cm <sup>3</sup>
Peso del material	26021	26021	g
Densidad seca lograda	1,746	1,791	g/ cm <sup>3</sup>
Densidad seca esperada	1,683	1,683	g/ cm <sup>3</sup>
Humedad de compactación	3,94	3,94	% en peso
Humedad de compactación	6,88	7,06	% en volumen
Humedad final (por balance)	11,05	14,12	% en peso
Humedad final (por balance)	19,30	25,29	% en volumen
Humedad final (al horno)	12,90	12,80	% en peso
Humedad final (al horno)	22,53	22,93	% en volumen
Humedad de saturación	18,9	18,9	% en peso
Humedad de saturación	31,81	31,81	% en volumen
Delta dehumedad $\Delta\theta=$	7,11	10,18	% en peso
Delta dehumedad $\Delta\theta=$	12,42	18,23	% en volumen
Relación de humedades	0,58	0,75	

**TABLA 6.** Características del material de cobertura en las Pruebas 15 y 16

CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA DE MEZCLA			
PRUEBA	15	16	UNIDADES
Volumen compactado	1490	1490	cm <sup>3</sup>
Peso del material	2600	2600	g
Densidad seca lograda	1,745	1,745	g/ cm <sup>3</sup>
Densidad seca esperada	1,798	1,798	g/ cm <sup>3</sup>
Humedad de compactación	3,94	3,94	% en peso
Humedad de compactación	6,88	6,88	% en volumen
Humedad final (al horno)	13,6	20,9	% en peso
Humedad final (al horno)	22,73	36,47	% en volumen
Humedad de saturación	22,8	22,8	% en peso
Humedad de saturación	40,99	40,99	% en volumen
Relación de humedades	0,60	0,92	

**Pruebas 17 y 18 para la función de Green y Ampt**

Estas pruebas se realizaron con la arena de cantera para adoquines hasta 0.40 m, sin material de cobertura. En estas pruebas se aplicó agua manteniendo un encharque mínimo de unos 2 a 3 centímetros, buscando con ello tener un valor de  $H \sim 0$ . Se midió el aporte acumulado de agua contra el tiempo (infiltración vs. tiempo). Las mediciones se hicieron cada 0.035 m de avance, con excepción del primer tramo que se tomó de 0.05 para ajustarlo con la altura total del material.

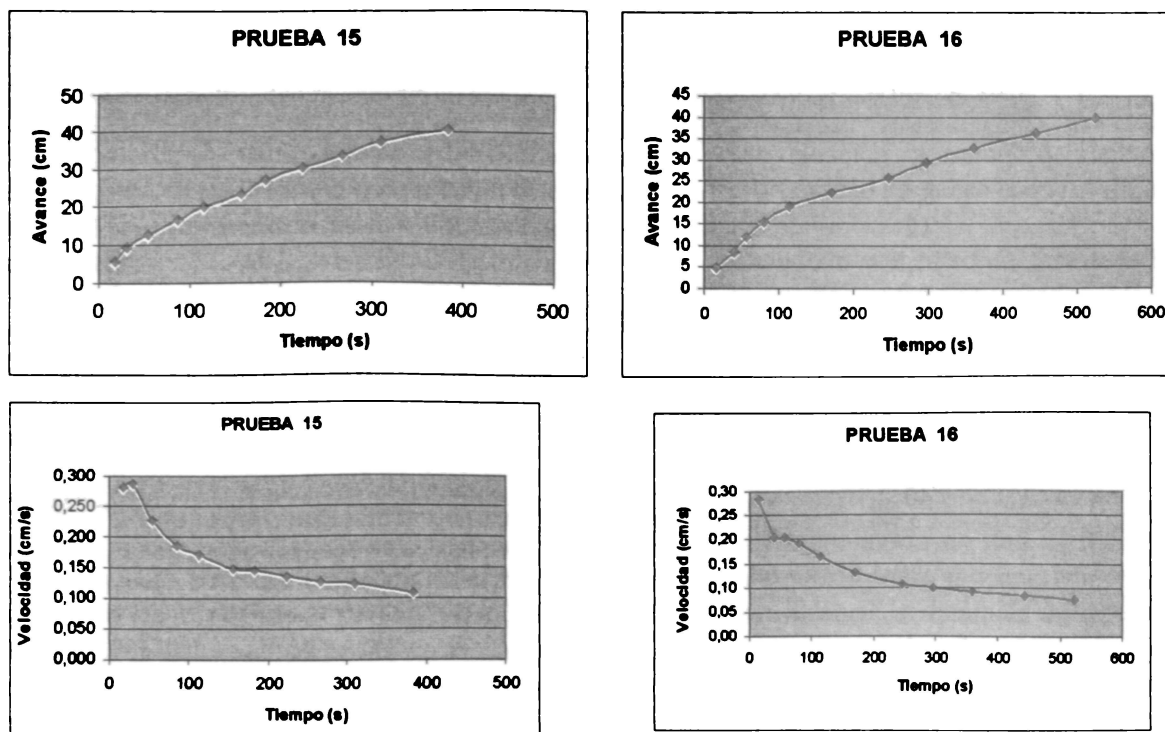
**TABLA 7.** Tiempos de viaje en las Pruebas 15 y 16

MEDICIONES EN LA PRUEBAS				
PRUEBA	15		16	
Avance cm	Tiempo s	Velocidad Cm/s	Tiempo s	Velocidad Cm/s
5	18	0,2778	16	0,3125
8,5	30	0,2833	40	0,2125
12	54	0,2222	57	0,2105
15,5	86	0,1802	80	0,1938
19	114	0,1667	115	0,1652
22,5	156	0,1442	170	0,1324
26	183	0,1421	247	0,1053
29,5	223	0,1323	297	0,0993
33,	267	0,1236	360	0,0917
36,5	310	0,1177	444	0,0822
40	384	0,1042	524	0,0763

En la Tabla 8 se presentan las propiedades físicas de los materiales utilizados y en la Tabla 9 los avances del frente húmedo y los tiempos de viaje medidos

En la Figura 5 se presentan los resultados de estas pruebas, en ellas se puede observar cómo la velocidad de avance tiende a ser constante. Igual sucede con la tasa de infiltración.

La diferencia en tiempo de las dos pruebas puede deberse a que se haya tenido una compactación diferente.



**FIGURA 5.** Resultado de las pruebas 15 y 16

**TABLA 8.** Características del material en las Pruebas 17 y 18

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL DE PRUEBA (Muestra 5: Arena de mezcla "Duroblock")			
PRUEBA	17	18	UNIDADES
Volumen compactado	14900	14900	cm <sup>3</sup>
Peso del material	26021	26021	g
Densidad seca lograda	1,746	1,746	g/ cm <sup>3</sup>
Densidad seca esperada	1,683	1,683	g/ cm <sup>3</sup>
Humedad de compactación	3,94	3,94	% en peso
Humedad de compactación	6,88	6,88	% en volumen
Humedad final (por balance)	18,43	19,31	% en peso
Humedad final (por balance)	32,19	33,72	% en volumen
Humedad final (al horno)	15,50	15,94	% en peso
Humedad final (al horno)	27,07	27,84	% en volumen
Humedad de saturación	18,9	18,9	% en peso
Humedad de saturación	33,00	31,81	% en volumen
Delta dehumedad $\Delta\theta=$	14,49	15,37	% en peso
Delta dehumedad $\Delta\theta=$	25,31	26,84	% en volumen
Relación de humedades	0,98	1,02	

**TABLA 9.** Tiempos de viaje en las Pruebas 17 y 18

MEDICIONES EN LA PRUEBAS				
PRUEBA	17		18	
Avance cm	Tiempo s	Velocidad Cm/s	Tiempo s	Velocidad Cm/s
5	14	0,3571	19	0,2632
8,5	39	0,2179	37	0,2297
12	69	0,1739	102	0,1176
15,5	95	0,1632	144	0,1076
19	124	0,1532	239	0,0795
22,5	168	0,1339	329	0,0684
26	206	0,1262	456	0,0570
29,5	270	0,1093	588	0,0502
33,	349	0,0946	683	0,0483
36,5	395	0,0924	826	0,0442
40	448	0,0893	957	0,0418

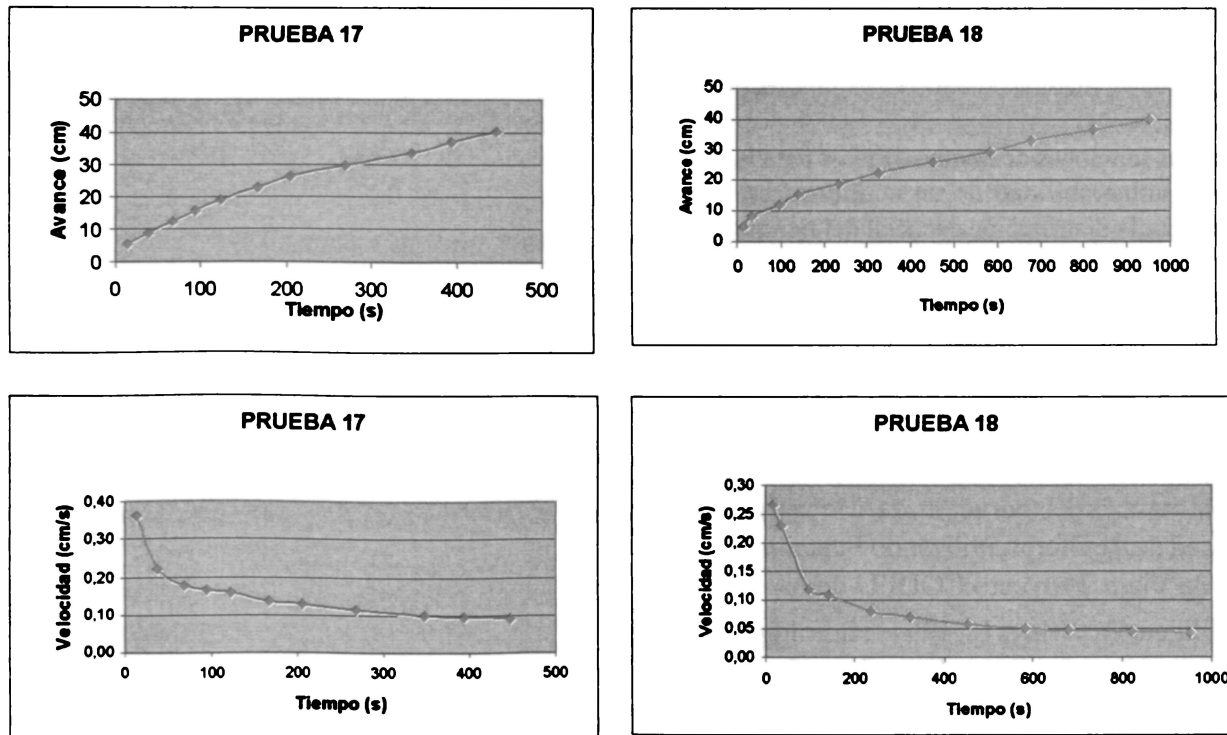


FIGURA 5. Resultado de las pruebas 17 y 18

### 3. CONCLUSIONES

Las funciones de tiempo de viaje de Green y Ampt, para condiciones de flujo saturante, y la de Buckingham – Darcy – Gardner, para condiciones de flujo no saturante, se validaron en condiciones de laboratorio, mediante la implementación de un modelo físico. Es de esperarse que ellas puedan aplicarse a condiciones de campo y permitir así la evaluación de la vulnerabilidad de un acuífero libre.

Todo el desarrollo de pruebas de laboratorio se hizo mediante un proceso de ensayo y error. Cada proceso llevó a observaciones que permitieron corregir y mejorar la evaluación de las pruebas.

La infiltración es un proceso que en un recorrido inicial presenta velocidades relativamente altas las cuales van disminuyendo con una tendencia a lograr un valor constante. El recorrido o profundidad a la cual se estabiliza la velocidad depende de la conductividad hidráulica del material, entre más alta sea, mayor será esta profundidad, también depende de la tasa de infiltración, entre más alta sea ésta, mayor será la profundidad de estabilización.

El tiempo de viaje del agua en un medio poroso no saturado no es lineal con respecto a la profundidad. En los primeros centímetros el flujo es más acelerado. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que para la evaluación del tiempo de viaje siempre se tomó el avance y el tiempo acumulados y, por lo tanto, no se requiere de ajustes en la evaluación del tiempo de viaje cuando se supera la profundidad inicial en la que el flujo es más acelerado.

Cuando la velocidad y la tasa de infiltración se vuelven constantes, el flujo es gravítico. Mientras se llega a esta condición, el flujo depende tanto de la gravedad como de la tensión matricial existente en el suelo. Cuando el flujo es gravítico la tensión matricial es constante en sentido vertical.

A través de un modelo físico y mediante la implementación de una metodología de trabajo en laboratorio podrá aplicarse la teoría del tiempo de viaje para evaluar la dinámica de diferentes contaminantes dispuestos en el suelo y determinar la vulnerabilidad de un acuífero libre a esos contaminantes particulares.

La aplicación de funciones de tiempo de viaje para evaluar la vulnerabilidad de un acuífero libre a un contaminante

particular, requerirá trabajo experimental para determinar el factor de retardo correspondiente a las condiciones de transporte de solutos en medios porosos no saturados.

La aplicación de las funciones de tiempo de viaje para la evaluación de la vulnerabilidad de un acuífero libre permitirá determinar la distribución espacial del tiempo que tarde un contaminante en alcanzar la zona saturada e incorporarse al agua subterránea.

#### **4. BIBLIOGRAFIA**

- Betancur T., Wills B. y Rueda M., 1999. Metodología para la Elaboración de Mapas de Vulnerabilidad de Acuíferos, utilizando Funciones de Tiempo de Viaje. Proyecto CODI U de A.
- Chow T., Maidment D. y Mays L., 1994. Hidrología Aplicada. Editorial MacGraw Hill, Santafe de Bogota.
- Gomez G. A., 2003. Prueba de Validez de Algunas Funciones para medir el Tiempo de Viaje en Medios Porosos no Saturados. Trabajo de Grado, Maestría en Ingeniería Ambiental, U de A.
- Guymon G., 1994. Unsaturated Zone Hydrology. PTR PRINCE May, New Jersey, U.S.A.
- Jury W. y Gardner W., 1991. Soils physics. Fifth edition. John Wiley & sons, Inc U.S.A,
- Márquez G., 1983. Propiedades Ingenieriles de los suelos. Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Rao P. S. C, Hornby, A. y Jessup R., 1985. Symposium Indices for Ranking the potential por Pesticide Contamination of Groundwater. Reprint from Soil and Crop Science Society of Florida Proceedings, Volumen 44.
- Stephens, D. B., 1996. Vadose Zone Hydrology. Lewis Publishers, U.S.A.