

**XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN  
Y RESTAURACION DE SUELOS Y ACUÍFEROS**

**MÓDULO 3.- MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGÍA  
Y CONTAMINACIÓN DE ACUÍFEROS**

**DEL 8 AL 12 DE SEPTIEMBRE DEL 2003**

<b>DIA</b>	<b>HORA</b>	<b>TEMA</b>	<b>PROFESOR</b>
LUNES 8	9:00 A 14:00 Y 16:00 A 19:00	MODELOS DE FLUJO	DR. ADOLFO CHÁVEZ
MARTES 9	9:00 A 14:00 Y 16:00 A 19:00	MANEJO DEL MODELO MODFLOW PRÁCTICAS EJEMPLOS	M. EN I. LUIS ERNESTO LESSER C.
MIÉRCOLES 10	9:00 A 14:00 16:00 A 19:00	GWV MODELOS EN GEOQUÍMICA Y PRUEBAS DE BOMBEO MODELOS DE TRANSPORTE ZONA NO SATURADA	ING. DAVID GONZÁLEZ ING. JUAN MANUEL LESSER
JUEVES 11	9:00 A 14:00 16:00 A 19:00	MODELOS DE CONTAMINACIÓN EJEMPLO DEL MOD PATH MT3D Y REDES MONITOREO DE CALIDAD DEL AGUA	M. EN C. FERNANDO LARA M. EN C. FERNANDO LARA
VIERNES 12	9:00 A 14:00 16:00 A 18:00	EJEMPLOS APLICACIONES MODELOS FLUJO MESA REDONDA Y CLAUSURA	ING. JUAN MANUEL LESSER



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA MODELOS DE FLUJO**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

## C O N T E N I D O

I.	LA MODELACION DE SISTEMAS ACUÍFEROS .....	1
1.1.	Protocolo de Modelación .....	1
1.2.	Los Modelos y su Complejidad .....	2
1.3.	Procedimientos de Calibración.....	2
1.4.	Parametrización.....	4
1.5.	Estimación Previa de los Parámetros de Acuífero.....	6
1.6.	El Problema de Escala.....	8
1.7.	Condiciones de Frontera.....	10
1.7.1.	Carga prescrita.....	11
1.7.2.	Flujo prescrito.....	12
1.7.3.	Flujo dependiente de la carga.....	12
1.8.	Condiciones Iniciales.....	13
1.9.	Errores de los Datos Piezométricos.....	14
1.9.1.	Error de medición.....	14
1.9.2.	Efectos transitorios.....	15
1.9.3.	Efectos de escala.....	15
1.9.4.	Error de interpolación.....	15
1.9.5.	Error de interpretación.....	15
1.10.	Generales de Calibración.....	16
1.11.	Evaluación de la Calibración.....	20
1.11.1.	Medidas tradicionales de la calibración.....	20
1.11.2.	Distribución espacial del error.....	21
1.11.3.	Comparación entre el balance del campo y el del modelo.....	22

II.	GUÍAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS.....	23
2.1.	Modelo Conceptual.....	23
2.2.	Condiciones Iniciales y de Frontera.....	24
2.3.	Estimación Previa de los Parámetros.....	26
2.4.	Consideraciones de Tipo Numérico.....	28
2.5.	Criterios de Evaluación de la Calibración.....	29
2.6.	Análisis de Sensibilidad en Calibración.....	31
2.7.	Verificación del Modelo.....	31
2.8.	Simulaciones Predictivas.....	33
	REFERENCIAS.....	34

## **I. LA MODELACION APLICADA DE SISTEMAS ACUÍFEROS**

Para la construcción de modelos numéricos de simulación y, en especial para los modelos hidrodinámicos, se dispone de un PROTOCOLO, el cual se presenta de manera completa y detallada en el libro APPLIED GROUNDWATER MODELING, de Anderson y Woessner [1992]. En estos apuntes se destacan los puntos más importantes de este PROTOCOLO, y se añaden criterios y consideraciones complementarios, que son de especial relevancia para la construcción y evaluación de los modelos matemáticos de simulación.

### **1.1. Protocolo de Modelación.**

De manera concisa, las etapas en la construcción de un modelo numérico de acuerdo con el PROTOCOLO mencionado, son las siguientes:

1. Propósito del modelo.
2. Desarrollo de un modelo conceptual del sistema.
3. Selección de la ecuación gobernante y del código de computadora.
4. Diseño del modelo.
5. Calibración del modelo.
6. Análisis de sensibilidad en calibración.
7. Verificación del modelo.
8. Predicción.
9. Análisis de sensibilidad en predicción.
10. Presentación del diseño del modelo y sus resultados.
11. Auditoría del modelo.
12. Rediseño del modelo.

La auditoría del modelo, de cuyos resultados se deriva la posible decisión de rediseñarlo, se realiza algunos años después de la terminación del estudio de modelación o punto 10 del PROTOCOLO; por tal razón, los puntos 11 y 12 del mismo no serán mayormente discutidos en estos apuntes.

## **1.2. Los Modelos y su Complejidad**

Todo modelo de simulación es, por definición, una representación simplificada del sistema real. En la modelación aplicada no sólo la correcta conceptualización de los procesos tiene valor, sino también la interpretación y el uso adecuados de los siempre escasos e inciertos datos de campo. En palabras de Anderson y Woessner [1992, p.28]: "En teoría, mientras el modelo conceptual más se aproxime a la situación de campo más preciso será el modelo numérico. Sin embargo, en la práctica es deseable actuar con parsimonia, lo cual implica que el modelo conceptual se ha simplificado lo más posible, pero que se ha mantenido la complejidad suficiente para reproducir adecuadamente el comportamiento del sistema".

Está empíricamente demostrado que a una mayor complejidad del modelo no corresponde necesariamente una mejor reproducción del comportamiento del sistema; se tienen ejemplos de modelos más simples que logran mejores predicciones que modelos más complejos [Freyberg, 1988]. El definir el grado de complejidad adecuado en un modelo específico es uno de los problemas más críticos de la modelación aplicada, donde la experiencia práctica del analista juega un papel muy importante.

Una vez que un modelo conceptual preliminar del funcionamiento hidrogeológico ha sido propuesto, la calibración viene a ser la etapa más importante en la construcción de un modelo de simulación [de Marsily, 1981]. En consecuencia, es conveniente detenernos a analizar este aspecto.

## **1.3. Procedimientos de Calibración.**

La calibración consiste en obtener un conjunto de valores de los parámetros del modelo (donde se incluye a las propiedades de acuífero, los términos fuente-resumidero, las condiciones de frontera, y en ocasiones las condiciones iniciales), que consiguen que el modelo reproduzca, dentro de un error aceptable, los valores de calibración. En un modelo hidrodinámico, las cargas hidráulicas medidas son siempre valores de calibración, aunque cabe la posibilidad de utilizar también flujos medidos.

A la calibración de un modelo se le conoce también como problema inverso, o problema de estimación de los parámetros del modelo. Existen dos procedimientos generales para calibrar un modelo: (1) ajuste manual por ensayo y error, y (2) estimación automatizada de parámetros.

Aunque la calibración por ensayo y error ha sido la más utilizada hasta ahora, se reconoce ampliamente que este procedimiento es muy subjetivo y conducente a resultados cuya calidad es difícil de evaluar [Carrera and Neuman, 1986<sup>a</sup>]. Este tipo de calibración no cuantifica la incertidumbre de los parámetros estimados ni la confiabilidad de las predicciones.

En contraste, el uso de la calibración automatizada impone un marco de referencia para el diseño de una estrategia de calibración, y para el análisis y evaluación de los resultados de la misma. Con este tipo de calibración el problema inverso se plantea en un marco estadístico, como puede ser la regresión no lineal. Un procedimiento automatizado calcula directamente la sensibilidad del modelo hacia sus parámetros, la desviación estándar de los parámetros y la correlación entre los mismos, a más de la desviación estándar de la predicción. Esta información permite determinar si los parámetros del modelo y las predicciones fueron calculados de manera confiable con los datos disponibles, y qué datos adicionales son requeridos para mejorar el modelo [Poeter and Hill, 1997].

Esto es, los códigos de calibración automatizada, además de proporcionar valores optimados de los parámetros del modelo, cuantifican su precisión de estimación y permiten identificar situaciones donde dos o más parámetros sufren de efectos compensatorios. Este tipo de efectos es muy común en problemas hidrogeológicos complejos y su existencia difícilmente puede ser detectada cuando se calibra por ensayo y error. Además, el análisis de las propiedades estocásticas de los estimadores orienta en la construcción general del modelo, en particular, proporciona información que ayuda a establecer una parametrización apropiada de las propiedades de acuífero y permite identificar zonas del acuífero donde sea necesario o conveniente recabar datos de campo adicionales.

Poeter and Hill [1997] consideraron que un obstáculo mayor para el uso extendido de la calibración automatizada es precisamente la falta de información

acerca de los requerimientos y los beneficios de este procedimiento de calibración, y enfatizaron que no se requiere de datos adicionales para emprender la calibración automatizada, es decir, que si uno está preparado para emprender un proyecto de calibración, entonces está preparado para incluir la modelación inversa en esa calibración.

Los beneficios de la calibración automatizada, en comparación con la calibración por ensayo y error, ya se comentaron brevemente en párrafos anteriores, pero hay que añadir que otra razón por la cual el uso de la calibración automatizada no se ha extendido todavía, es porque la aparición de procesadores de datos para los códigos de modelación inversa es relativamente reciente, y porque se requiere de conocimientos de probabilidad y de estadística para la aplicación de los códigos inversos y para la correcta interpretación de sus resultados.

Independientemente del procedimiento de calibración que se adopte, por lo general el problema inverso sufre de falta de unicidad o de inestabilidad en su solución, pero se ha demostrado que la incorporación de información previa acerca de los parámetros del modelo permite en muchos casos controlar esta situación.

La gran mayoría de los modelos matemáticos que hasta la fecha se han construido se han calibrado por ensayo y error y, por este motivo, las medidas de evaluación de la calibración que aquí se mencionan se refieren principalmente a este procedimiento de calibración, sin embargo, estos criterios también son pertinentes cuando se recurre a la calibración automatizada.

Un problema estrechamente relacionado con la calibración es el que se refiere a la "parametrización" de las propiedades de acuífero, lo cual se comentará a continuación.

#### **1.4. Parametrización.**

En acuíferos heterogéneos la dimensión del espacio de los parámetros es teóricamente infinita, pero en la práctica las ecuaciones de flujo y de transporte se resuelven por computadora utilizando métodos de discretización espacial, como



son las diferencias finitas o el elemento finito [Yeh, 1986]. Al aplicar estos métodos numéricos, las propiedades del material se representan por parámetros que permanecen constantes en zonas discretas del campo de flujo o que varían lentamente en el espacio. En cualquier caso, la rapidez de la variabilidad espacial permitida por el modelo numérico es mucho más lenta que la rapidez a la cual las propiedades del material fluctúan en la naturaleza; así, los parámetros del modelo se deben visualizar, a lo más, como valores promedio en el espacio de las propiedades del material que representan [Neuman, 1984].

A la reducción del número de parámetros desde su dimensión infinita a una forma dimensional finita se le conoce como "parametrización". La parametrización tiene especial relevancia en la calibración del modelo, ya que uno de los principales tipos de error en la calibración es aquél que se asocia con la incertidumbre de los parámetros. Como lo señaló Yeh [1986], un incremento en la dimensionalidad de un parámetro (el número de parámetros desconocidos asociados con la parametrización) mejorará por lo general el ajuste de calibración, pero incrementará la incertidumbre de estimación de los parámetros, y viceversa. Esto es, en la práctica es necesario limitar el número de parámetros a estimar (simplificar el problema) que intervienen en un modelo numérico.

Hill et al. [1998] consideraron que el problema más importante en la modelación de sistemas hidrogeológicos complejos, es la obtención de modelos manejables que sean lo suficientemente representativos del sistema real como para producir resultados útiles, y argumentaron que la simplificación relacionada con la parametrización se presenta como la única opción potencialmente útil para lograr este propósito.

Los dos esquemas más utilizados de parametrización son "zonificación" e "interpolación". En la zonificación el parámetro tiene un valor constante en zonas o subregiones del modelo que se extienden sobre un cierto número de celdas de la malla; mientras que en la interpolación el valor de la propiedad de acuífero puede variar de celda a celda, pero el número de parámetros a estimar se limita únicamente a los valores de la propiedad en los nodos de la red de interpolación.

Una manera conveniente de instrumentar la parametrización por interpolación es mediante “elementos finitos triangulares” [v.g. Hill et al., 1998].

La parametrización por interpolación es elegible en muchas situaciones, pero con este esquema el proceso de calibración por ensayo y error se torna más lento que cuando se recurre a zonificación, ya que los paquetes de simulación más comunes no incluyen un módulo de interpolación para los parámetros distribuidos del modelo (v.g., la interfaz gráfica del usuario VISUAL MODFLOW sólo interpola condiciones de frontera) y, por lo tanto, es necesario elaborar un programa externo que se ejecute después de cada corrida de calibración para actualizar a criterio del analista los valores nodales del parámetro. En contraste, los códigos de calibración automatizada (v.g. MODFLOWP [Hill, 1992]) permiten instrumentar con la misma facilidad ambos tipos de esquemas de parametrización.

Cualquiera que sea el esquema de parametrización que se adopte, es importante que el número de parámetros a estimar se mantenga al mínimo necesario para lograr una reproducción adecuada del sistema real, ya que como se mencionó anteriormente, mientras mayor sea el número de parámetros a estimar, mayor será la incertidumbre de estimación de los mismos. La necesidad de ejercer esta cautela es mayor cuando se calibra por ensayo y error, ya que este procedimiento no cuantifica, a diferencia de la calibración automatizada, la incertidumbre de estimación de los parámetros ni los intervalos de confianza de los predictores.

### **1.5. Estimación Previa de los Parámetros de Acuífero.**

Los parámetros de un modelo hidrodinámico se pueden dividir en dos clases: (1) Las propiedades de acuífero: que en un modelo tridimensional son la conductividad hidráulica, el rendimiento específico, y el almacenamiento específico. Normalmente, se considera que los valores de los parámetros de acuífero son variables en el espacio pero constantes en el tiempo; sin embargo, en ciertos casos (v.g. cuando hay compactación de arcillas) las propiedades hidráulicas del material pueden variar también con el tiempo; y (2) Los esfuerzos actuantes: donde se incluyen los flujos de recarga y de descarga del acuífero, y las

condiciones de frontera, mismos que pueden cambiar tanto en el espacio como en el tiempo. El conocido simulador MODFLOW [McDonald and Harbaugh, 1988] ofrece la opción de cambiar en el espacio y en el tiempo los parámetros asociados con condiciones de frontera dependiente de la carga, en los paquetes de ríos, drenes, evapotranspiración y de carga general, así como la intensidad de la recarga y los caudales de bombeo.

El problema de la parametrización se ilustra generalmente en términos de la conductividad hidráulica, pero es claro que cualquier otra propiedad de acuífero es parametrizable. Esto se debe a que la variación de la conductividad hidráulica en un sistema acuífero es, por lo general, superior en varios órdenes de magnitud a la variación de las propiedades de almacenamiento (almacenamiento específico y rendimiento específico), y a que normalmente se dispone de un mayor número de datos de campo para la conductividad hidráulica que para las propiedades de almacenamiento.

Si se opta por el esquema de parametrización por zonificación, como se acostumbra en México, el siguiente paso consiste en demarcar las zonas de conductividad hidráulica en la malla del modelo, para luego estimar por calibración el valor efectivo del parámetro en cada una de sus zonas de definición. En la práctica, se parte de una zonificación preliminar de la conductividad hidráulica y de estimaciones previas del valor de este parámetro en cada una de sus zonas, para luego ir modificando tanto la zonificación como los valores zonales hasta obtener un resultado satisfactorio.

Tanto la zonificación preliminar como las estimaciones previas se obtienen a partir de mediciones de campo de la conductividad hidráulica. A este respecto, es muy importante advertir que mediante la calibración del modelo se estiman los valores "efectivos" de la propiedad en cada una de sus zonas de definición, y que estos valores son conceptual y numéricamente distintos a los valores que se obtienen a partir de mediciones en campo [Carrera and Neuman, 1986<sup>a</sup>].

Los valores medidos en pruebas de campo vienen a constituir sólo estimaciones previas de los parámetros del modelo, que en algunos casos son estimaciones sesgadas y muy pobres. En consecuencia, en la modelación

aplicada es muy importante ponderar debidamente los datos de campo, ya que esto determina qué tanta diferencia se puede esperar entre los valores medidos en campo y los valores efectivos del modelo, y qué tanto peso se debe conceder a un cierto dato de campo o tipo de dato de campo en la parametrización de una propiedad de acuífero.

La diferencia conceptual entre los valores de conductividad hidráulica medidos en pruebas de permeabilidad en laboratorio, pruebas de permeabilidad en barrenos (slug tests), pruebas de bombeo, y los estimados en un modelo numérico, radica esencialmente en que estos valores corresponden a distintas escalas espaciales de análisis. Los efectos de escala también operan en otras propiedades de los materiales geológicos, como son la porosidad y la dispersividad.

#### **1.6. El Problema de Escala.**

El problema de escala en las mediciones de conductividad hidráulica se encuentra ampliamente documentado en la literatura hidrogeológica. Rovey and Cherkauer [1995] realizaron una notable contribución a la evaluación de los efectos de escala, con base en investigaciones propias y en estudios previamente elaborados, entre los que destacan los trabajos de Bradehoeft et al. [1983], Herzog and Morse 1984], Keller et al. [1986], Bradbury and Muldoon [1990], y Sauter [1991].

Entre las principales conclusiones de estos trabajos se tienen las siguientes: (a) se observa un incremento en la conductividad hidráulica con la escala de medición en una variedad de medios geológicos; (b) los valores de conductividad hidráulica basados en mediciones de campo de pequeña escala (pruebas de barreno) son generalmente inferiores a los valores regionales (pruebas de bombeo y modelos numéricos), aun cuando estén basados en 100 ó más pruebas individuales; (c) los efectos de escala varían consistentemente con el tipo de medio geológico y con el grado de porosidad secundaria; (d) en medios que solamente poseen porosidad primaria, como son los materiales granulares no consolidados, se observa la menor discrepancia entre los valores medidos a

pequeña escala y los valores regionales, la cual generalmente se sitúa dentro de un factor de 3; (e) en medios consolidados dominados por fisuras, las pruebas de barreno pueden subestimar a los valores regionales por factores que varían entre 2 y 500, dependiendo del grado de disolución secundaria; y (f) en acuíferos cársticos la conductividad hidráulica crece con la escala de medición sin límite aparente.

A este respecto, los estudios mencionados sobre los efectos de escala [v.g. Rovey and Cherkauer, 1995] también han demostrado que los valores de conductividad hidráulica derivados de pruebas de bombeo y de capacidad específica de pozos se aproximan a los valores efectivos en un modelo numérico, y le llaman a todos éstos "valores regionales". Esto se debe a que los valores de conductividad hidráulica obtenidos mediante este tipo de pruebas corresponden a una escala espacial mucho más próxima a la escala del modelo numérico que los valores derivados de pruebas de permeabilidad en barrenos, cuyo radio de influencia es de sólo unos cuantos metros, mientras que las pruebas de bombeo y de capacidad específica activan un volumen mucho mayor de acuífero.

Asimismo, en las pruebas de bombeo se obtiene directamente el valor de la transmisividad que, al dividirse por el espesor del acuífero, proporciona el valor promedio en la vertical de la conductividad hidráulica horizontal, que es el valor que se debe asignar a una capa del modelo numérico cuando ésta representa a todo un acuífero.

Ahora, como todo dato de campo, los valores proporcionados por las pruebas de bombeo también están sujetos a error, y por eso los valores de conductividad hidráulica obtenidos mediante este tipo de pruebas se deben considerar también como estimaciones previas de los valores efectivos en el modelo numérico. Sin embargo, ya que estos datos corresponden a una escala espacial próxima a la escala del modelo, su error debe ser relativamente pequeño, con la excepción, por supuesto, de aquellos casos en que las pruebas de bombeo hayan sido mal ejecutadas o mal interpretadas, lo cual ocurre frecuentemente en la práctica.

Por lo anterior, y porque normalmente no se cuenta con un buen número de pruebas de bombeo o porque la distribución espacial de los pozos de prueba no es la más adecuada, los resultados de estas pruebas sólo se utilizan para proponer una zonificación preliminar de la conductividad hidráulica en el modelo, y para proponer valores previos de este parámetro en cada una de sus zonas de definición. Durante el proceso de calibración, esta zonificación y los valores preliminares se van modificando dentro de límites razonables hasta obtener un resultado satisfactorio.

En general, los datos de campo de las propiedades de acuífero son escasos o de una cobertura espacial limitada, algunos o muchos de los datos disponibles son de una utilidad cuestionable debido, por ejemplo, a los referidos efectos de escala, y también sucede que simplemente no se tenga información sobre alguna o algunas de las propiedades de acuífero. Es precisamente en estos casos cuando en la modelación aplicada se recurre al "principio de parsimonia", el cual en términos simples nos conmina a no buscar una complejidad que no pueda ser sustentada por una información de campo adecuada. Además, en estos casos se acostumbra recurrir a la literatura para obtener valores de las propiedades de acuífero representativos de los tipos de roca que conforman el sistema subterráneo bajo estudio. Estos valores típicos sólo son considerados como estimaciones previas de los valores efectivos de los parámetros en el modelo numérico, es decir, sólo se toman como punto de partida para iniciar el proceso de calibración, mediante el cual estos valores se van modificando dentro de límites razonables hasta alcanzar una reproducción satisfactoria del sistema real.

### **1.7. Condiciones de Frontera.**

Existen tres tipos generales de condiciones de frontera, que son carga prescrita o del primer tipo, flujo prescrito o del segundo tipo, y flujo dependiente de la carga o condición del tercer tipo. A continuación se describen sus características:

### 1.7.1. Carga prescrita.

Este tipo de condición ocurre dondequiera que la carga hidráulica pueda ser especificada como función de la posición y del tiempo en parte de la frontera del modelo. Esta condición de frontera tiene una característica "física" importante en los modelos hidrodinámicos, ya que las cargas prescritas pueden constituirse en una fuente ilimitada de agua.

Como lo explican Franke et al. [1987], "No importa cuánta agua se bombee del sistema, las fronteras de carga prescrita continuarán aportando la cantidad requerida, aun cuando esta cantidad no sea físicamente razonable en el sistema real. Este aspecto de las fronteras de carga prescrita deberá ser considerado cuidadosamente cuando este tipo de condición sea seleccionado para la simulación, y también cuando se evalúe cualquier resultado del modelo incluyendo la predicción."

En virtud de esta situación, la condición de carga prescrita no es normalmente utilizada en la simulación de estado transitorio, a menos que se tenga un elemento físico (como puede ser un cuerpo de agua perenne), que pueda proporcionar al acuífero tanta agua como éste demande, o que las cargas prescritas se coloquen exclusivamente en los segmentos de frontera donde el acuífero transfiera agua al exterior. Otra desventaja notable del uso de la condición de frontera de carga prescrita se manifiesta en la calibración del modelo. A este respecto, Carrera y Neuman [1986b] demostraron que esta condición de frontera le resta sensibilidad a las cargas del modelo hacia los parámetros del mismo, y que esta reducción en sensibilidad incrementa la incertidumbre de los parámetros estimados mediante el proceso de calibración. Esto es, el efecto de las cargas prescritas de frontera sobre las cargas modeladas es normalmente muy dominante, de modo que es posible obtener un buen ajuste entre las cargas calculadas y las observadas con valores no realistas, o al menos muy inciertos, de los parámetros del modelo, lo que tendrá un impacto negativo sobre la confiabilidad de las predicciones.

La condición de carga prescrita tiene su aplicación más común en la modelación de estado estacionario, ya que bajo este régimen de flujo las cargas

hidráulicas son invariables en el tiempo y, además, las soluciones de estado estacionario requieren que se especifique al menos una carga hidráulica de referencia, la cual se puede proveer como una carga prescrita en algún punto o segmento de la frontera del modelo. En muchas situaciones, sin embargo, esta carga de referencia se puede proveer mediante una condición de frontera del tercer tipo (GHB), de modo que en estos casos no sería imprescindible utilizar la condición de carga prescrita en el estado estacionario.

### **1.7.2. Flujo prescrito.**

Este tipo general de condición de frontera se encuentra dondequiera que el caudal o flujo de agua subterránea a través de una parte de la frontera del modelo se pueda especificar como función de la posición y del tiempo. Con esta condición, el flujo se especifica previamente a la solución del problema y no es afectado por los eventos que ocurran dentro del sistema acuífero.

Un caso especial de este tipo de frontera es la condición de flujo nulo, la cual implica que no hay intercambio de agua entre el área del modelo y sus alrededores.

### **1.7.3. Flujo dependiente de la carga.**

En algunas situaciones, el caudal o flujo a través de una parte de la frontera del modelo varía en respuesta a cambios en la carga hidráulica que ocurran en puntos del acuífero adyacentes a la frontera del modelo. En estos casos, el flujo es una función de la carga hidráulica en las celdas de frontera y varía durante la simulación en respuesta a la variación de esta carga. A esta condición de frontera se le conoce también como mixta o del tercer tipo.

La condición del tercer tipo ofrece ventajas en situaciones donde se espera que tanto las cargas como los flujos de frontera varíen durante la simulación de manera no cuantificable de antemano. Otra de las ventajas que ofrece la condición de flujo dependiente de la carga, es que puede evitar la necesidad de cambiar el tipo de condición de frontera cuando se pasa del estado estacionario al transitorio, ya que en muchos casos la condición del tercer tipo puede sustituir a la carga



prescrita en su papel de proporcionar una carga de referencia para la simulación de estado estacionario.

Un caso especial de este tipo de condición de frontera es el que encierra el concepto de "carga lejana", el cual supone la existencia de una carga hidráulica situada lo suficientemente lejos de la frontera del modelo de modo que su valor no sea alterado por los esfuerzos hidrológicos (recargas-descargas) que actúen dentro del área del modelo.

### **1.8. Condiciones Iniciales.**

Las condiciones iniciales se refieren a la distribución de la carga hidráulica en todos los puntos del sistema de flujo (celdas del modelo) al inicio de la simulación, y son condiciones de frontera en el tiempo. Aun cuando se tenga información detallada sobre los niveles piezométricos del acuífero, lo cual no es generalmente el caso, pueden ocurrir errores serios si estos niveles no son consistentes con el modelo [Rushton, 1978]. Por esta razón, es práctica normal el seleccionar como condiciones iniciales de una simulación en estado transitorio, una solución generada por el modelo calibrado en estado estacionario [Anderson and Woessner, 1992, p.199].

Como lo explican Franke et al. [1987]: "El uso de valores de carga generados por el modelo asegura que los datos de carga inicial y los parámetros-esfuerzos del modelo sean consistentes. Si los valores de carga medidos en campo se utilizaran como condiciones iniciales, la respuesta del modelo reflejaría no solo el efecto de los esfuerzos hidrológicos bajo estudio, sino también el ajuste de los valores de carga del modelo para compensar por la falta de correspondencia entre los parámetros del modelo y los valores de la carga inicial."

Sin embargo, muchos acuíferos no cuentan con un historial piezométrico lo suficientemente largo como para identificar el estado estacionario antecedente; también puede ocurrir que los datos piezométricos del estado estacionario antecedente sean tan escasos, o que su distribución espacial sea tan pobre, que no puedan sustentar una calibración adecuada del modelo en este régimen de flujo. En situaciones como éstas, es posible utilizar los datos piezométricos de algún

momento en el periodo transitorio para generar las condiciones iniciales del problema; sin embargo, como en estos casos no habrá consistencia entre las condiciones iniciales y los parámetros del modelo, se recomienda que el periodo de calibración sea lo más largo posible, a fin de dar oportunidad a que los errores en las condiciones iniciales disminuyan con el tiempo. Al aplicar este procedimiento, las condiciones iniciales se tratan directamente como un parámetro más del modelo, es decir, se pueden ajustar durante la calibración del mismo, aunque dando la consideración debida a los datos piezométricos disponibles en el tiempo cero.

### **1.9. Errores de los Datos Piezométricos.**

Los valores medidos en campo de las cargas hidráulicas constituyen la información muestral o los valores de calibración. Estos valores tienen siempre un error asociado que debe ser cuantificado, al menos de manera aproximada. En los modelos hidrodinámicos las cargas siempre forman parte de la información muestral. En estos modelos los residuos se definen como la diferencia entre las cargas medidas (o interpoladas) y las cargas simuladas. Los residuos son generalmente distintos a cero, en virtud de la inexactitud propia del modelo y de los errores asociados con los datos piezométricos. Entre los errores más comunes en la carga hidráulica se tienen los siguientes:

#### **1.9.1. Error de medición.**

Este tipo de error está asociado con la precisión del equipo de medición, con el error humano en la lectura piezométrica, y con la incertidumbre del dato de elevación topográfica en el punto de observación. Bajo condiciones ideales, este error sería del orden de unos cuantos centímetros, pero en estudios regionales estos errores pueden llegar a ser del orden de metros, dependiendo de la precisión del dato de elevación topográfica, donde se advierte que en algunos casos este dato se obtiene por interpolación de las curvas de nivel en las cartas topográficas.

### **1.9.2. Efectos transitorios.**

En este rubro se incluyen los errores debidos a efectos transitorios que no son representados por el modelo, como son las fluctuaciones en los niveles de agua ocasionadas por los ciclos de alta frecuencia de la evapotranspiración y la recarga del acuífero, por cambios de presión barométrica, por mareas terrestres y marinas, por bombeo inadvertido, etc.

### **1.9.3. Efectos de escala.**

Se tienen dos tipos de errores asociados con los efectos de escala. El primero se refiere a las cargas hidráulicas medidas en pozos con tramo ranurado largo, las cuales pueden ser apropiadas para calibrar modelos bidimensionales en planta, pero que generalmente no son representativas de las cargas calculadas por un modelo tridimensional, a menos que el tramo ranurado del pozo esté alojado en una sola capa del modelo y que ocupe la mayor parte del espesor de esta capa. Otro tipo de error de escala se refiere al hecho que el modelo calcula la carga promedio en cada una de las celdas de la malla, mientras que las cargas hidráulicas medidas pueden estar influenciadas por heterogeneidades de pequeña escala espacial que no son representadas por el modelo.

### **1.9.4. Error de interpolación.**

Idealmente, las cargas deberían ser medidas en un gran número de puntos uniformemente distribuidos por la región modelada, y también estos puntos deberían coincidir con los nodos de la malla del modelo (centro de las celdas en el caso de MODFLOW). Sin embargo, en la práctica esto rara vez ocurre, lo cual da lugar a errores de interpolación, que en los modelos regionales pueden ser del orden de metros.

### **1.9.5. Error de interpretación.**

En sistemas multiacuíferos puede suceder que sea difícil establecer a qué acuífero le corresponden algunas de las cargas hidráulicas medidas, de modo que puede

ocurrir que haya valores de carga que no sean representativos del acuífero al cual fueron asociados. Este tipo de errores puede ser del orden de decenas de metros.

### **1.10. Generales de Calibración.**

La calibración de un modelo de flujo se refiere a la demostración de que el modelo es capaz de reproducir las cargas hidráulicas (y los flujos) de campo, a los cuales se les denomina valores de calibración o información muestral. La calibración se logra al encontrar un conjunto de valores de los parámetros, condiciones de frontera, y esfuerzos hidrológicos que produzcan cargas (y flujos) simulados que reproduzcan a los valores medidos en campo dentro de un margen de error preestablecido. El encontrar este conjunto de valores es equivalente a resolver el llamado "problema inverso", o problema de estimación de los parámetros del modelo.

La calibración del modelo se puede efectuar en estado estacionario o en transitorio. Muchas de las calibraciones se realizan bajo condiciones de estado estacionario, pero también se puede recurrir a una segunda calibración con datos de un periodo transitorio. Según Franke et al. [1987], la calibración de los modelos en régimen estacionario de flujo es frecuentemente menos sujeta a ambigüedad que la calibración en régimen transitorio, debido a que los efectos del almacenamiento no actúan en el estacionario. Aunque es posible calibrar secuencialmente el modelo, es decir, una primera calibración en estado estacionario y una segunda en transitorio, la mejor alternativa consiste en calibrar iterativamente en los dos regímenes de flujo hasta alcanzar un resultado final. Con este procedimiento se incrementa la precisión de estimación de los parámetros del modelo, ya que se hace uso de un mayor número de valores de calibración (datos del estado estacionario más los del transitorio), y además se asegura que las condiciones iniciales del estado transitorio (solución de estado estacionario) sean consistentes con los parámetros del modelo.

Muchos de los acuíferos que han sido sobreexplotados por mucho tiempo no cuentan con un historial piezométrico lo suficientemente largo para identificar el estado estacionario antecedente. También puede ser que los datos piezométricos

del estado estacionario antecedente sean tan escasos, o que su distribución espacial sea tan pobre, que no puedan servir de sustento para calibrar adecuadamente el modelo en este régimen de flujo. En estos casos, el modelo se calibra únicamente bajo condiciones transitorias. Los problemas de estado transitorio requieren, a diferencia del caso estacionario, la especificación de condiciones iniciales, las cuales se refieren a la distribución de la carga hidráulica en el sistema de flujo en el momento de inicio de la simulación. Si el problema de flujo se resuelve mediante el método de diferencias finitas centradas en el bloque (v.g. código MODFLOW), las cargas hidráulicas se evalúan en el centro de los bloques que conforman la malla del modelo numérico.

Si la simulación no tiene un estado estacionario como punto de partida, se pueden utilizar los datos piezométricos de algún momento en el periodo transitorio para generar las condiciones iniciales. Sin embargo, en estos casos no habrá consistencia entre las condiciones iniciales y los parámetros del modelo y, como ya fue mencionado, se recomienda que el periodo de calibración sea lo más largo posible, a fin de dar oportunidad a que los errores en las condiciones iniciales disminuyan con el tiempo. Al aplicar este procedimiento, las condiciones iniciales se tratan directamente como un parámetro más del modelo, es decir, se pueden ajustar durante la calibración del mismo, aunque dando la consideración debida a los datos piezométricos disponibles en el tiempo cero.

Los modelos numéricos se utilizan ampliamente para evaluar los sistemas acuíferos y para predecir su respuesta ante esfuerzos tales como el bombeo en pozos y las acciones correctivas propuestas en caso de contaminación. En virtud de que se desconocen muchos de los elementos de un sistema geohidrológico, los modelos se calibran. La calibración es equivalente a la resolución del problema inverso, o problema de estimación de los parámetros del modelo.

Históricamente, la calibración se ha realizado mediante el procedimiento de "ensayo y error", pero debido a las deficiencias y limitaciones de este método, en la presente década se ha venido extendiendo el uso de la llamada calibración "automatizada", en donde el problema inverso se plantea en un marco estadístico, como puede ser la regresión no lineal.

En la calibración por ensayo y error, el analista selecciona iterativamente valores de los parámetros del modelo que mejoran el ajuste de los resultados del modelo a las observaciones de campo, para ello utiliza su intuición sobre la respuesta del modelo a los cambios en los parámetros y su conocimiento sobre el ámbito razonable en que los valores de los parámetros pueden variar. Esta tarea es muy laboriosa y no garantiza que los valores obtenidos de los parámetros produzcan el mejor ajuste posible entre las cargas hidráulicas observadas y las calculadas; además, este procedimiento limita la posibilidad de ensayar modelos conceptuales alternativos igualmente factibles y, por ende, resulta casi imposible discriminar entre los modelos de manera concluyente. De hecho, frecuentemente se tienen errores en la construcción de un modelo que, en la calibración por ensayo y error, pasan inadvertidos hasta para los analistas más avezados.

En contraste, la regresión no lineal y sus estadísticos asociados mejoran ostensiblemente el uso de los datos de campo en la calibración y en la evaluación del modelo. Por ejemplo, estadísticos tales como la sensibilidad y la correlación permiten identificar rápidamente los parámetros que no pueden ser estimados con precisión y de manera única con los datos disponibles, además de evaluar la utilidad de incorporar nuevos datos potenciales. Asimismo, por su ejecución relativamente rápida, la calibración automatizada da la oportunidad de ensayar diversos modelos conceptuales alternativos, y dispone de estadísticos que evalúan qué modelo o modelos tienen mayor probabilidad de representar adecuadamente el sistema geohidrológico con base en los datos disponibles.

En resumen, la resolución del problema inverso en un marco estadístico permite obtener el mejor ajuste posible de los resultados del modelo a los datos de campo, proporciona estadísticos de diagnóstico que evalúan la calibración y la información contenida en los datos, y genera estadísticos inferenciales que cuantifican la precisión de los parámetros estimados y la confiabilidad de las predicciones.

En la actualidad se cuenta con dos códigos universales para la calibración automatizada a disposición de los usuarios: UCODE, desarrollado por E.P. Poeter y M.C. Hill [1998], del International Ground Water Modeling Center y el U.S.

Geological Survey, respectivamente, y PEST, desarrollado por J. Doherty [1994] de Watermark Computing en Australia. Un inversor universal es aquél que se puede utilizar para cualquier tipo de modelo matemático; en el campo de la hidrología subterránea se destacan los modelos hidrodinámicos y los de transporte de solutos.

Ambos inversores cuentan con interfaces gráficas que permiten seleccionar rápidamente los parámetros a estimar, transformarlos, vincularlos, así como ponderar los valores de calibración (cargas hidráulicas y concentraciones químicas), incorporar información previa sobre los parámetros del modelo, efectuar la optimización de los mismos, y analizar los resultados de la calibración y su impacto en la predicción. Estos códigos también proporcionan estadísticos (sensibilidad, matrices de covarianza y de correlación, distribución de residuos, etc.) que permiten evaluar los resultados de la calibración automatizada en el marco de la regresión no lineal.

UCODE utiliza como algoritmo de optimización no lineal el método de Gauss-Newton modificado, mientras que el PEST utiliza el método de Gauss-Marquardt-Levenberg. Según el autor de PEST, este último método de optimización podría ser más robusto que otros algoritmos en modelos complejos. UCODE proporciona un mayor número de cuantificadores e indicadores estadísticos, que permiten evaluar los resultados de la calibración y orientan en la construcción general del modelo; además, este código incorpora algunos métodos sofisticados para calcular y evaluar las predicciones.

Sin embargo, es importante subrayar la conveniencia de que los procesadores de datos de MODFLOW brinden la posibilidad de aplicar opcionalmente PEST y UCODE, ya que pudiera haber casos en que uno de estos códigos se desempeñe mejor que el otro. A la fecha, únicamente el paquete PMWIN (Processing MODFLOW for Windows, v.5.0 [Chang and Kinselbach, 1998]) incorpora ambos códigos de calibración automatizada.

### 1.11. Evaluación de la Calibración.

Los resultados de la calibración se deben evaluar tanto cualitativamente como cuantitativamente. Anderson y Woessner [1992, p.236] presentaron algunos criterios comúnmente utilizados para evaluar la calibración por ensayo y error, y también sugirieron un protocolo estándar para evaluar y reportar la calibración del modelo. Estos criterios se describen a continuación:

#### 1.11.1. Medidas tradicionales de la calibración.

El grado de ajuste entre los valores simulados y los observados de una variable de calibración se evalúa principalmente mediante dos medidas o estadísticos:

El error medio (EM), que mide el sesgo del modelo, es decir, su tendencia a subestimar o a sobrestimar los valores observados, y que se define como:

$$EM = 1/n \sum_{i=1}^n (h_m - h_s)_i$$

donde  $h_m$  es el valor medido de la carga hidráulica,  $h_s$  su valor simulado, y  $n$  es el número de pozos de observación.

La raíz del error cuadrático medio (RECM), o desviación estándar, que mide el grado de dispersión de los residuos. Se le llama "residuo" a la diferencia entre el valor observado y el calculado de la carga hidráulica. La RECM se define como:

$$RECM = [1/n \sum_{i=1}^n (h_m - h_s)_i^2]^{0.5}$$

Mientras más pequeños sean el EM y la RECM, mejor será el grado de ajuste entre los valores calculados y los observados. Otro posible estadístico a utilizar es el error absoluto medio (EAM), que también proporciona una medida del grado de ajuste en la calibración, pero que no tiene un significado estadístico tan nítido como el EM y la RECM. El EAM se define como:

$$EAM = 1/n \sum_{i=1}^n |(h_m - h_s)_i|$$



Cabe advertir que es importante esforzarse, dentro de lo razonable, por acercar el EM a cero, a fin de obtener un modelo que sea virtualmente insesgado, pero llevar a cero la RECM significaría que tanto el modelo como los valores de calibración son exactos, lo cual nunca ocurre en la realidad, o bien que se ha forzado artificialmente al modelo para que reproduzca los valores de calibración.

Es importante advertir que estos estadísticos evalúan solamente el error promedio en el modelo calibrado. El valor máximo aceptable del criterio de calibración depende de la magnitud del cambio de las cargas hidráulicas en el dominio del problema. Si el cociente de la RECM y la pérdida total de carga en el sistema (PTCS) es pequeño, entonces los errores son solamente una porción pequeña de la respuesta global del modelo. En la práctica, la PTCS se calcula como la diferencia entre la mayor y la menor de las cargas hidráulicas observadas.

Al cociente de la RECM y la PTCS expresado en términos porcentuales, se le llama RECM normalizada (RECMN). No existe un valor de la RECMN que pudiera ser tomado como el valor máximo permisible para todo modelo, ya que este valor dependerá del propósito del modelo, de la complejidad del sistema hidrogeológico bajo estudio, de la escala espacial y temporal de análisis, y de la cantidad y calidad de los datos disponibles. No obstante, por inspección de numerosos trabajos de modelación, y con el sólo propósito de orientar, es razonable esperar que la RECMN se pueda situar dentro del 10 %, o incluso dentro del 5 %, en la calibración de un modelo a la escala regional. En casos particulares se podría justificar una RECMN superior al 10%, pero también es cierto que en muchos otros casos el simple hecho de colocar la RECMN dentro del 10% no implicará que el grado de ajuste obtenido sea lo suficientemente satisfactorio.

### **1.11.2. Distribución espacial del error.**

Las medidas de error presentadas en la sección anterior cuantifican el error promedio de la calibración y no informan nada acerca de la distribución espacial del error. La comparación de las configuraciones de nivel observadas con las simuladas da solamente una idea cualitativa y subjetiva de la distribución espacial de los residuos. Un residuo se define como la diferencia entre la carga medida (o

interpolada) y la carga simulada. La distribución del error se puede ilustrar mediante un plano donde se indique el residuo en cada celda de la malla del modelo. Una manera alternativa de ilustrar los residuos es mediante curvas de isovalores. Los residuos deben estar aleatoriamente distribuidos sobre el área del modelo, es decir, se debe mostrar que no hay zonas del acuífero donde el modelo tenga la tendencia a subestimar o a sobrestimar las cargas medidas. La existencia de estas zonas indicaría que el modelo no está suficientemente bien calibrado.

Frecuentemente los pozos de observación piezométrica están pobremente distribuidos en el espacio, de modo que se pueden tener zonas importantes del acuífero donde las cargas hidráulicas sean muy inciertas. En estas zonas la distribución espacial de los residuos sería también muy incierta, y para propósitos de presentación de resultados podría ser suficiente indicar en el plano el valor del residuo en cada uno de los pozos de observación, sin efectuar interpolaciones o extrapolaciones.

### **1.11.3. Comparación entre el balance del campo y el del modelo:**

Otro criterio general de evaluación de la calibración, consiste en comparar el balance de agua subterránea elaborado con los datos de campo, o "balance de campo", con el balance que calcula el modelo, o "balance del modelo". Aunque no se espera que estos dos balances resulten similares término a término, en un modelo calibrado deberá existir consistencia entre los mismos.

## II. GUÍAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS.

A continuación se proporciona una guía fundamentada en el conocimiento y la experiencia generales en la modelación aplicada que, sin ser exhaustiva, permite llevar a cabo la construcción y revisión de un modelo numérico, sobre todo, con el fin de detectar errores que pudieran invalidar el uso de ese modelo.

### 2.1. Modelo Conceptual.

2.1.1. La hidroestratigrafía constituye el marco del modelo hidrogeológico conceptual. Las unidades hidroestratigráficas comprenden a los horizontes geológicos de propiedades hidrogeológicas similares. Así, varias formaciones geológicas se pueden combinar en una sola unidad hidroestratigráfica, o una formación geológica puede ser subdividida en acuíferos y unidades semiconfinantes. Una vez que se han definido las unidades hidroestratigráficas, es conveniente que a cada una de ellas le corresponda al menos una capa del modelo. A la vez, dentro de una sola unidad hidroestratigráfica se pueden especificar dos o más capas, dependiendo del grado de resolución deseado en las cargas hidráulicas simuladas, de la posición del tramo ranurado de los pozos de extracción o de inyección, de la intensidad de los gradientes hidráulicos verticales, y de la variación con la profundidad de las propiedades hidráulicas del acuífero.

2.1.2 El planteamiento del balance geohidrológico y el cálculo de sus componentes es parte del desarrollo del modelo conceptual. La ecuación de balance de agua subterránea expresa que la diferencia entre la suma de los flujos de entrada y la suma de los flujos de salida es igual al cambio de almacenamiento en el sistema. En régimen estacionario de flujo, la suma de las entradas es igual a la suma de las salidas y, por lo tanto, el cambio de almacenamiento es cero. En la presentación de los resultados se debe desglosar el cálculo de las componentes de la ecuación de balance y evaluar, al menos cualitativamente, el grado de incertidumbre de cada una de estas estimaciones. Al balance geohidrológico obtenido a partir de los datos

de campo, se le llama "balance de campo". Durante la calibración del modelo, el balance de campo será comparado con el balance calculado por el modelo, al cual se le conoce como "balance del modelo".

- 2.1.3. Una vez que se ha definido la hidroestratigrafía, se utiliza la información hidrológica para conceptualizar el movimiento del agua subterránea a través del sistema. Para esto, se hace uso de la información sobre la precipitación pluvial, la evaporación, y la escorrentía superficial, así como también de los datos piezométricos y geoquímicos. Es importante utilizar la información geoquímica, siempre que sea posible, para reforzar el modelo conceptual. Los datos hidrogeoquímicos se pueden utilizar para inferir la dirección de flujo, identificar las fuentes y las cantidades de recarga, estimar la velocidad del flujo subterráneo, y definir los sistemas de flujo local, intermedio y regional.

## **2.2. Condiciones Iniciales y de Frontera.**

- 2.2.1. Idealmente, el periodo de calibración en estado transitorio se iniciará en un estado estacionario; esto asegura la consistencia entre las condiciones iniciales y los parámetros del modelo. Sin embargo, muchos acuíferos no cuentan con un historial piezométrico lo suficientemente largo para identificar el estado estacionario antecedente, también puede darse el caso que los datos piezométricos del estado estacionario antecedente sean tan escasos, o que su distribución espacial sea tan pobre, que no puedan sustentar una calibración adecuada del modelo. En situaciones como éstas, es posible utilizar los datos piezométricos de algún momento en el periodo transitorio para generar las condiciones iniciales del problema; sin embargo, se advierte que en estos casos no habrá consistencia entre las condiciones iniciales y los parámetros del modelo. Al aplicarse este procedimiento, las condiciones iniciales se tratan directamente como un parámetro adicional del modelo durante el proceso de calibración, aunque

otorgando la consideración debida a los datos piezométricos del tiempo cero.

- 2.2.2. La condición de frontera de carga prescrita (primer tipo) tiene su uso más común en un modelo de estado estacionario, pero se advierte que las cargas constantes pueden constituirse en fuentes ilimitadas de agua en un estado transitorio.
- 2.2.3. La condición de frontera de flujo prescrito (segundo tipo) se utiliza dondequiera que el caudal o flujo de agua subterránea a través de una parte de la frontera del modelo se pueda especificar como función de la posición y del tiempo. Un caso especial de este tipo de frontera es la condición de flujo nulo, la cual implica que no hay intercambio de agua entre el área del modelo y sus alrededores.
- 2.2.4. La condición de frontera de flujo dependiente de la carga (tercer tipo) supone la existencia de una zona interfacial entre el acuífero y una carga hidráulica externa. El uso de esta condición es apropiado en los casos donde se espera que tanto la carga como el flujo varíen en la frontera del modelo. Un caso particular de la condición del tercer tipo es el que encierra el concepto de "carga lejana", el cual supone la existencia de una carga hidráulica situada lo suficientemente lejos de la frontera del modelo, de modo que su valor no se altere por efecto de los cambios en los esfuerzos hidrológicos (recargas-descargas) actuantes en el dominio del modelo. El grado de conexión hidráulica entre el acuífero y la carga lejana está determinado por la conductancia de la zona intermedia entre la frontera del modelo y la posición de la carga lejana. Es importante advertir que aunque el flujo que se transfiera al acuífero desde la carga lejana puede ser controlado por el valor de la conductancia hidráulica, su caudal será creciente en la medida que descienda la carga hidráulica en la frontera del modelo. Esta característica de la condición de frontera del tercer tipo

deberá ser considerada antes de su elección, ya que en algunos acuíferos el descenso de las cargas hidráulicas en la frontera del modelo no inducirá un mayor caudal lateral de entrada, y en estos casos la condición de flujo prescrito podría ser más apropiada.

### **2.3. Estimación Previa de los Parámetros**

- 2.3.1. Los esquemas más comúnmente utilizados para la parametrización de las propiedades de acuífero son “zonificación” e “interpolación”. En la zonificación el parámetro tiene un valor constante en zonas o subregiones del modelo que se extienden sobre un cierto número de celdas de la malla; mientras que con el esquema de interpolación el valor de la propiedad de acuífero puede variar de celda a celda, pero el número de parámetros a estimar se limita únicamente a los valores de la propiedad en los nodos de la red de interpolación. En la zonificación los cambios en los valores de las propiedades de acuífero son abruptos al pasar de una zona a otra; mientras que si se aplica la interpolación los cambios son graduales de una celda a otra. La parametrización por interpolación puede ser la mejor opción en muchas situaciones, pero en México se acostumbra parametrizar por zonificación casi exclusivamente, lo cual debe revisarse.
- 2.3.2. En la parametrización por zonificación se demarcan en la malla del modelo las zonas de definición de una propiedad de acuífero (v.g. la conductividad hidráulica), para luego estimar por calibración el valor efectivo del parámetro en cada una de sus zonas. En la práctica, se parte de una zonificación preliminar y de estimaciones previas del parámetro, para luego ir modificando tanto la zonificación como los valores zonales hasta obtener un resultado satisfactorio.
- 2.3.3. Tanto la zonificación preliminar como las estimaciones previas de las propiedades de acuífero se obtienen a partir de mediciones de campo, pero es muy importante advertir que al calibrar un modelo se estiman los valores

“efectivos” de la propiedad en cada una de sus zonas de definición, y que estos valores son conceptual y numéricamente distintos a los valores que se obtienen a partir de los datos de campo. Por esta razón los valores medidos en campo vienen a constituir sólo estimaciones previas de los parámetros del modelo. En consecuencia, en la modelación aplicada es muy importante ponderar debidamente los valores obtenidos en campo, ya que esto determina qué tanta diferencia se puede esperar entre éstos y los valores que son efectivos en el modelo, y qué tanto peso se debe conceder a un cierto dato de campo o tipo de dato de campo en la parametrización de una propiedad de acuífero.

2.3.4. Una diferencia conceptual importante entre los valores de conductividad hidráulica medidos en pruebas de laboratorio, pruebas de campo a pequeña escala (slug tests), pruebas de bombeo o de caudal específico, y los valores efectivos en un modelo numérico regional, radica en las diferentes escalas espaciales de medición. Los valores obtenidos en laboratorio o en pruebas de campo de pequeña escala son generalmente inferiores, incluso en órdenes de magnitud, a los valores regionales. Por su parte, los valores obtenidos en pruebas de bombeo o de caudal específico son representativos de una escala espacial mucho más próxima a la escala regional, ya que éstas normalmente activan un volumen grande del acuífero. Sin embargo, debido a errores en la ejecución y en la interpretación de las pruebas de bombeo o de caudal específico, los valores de las propiedades hidráulicas que proporcionen deberán considerarse también como estimaciones previas de los valores efectivos en el modelo numérico. Además, ya que normalmente no se cuenta con un número suficientemente grande de pruebas de bombeo o su distribución espacial no es la más adecuada, los valores proporcionados por estas pruebas sólo se utilizan para proponer una zonificación preliminar de los parámetros de acuífero, y como estimaciones previas de éstos en cada una de sus zonas de definición, para luego, durante el proceso de calibración, modificar dentro de límites razonables

tanto la zonificación como los valores zonales, hasta obtener un resultado satisfactorio.

## **2.4. Consideraciones de Tipo Numérico.**

2.4.1. Idealmente, el error en el balance geohidrológico del modelo será menor que 0.1 %; sin embargo, un error de alrededor de 1 % es generalmente considerado aceptable.

2.4.2. El paquete Visual MODFLOW incluye cuatro distintos métodos numéricos para la resolución de la ecuación de flujo, a saber, SIP, SSOR, PCG2, y WHS. Con cualquiera de ellos, el criterio de error, o criterio de cambio de carga para la convergencia, debe ser de uno a dos órdenes de magnitud más pequeño que el nivel de precisión deseado en las cargas simuladas. Se recomienda ensayar primero con dos órdenes de magnitud; así, si la precisión deseada es de un metro, el criterio de error se especificará en 0.01 m; si el método no converge, este valor se podrá ir incrementado poco a poco hasta lograr la convergencia; sin embargo, para que la solución sea admisible, se deberá verificar que el error de balance geohidrológico satisfaga el criterio 2.4.1.

2.4.3. En un modelo construido con base en MODFLOW, es conveniente ensayar todos los métodos numéricos disponibles con este código (SIP, SSOR, PCG2, y WHS), a fin de evaluar comparativamente su desempeño, ya que en un caso particular las propiedades de convergencia de uno de estos métodos pueden ser superiores a las de los otros.

2.4.4. En modelos regionales, el uso de una malla de modelación con celdas cuadradas de tamaño uniforme facilita la asignación de los datos en la construcción de un modelo hidrodinámico. En México se utilizan comúnmente celdas cuadradas de 1,000 m de lado. Es conveniente recordar, sin embargo, que el tamaño de las celdas determina la resolución espacial de



las cargas simuladas (en particular el código MODFLOW calcula las cargas al centro de las celdas), y que mientras más grandes sean las celdas mayores serán los errores de las cargas interpoladas que se comparan con las cargas medidas en los pozos de observación. Si se desea obtener una mejor resolución numérica en ciertas porciones del acuífero, (por ejemplo, en zonas donde los gradientes hidráulicos sean intensos, o donde ocurra un problema de contaminación cuya evaluación se pretenda abordar), la malla del modelo se puede refinar particularmente en esas zonas.

2.4.5. El número de capas del modelo determina la resolución de las cargas simuladas en la dirección vertical. Cabe advertir que la dimensión vertical de los acuíferos regionales es generalmente inferior a su dimensión horizontal en dos o tres órdenes de magnitud, y que la variación de la carga hidráulica es también generalmente menor en la dirección vertical que en la horizontal.

2.4.6. En teoría, mientras mayor sea el número de intervalos de tiempo (time steps) que se definen dentro de un periodo de esfuerzo (stress period), mayor será la precisión numérica; sin embargo, en la práctica, la solución numérica no mostrará mejoría después de un cierto número de intervalos de tiempo. Por lo tanto, se deberá ensayar un número creciente de intervalos de tiempo hasta que no se observen cambios en la solución numérica.

## **2.5. Criterios de Evaluación de la Calibración.**

2.5.1. Se tienen tres medidas tradicionales del error promedio, a saber, el error medio (EM), el error absoluto medio (EAM), y la raíz del error cuadrático medio (RECM) o desviación estándar. De éstas, el EM y la RECM tienen un significado estadístico más claro. Ninguna de estas medidas indica la distribución espacial del error.

- 2.5.2. El error medio (EM) deberá ser aproximado a cero, a fin de obtener un modelo virtualmente insesgado, es decir, que no tienda a subestimar ni a sobrestimar las cargas hidráulicas observadas.
- 2.5.3. La RECM normalizada (RECMN), que se define como el cociente, expresado en términos porcentuales, de la raíz del error cuadrático medio (RECM) y la pérdida total de carga en el sistema (PTCS), deberá demostrar que los errores son solamente una porción pequeña de la respuesta global del modelo. En la práctica, la PTCS se calcula como la diferencia entre la mayor y la menor de las cargas hidráulicas observadas.
- 2.5.4. La distribución espacial del error se deberá ilustrar mediante un plano de residuos. El residuo es la diferencia entre el valor medido (o interpolado) de la carga hidráulica y el valor simulado. El residuo se puede calcular y anotar en cada una de las celdas de la malla del modelo, o bien, se puede exhibir mediante curvas de isovalores. Si los pozos de observación piezométrica están pobremente distribuidos en el espacio, los residuos serán muy inciertos en amplias zonas del acuífero y, para propósitos de presentación de resultados, podría ser suficiente con asentar en el plano el valor del residuo en cada uno de los pozos de observación, sin efectuar interpolaciones o extrapolaciones.
- 2.5.5. En problemas de estado transitorio, las medidas de calibración mencionadas en los párrafos anteriores, se aplicarán para cada una de las fechas donde se cuente con un número estadísticamente suficiente de valores de calibración (al menos 10 datos). Además, se deberá verificar que en cada pozo de observación las cargas hidráulicas simuladas reproduzcan adecuadamente la evolución de las cargas medidas.
- 2.5.6. Ya que normalmente los pozos de observación son escasos y no cubren suficientemente bien el área del modelo, puede ocurrir que en zonas del

acuífero carentes de información piezométrica aparezcan recuperaciones o abatimientos simulados que no sean conceptualmente realistas, y que además puedan intensificarse durante el periodo de predicción. Si este es el caso, se deberá efectuar un ajuste adicional en los parámetros de acuífero, las condiciones de frontera o las condiciones iniciales, para reducir o eliminar estos efectos.

- 2.5.7. El balance geohidrológico calculado con base en datos de campo (balance de campo) y el balance geohidrológico calculado con el modelo (balance del modelo) deberán tender a la comprobación mutua. No se espera que ambos balances sean iguales término a término, pero deberán ser suficientemente aproximados.

## **2.6. Análisis de Sensibilidad en Calibración.**

- 2.6.1. El análisis de sensibilidad consiste en cuantificar la incertidumbre en el modelo calibrado ocasionada por la incertidumbre en las estimaciones de los parámetros del modelo, donde se incluyen los parámetros de acuífero, los esfuerzos hidrológicos y las condiciones de frontera. Típicamente, este análisis se efectúa cambiando el valor de un parámetro a la vez, y sus resultados se reportan como los efectos de este cambio sobre alguna medida de error promedio seleccionada como criterio de calibración; frecuentemente se elige la RECM o desviación estándar. Idealmente, también se examina el efecto del cambio en el valor del parámetro sobre la distribución espacial de los residuos.

## **2.7. Verificación del Modelo.**

- 2.7.1. Konikow y Bredehoeft [1992] recomendaron evitar el uso de los términos *verificación* y *validación* de modelos, porque éstos en rigor científico no se pueden validar sino solamente invalidar; sin embargo, el término *verificación* ha sido hasta ahora de uso común, como se refleja en el *Protocolo de Modelación* de Anderson y Woessner [1992]. Se aclara que el procedi-

miento que aquí llamamos *verificación* consiste simplemente en evaluar el desempeño de un modelo en la reproducción de un conjunto de cargas observadas que son independientes de las utilizadas en la calibración del mismo. Si los datos de *verificación* son suficientes en cantidad y en calidad, a más de cubrir un periodo de tiempo razonablemente largo, el modelo se puede declarar *inválido* si no logra reproducir satisfactoriamente los nuevos datos, pero se enfatiza que no es posible declararlo *válido* si la reproducción es buena.

- 2.7.2. En virtud de las incertidumbres propias de la calibración, los valores de los parámetros en el modelo calibrado pueden no representar adecuadamente el sistema bajo un conjunto diferente de condiciones de frontera o de términos fuente - resumidero. En consecuencia, la verificación del modelo podrá incrementar la confianza en los resultados de la calibración. Un modelo se considera verificado si se ha comprobado que es capaz de predecir dentro de un error aceptable un conjunto de datos independientes a los utilizados en la calibración.
- 2.7.3. Frecuentemente es imposible verificar un modelo debido a la escasez de datos, los cuales, por supuesto, se requieren para la calibración. Las predicciones de modelos calibrados pero no verificados serán por lo general más inciertas que las predicciones efectuadas con modelos verificados.
- 2.7.4. La evaluación del desempeño de los modelos tiene gran importancia práctica, ya que con esto se logran identificar los pozos cuyos valores de carga hidráulica se alejan mucho de los valores calculados por el modelo. Estos pozos se deberán examinar más a detalle en cuanto a su ubicación y características constructivas, para determinar si su carga hidráulica es o no representativa de alguna profundidad en el acuífero. En caso que carezca de representatividad, el pozo se eliminaría para los fines de evaluación del desempeño del modelo, pero en caso que sí sea representativo de la carga

hidráulica del acuífero, esto sería evidencia de una deficiencia en la construcción del modelo.

## **2.8. Simulaciones Predictivas.**

- 2.8.1. Como regla empírica, el periodo de predicción no se debe extender hacia el futuro más del doble de la duración del periodo de calibración, pero esto podría no respetarse si por razones reglamentarias o de planeación se requirieren periodos de predicción más largos.
- 2.8.2. La incertidumbre de la predicción se deriva de la incertidumbre en el modelo calibrado y de la incertidumbre de los esfuerzos hidrológicos futuros. Aun cuando el conjunto de parámetros calibrados produzca un buen ajuste durante la calibración y la verificación, el modelo puede no reflejar con precisión el comportamiento del sistema cuando se incorporan nuevos esfuerzos hidrológicos. En consecuencia, se debe efectuar un análisis de sensibilidad en predicción a fin de discernir el efecto de la incertidumbre de los parámetros del modelo en los resultados o conclusiones que se obtengan con el mismo.
- 2.8.3. El análisis de sensibilidad en predicción se debe interpretar conjuntamente con el análisis de sensibilidad en calibración, con el objetivo principal de identificar los parámetros hacia los cuales el modelo tiene una sensibilidad del tipo IV, es decir, una sensibilidad insignificante en la calibración pero significativa en la predicción. Si la sensibilidad hacia algún parámetro del modelo es de este tipo, sería necesario realizar trabajo de campo adicional para valorar con mayor certidumbre este parámetro.

## REFERENCIAS

- Anderson, M. P., and W. W. Woessner, APPLIED GROUNDWATER MODELING, Academic Press, 1992.
- Bradbury, K.R., M.A. Muldoon, Hydraulic conductivity determinations in unlithified glacial and fluvial materials. In: D.M. Nielsen and A.I. Johnson (eds.) Ground Water and Vadose Zone Monitoring. ASTM STP 1053, pp 138 – 151, 1990.
- Bredehoeft, J.D., C.E. Neuzil, P.C.D. Milly, Regional flow in the Dakota Aquifer: A study of the role of confining layers. U.S. Geological Survey Water –Supply. Paper 2237, 45 p., 1983.
- Carrera, J., S. P. Neuman, Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions: 1. Maximum likelihood method incorporating prior information, Water Resources Research, 22(2), pp. 199-210, 1986<sup>a</sup>.
- Carrera, J., S. P. Neuman, Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions: 2. Uniqueness, Stability, and Solution Algorithms, Water Resources Research, 22(2), pp. 211-227, 1986b.
- Chang, W-H, W. Kinselbach, Processing MODFLOW: A simulation system for modeling groundwater flow and pollution, 1998.
- De Marsily, G., QUANTITATIVE HYDROGEOLOGY, Academic Press, 1981.
- Doherty, J., PEST: Model-independent parameter estimation, Watermark Computing, Australia, 1994.
- Franke, O. L., T. E. Reilly, G. D. Bennett, Definition of Boundary and Initial Conditions in the Analysis of Saturated Ground-Water Flow Systems, Chapter B5, Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, 1987.
- Freyberg, D.L. An exercise in groundwater model calibration and prediction, Ground Water 26(3), pp. 350-360, 1988.
- Herzog, B. L., W. J. Morse, A comparison of laboratory and field determined values of hydraulic conductivity at a waste disposal site. Proceedings of the Seventh Annual Madison Waste Conference, Dept. of Engineering Professional Development, Univ. Of Wisconsin-Madison, Madison, WI. pp. 30-52, 1984.
- Hill, M.C., A computer program (MODFLOWP) for estimating parameters of a transient, three-dimensional, ground-water flow model using nonlinear regression: U.S. Geological Survey Open-File Report 91-484, 1992.

- Hill, M.C., R.L. Cooley, D.W. Pollock, A controlled experiment in ground water flow model calibration using nonlinear regression: *Ground Water*, 36(3), pp. 520-535, 1998.
- Keller, C.K., G. Van Der Kamp, J.A.Cherry, Fracture permeability and groundwater flow in clayey till near Saskatoon, Saskatchewan. *Canadian Geotechnical Journal*, V.23, pp 229 –240, 1986.
- Konikow, L.F, J.D. Bredehoeft, Ground-water models cannot be validated, *Advances in Water Resources*, Vol.15, pp. 75-83, 1992.
- McDonald, M.G., A.W. Harbaugh, A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model: U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations, 06-A1, 576 p., 1988.
- Neuman, S.P., Role of Geostatistics in Subsurface Hydrology, D. Reidel Pub. Comp., 1984.
- Poeter, E. P., M.C. Hill, Inverse models: A necessary next step in groundwater modeling, *Ground Water*, 35(2), pp. 250-260, 1997.
- Poeter, E.P., M.C. Hill, Documentation of UCODE: A Computer Code for Universal Inverse Modeling, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 98-4080, 1998.
- Rovey II, C. W., D. S. Cherkauer, Scale dependency of hydraulic conductivity measurements, *Ground Water*, 33(5), pp. 769-779, 1995.
- Rushton, K.R., Modeling groundwater systems, 1978.
- Sauter, M., Assessment of hydraulic conductivity in karst aquifers at local and regional scale. Proceedings of the Third Conference on Hydrogeology, Ecology, Monitoring and Management of Groundwater in Karst Terranes. National Groundwater Assoc., pp. 39-56, 1991.
- Yeh, W.W.-G., Review of parameter identification procedures in ground-water hydrology: *Water Resources Research*, 22(2), pp. 95-108, 1986.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

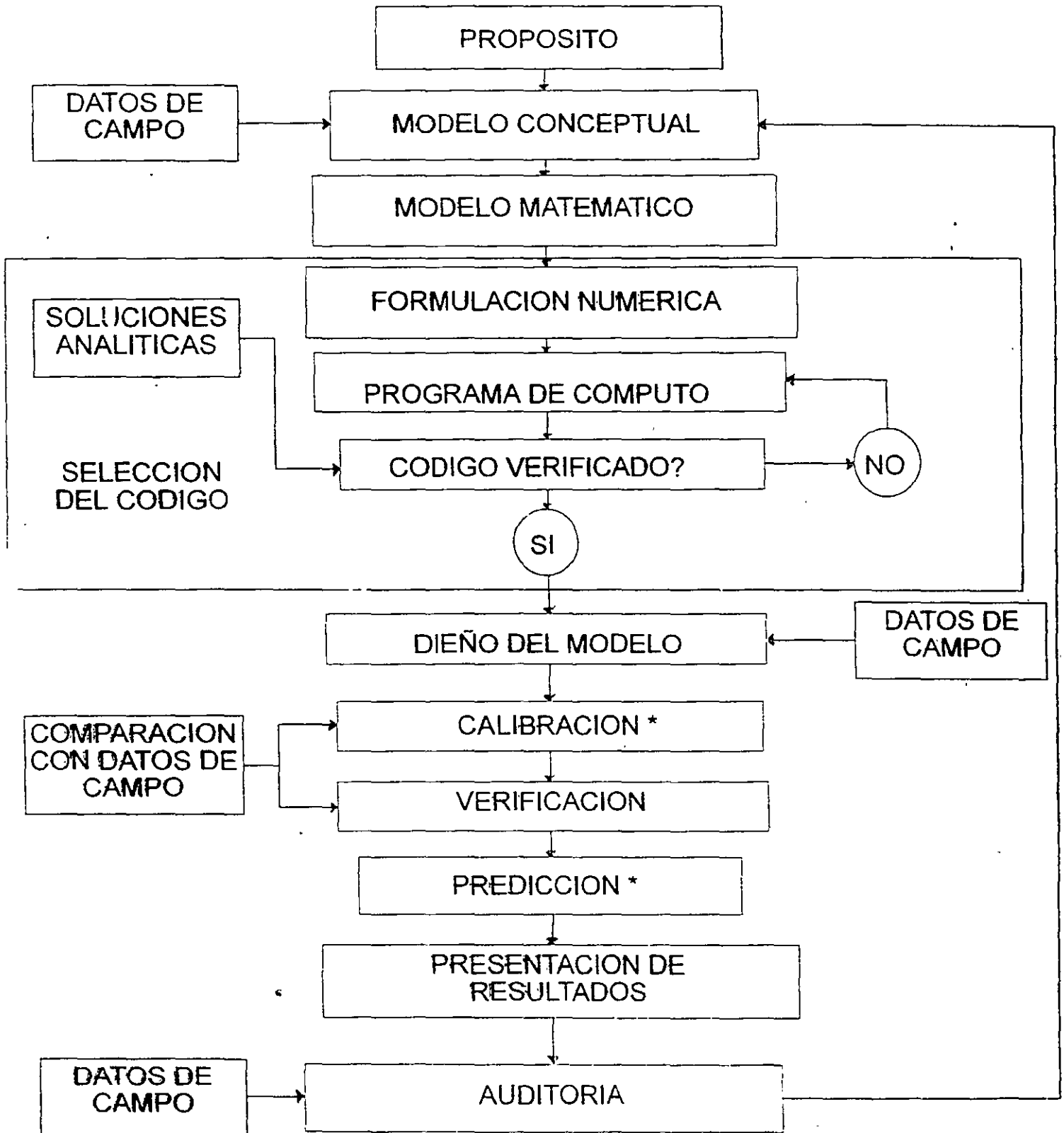
### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO PROTOCOLO DE MODELACION**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**



# PROTOCOLO DE MODELACION



\* INCLUYE ANALISIS DE SENSIBILIDAD

# PROTOCOLO DE MODELACION

## 1. ESTABLECER EL PROPOSITO DEL MODELO.

- \* EL MODELO SERA CONSTRUIDO PARA PREDICCION, INTERPRETACION O ANALISIS GENERICO?
  
- \* QUE SE APRENDERA DEL MODELO?, A QUE INTERROGANTES RESPONDERA EL MODELO?
  
- \* ES EL MODELO LA MEJOR MANERA DE OBTENER RESPUESTA A NUESTRA INTERROGANTES?
  
- \* PUEDE UN MODELO ANALITICO PROPORCIONAR LA RESPUESTA O SE TIENE QUE CONSTRUIR UN MODELO NUMERICO?

DETERMINAR LA ECUACION GOBERNANTE

SELECCIONAR EL CODIGO DE COMPUTADORA

## TIPOS DE MODELOS EN TERMINOS DE SU APLICACION

- \* **PREDICTIVO:** SE USA PARA PREDECIR EL FUTURO. REQUIERE CALIBRACION.
  
- \* **INTERPRETATIVO:** SE USA PARA ORGANIZAR Y SINTETIZAR LOS DATOS DE CAMPO, Y PARA ENTENDER MEJOR LA DINAMICA DE UN SISTEMA DE FLUJO. NO NECESARIAMENTE REQUIERE CALIBRACION.
  
- \* **GENERICICO:** SE USA PARA ANALIZAR EL FLUJO EN SISTEMAS HIDROGEOLOGICOS HIPOTETICOS. PUEDEN SER UTILES PARA FINES DE NORMATIVIDAD DE UNA REGION ESPECIFICA. NO NECESARIAMENTE REQUIERE CALIBRACION.

## 2. DESARROLLO DE UN MODELO CONCEPTUAL DEL SISTEMA.

- \* IDENTIFICACION DE LAS UNIDADES HIDROESTRATIGRAFICAS Y LAS FRONTERAS DEL SISTEMA.
  
- \* ORGANIZACION DE LOS DATOS DE CAMPO. BALANCE HIDRICO, PARAMETROS DE ACUIFERO, ESFUERZOS HIDROLOGICOS.
  
- \* VISITA AL SITIO. INFLUENCIA POSITIVA SOBRE LAS DECISIONES SUBJETIVAS QUE SE TOMARAN DURANTE LA CONSTRUCCION DEL MODELO.

### **3. SELECCION DE LA ECUACION GOBERNANTE Y DE UN CODIGO DE COMPUTADORA.**

- \* LA ECUACION GOBERNANTE DEBE DESCRIBIR CON PRECISION LOS PROCESOS FISICOS ACTUANTES EN EL SISTEMA. SE VERIFICA APLICANDO EL MODELO A VARIOS SITIOS ESPECIFICOS.
  
- \* LA VERIFICACION DEL CODIGO SE REFIERE A LA COMPARACION DE LA SOLUCION NUMERICA CON UNA O MAS SOLUCIONES ANALITICAS O CON OTRAS SOLUCIONES NUMERICAS.
  
- \* LA VERIFICACION DEL CODIGO ASEGURA QUE EL PROGRAMA DE COMPUTADORA RESUELVA CON PRECISION LAS ECUACIONES QUE CONSTITUYEN EL MODELO MATEMATICO.

#### 4. DISEÑO DEL MODELO

EL MODELO CONCEPTUAL SE ACOMODA EN UNA FORMA ADECUADA PARA LA MODELACION.

INCLUYE:

- \* DISEÑO DE LA MALLA.
- \* SELECCION DE PERIODOS DE ESFUERZO.
- \* ESPECIFICACION DE CONDICIONES INICIALES Y DE FRONTERA.
- \* ESTIMACION PREVIA DE PARAMETROS DE ACUIFERO Y ESFUERZOS HIDROLOGICOS.

## 5. CALIBRACION

- \* SU PROPOSITO ES ESTABLECER QUE EL MODELO PUEDA REPRODUCIR LAS CARGAS Y LOS FLUJOS MEDIDOS EN CAMPO.
  
- \* SE OBTIENE UN CONJUNTO DE VALORES PARA LOS PARAMETROS DE ACUIFERO Y LOS ESFUERZOS HIDROLOGICOS QUE APROXIMA LAS CARGAS Y FLUJOS DE CAMPO.
  
- \* SE PUEDE EFECTUAR POR ENSAYOS Y ERROR O MEDIANTE CODIGOS AUTOMATIZADOS DE ESTIMACION DE PARAMETROS.

## **6. ANALISIS DE SENSIBILIDAD EN CALIBRACION**

- \* EL MODELO CALIBRADO ESTA INFLUENCIADO POR LA "INCERTIDUMBRE" QUE SE DERIVA DE LA IMPOSIBILIDAD DE DEFINIR CON EXACTITUD LA DISTRIBUCION ESPACIAL (Y TEMPORAL) DE LOS VALORES DE LOS PARAMETROS, ESFUERZOS, Y CONDICIONES DE FRONTERA.
- \* SU PROPOSITO ES ESTABLECER EL EFECTO DE ESTA INCERTIDUMBRE SOBRE EL MODELO CALIBRADO.

## **7. VERIFICACION DEL MODELO**

- \* SU PROPOSITO ES EL DE INCREMENTAR LA CONFIANZA EN EL MODELO, UTILIZANDO EL CONJUNTO DE VALORES CALIBRADOS DE LOS PARAMETROS Y DE LOS ESFUERZOS PARA REPRODUCIR UN SEGUNDO CONJUNTO DE DATOS DE CAMPO.



## 8. PREDICCIÓN

- \* CUANTIFICA LA RESPUESTA DEL SISTEMA HACIA EVENTOS FUTUROS.
- \* SE CORRE EL MODELO CON VALORES CALIBRADOS DE LOS PARAMETROS Y LOS ESFUERZOS, CON EXCEPCIÓN DE AQUELLOS QUE SE ESPERA QUE CAMBIEN EN EL FUTURO.
- \* LA INCERTIDUMBRE EN LA PREDICCIÓN SE DERIVA DE LA INCERTIDUMBRE EN EL MODELO CALIBRADO Y DE LA IMPOSIBILIDAD DE ESTIMAR CON PRECISIÓN LA OCURRENCIA Y MAGNITUD DE ESFUERZOS FUTUROS.

## **9. ANALISIS DE SENSIBILIDAD EN PREDICCIÓN**

- \* CUANTIFICA EL EFECTO DE LA INCERTIDUMBRE DE LOS VALORES DE LOS PARAMETROS SOBRE LA PREDICCIÓN.
- \* SE SIMULAN LOS ÁMBITOS DE VARIACIÓN DE ESFUERZOS FUTUROS ESTIMADOS PARA EXAMINAR SU IMPACTO EN LA PREDICCIÓN.

## **10. PRESENTACION DE RESULTADOS**

- \* LA PRESENTACIÓN CLARA DEL DISEÑO DEL MODELO Y DE LOS RESULTADOS ES ESENCIAL PARA UNA COMUNICACION EFECTIVA DEL ESFUERZO DE MODELACION.

## 11. AUDITORIA

- \* LA AUDITORIA SE EFECTUA DESPUES DE VARIOS AÑOS DE CONCLUIDO EL ESTUDIO DE MODELACION.
- \* SE RECABAN NUEVOS DATOS DE CAMPO PARA DETERMINAR SI LA PREDICCIÓN FUE CORRECTA. SI ASI LO ES, EL MODELO ESTA "VALIDADO" PARA EL SITIO ESPECIFICO DE APLICACION.

## 12. REDISEÑO DEL MODELO

LA AUDITORIA, POR LO GENERAL, APORTARA NUEVOS ELEMENTOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA, QUE PUEDEN LLEVAR A CAMBIOS EN EL MODELO CONCEPTUAL O EN LOS PARAMETROS DEL MODELO.

## ENFOQUES CONCEPTUALES

### ENFOQUE DE ACUIFERO:

- \* SE BASA EN EL CONCEPTO DE ACUIFEROS CONFINADOS Y LIBRES.
- \* SUPONE FLUJO HORIZONTAL EN ACUIFEROS Y FLUJO VERTICAL DE ACUITARDOS
- \* LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA SE INTEGRA EN LA VERTICAL PARA OBTENER TRASMISIVIDAD.
- \* SE USA PARA SIMULAR FLUJO BIDIMENSIONAL DEN PLANTA Y FLUJO CUASI-TRIDIMENSIONAL.
- \* LAS CARGAS HIDRAULICAS SE CALCULAN EN LOS ACUIFEROS, PERO NO EN LOS ACUITARDOS.
- \* SE INCORPORA EL ESPESOR Y LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE LOS ACUITARDOS PARA CONECTAR LOS ACUIFEROS.

## ENFOQUE DE ACUIFERO

### ECUACION GOBERNANTE:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left[ T_x \frac{\delta h}{\delta x} \right] + \frac{\delta}{\delta y} \left[ T_y \frac{\delta h}{\delta y} \right] = S \frac{\delta h}{\delta t} - R + L$$

DONDE:

**h:** CARGA HIDRAULICA, [m]

**T:** TRASMISIVIDAD, [m<sup>2</sup>/día]

**S:** COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO, [---]

**R:** RECARGA (+) O DESCARGA (-), [m/día]

**L:** GOTEOS VERTICALES, [m/día], DADO POR:

$$L = -K_z \frac{h_s - h}{b}$$

DONDE:

**K<sub>z</sub>:** CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE ACUITARDO,  
[m /día]

**b:** ESPESOR DEL ACUITARDO, [m]

**h<sub>s</sub>:** CARGA HIDRAULICA DE LA FUENTE AL OTRO  
LADO DEL ACUIFERO, [m]

## ENFOQUE DE ACUIFERO

SI EL ACUIFERO ES LIBRE:

- \* SE UTILIZAN LAS HIPOTESIS DE DUPUIT.
- \*  $T_x = K_x H$  y  $T_y = K_y h$ , DONDE **K** ES CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA Y **h** EL ESPESOR SATURADO DEL ACUIFERO.
- \* **S** ES EL RENDIMIENTO ESPECIFICO.
- \* **L** ES CERO, A MENOS QUE HAYA UNA FUENTE SUBYACIENDO AL ACUIFERO.

## ENFOQUE DE SISTEMA DE FLUJO

- \* NO ES IMPORTANTE IDENTIFICAR LOS ACUIFEROS Y LOS ACUITARDOS "PER SE", SINO CONSTRUIR LA DISTRIBUCION TRIDIMENSIONAL DE LAS CARGAS, LAS CONDUCTIVIDADES HIDRAULICAS Y LAS PROPIEDADES DE ALMACENAMIENTO.
- \* SE INCORPORAN LAS COMPONENTES HORIZONTALES Y VERTICALES DE FLUJO A TRAVES DE TODO EL SISTEMA.
- \* APTO PARA MODELOS BIDIMENSIONALES EN PERFIL Y PARA MODELOS TRIDIMENSIONALES.

## ENFOQUE DE SISTEMA DE FLUJO

### ECUACION GOBERNANTE:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right] = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - R^*$$

DONDE:

**K:** CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA, [m/día]

**S<sub>s</sub>:** ALMACENAMIENTO ESPECIFICO, [1/m]

**R\*:** VOLUMEN DE INGRESO (+) O EGRESO (-) POR UNIDAD DE VOLUMEN Y UNIDAD DE TIEMPO, [1/día]



FINITE DIFFERENCE METHOD

The governing partial differential equation is

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_y \frac{\partial h}{\partial y}) = S \frac{\partial h}{\partial t}$$

The finite difference equivalent of this equation is derived by writing a mass balance expression for the rectangle  $\Delta x \Delta y$  shown in Fig. 17:

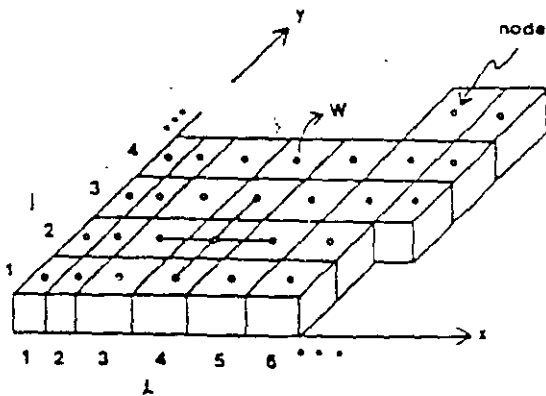


Fig. 17a. Finite-difference grid, showing typical node connections (modified after Freeze and Cherry, 1979).

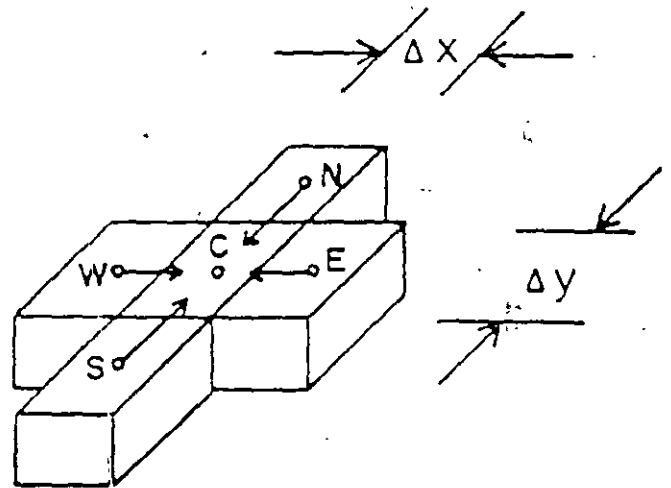


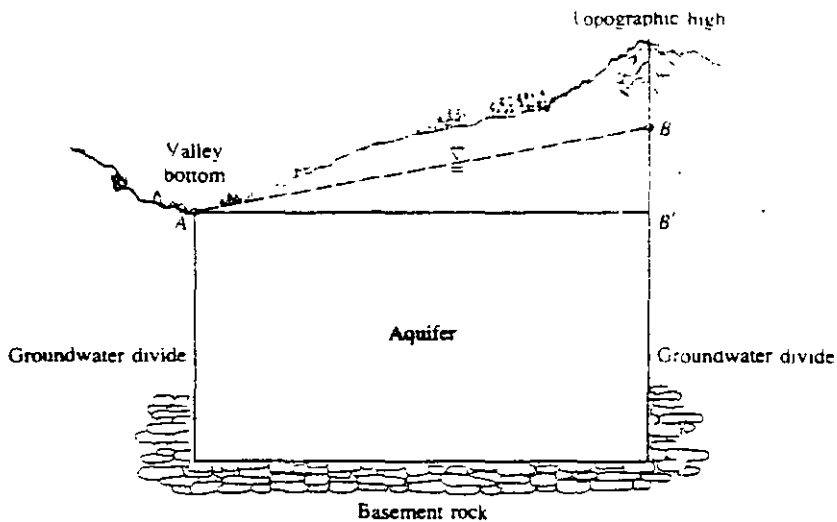
Fig. 17b. Water balance over a typical finite-difference block (modified after Freeze and Cherry, 1979).

$$T_y \frac{h_N - h_C}{\Delta y} \Delta x + T_y \frac{h_S - h_C}{\Delta y} \Delta x + T_x \frac{h_E - h_C}{\Delta x} \Delta y + T_x \frac{h_W - h_C}{\Delta x} \Delta y$$

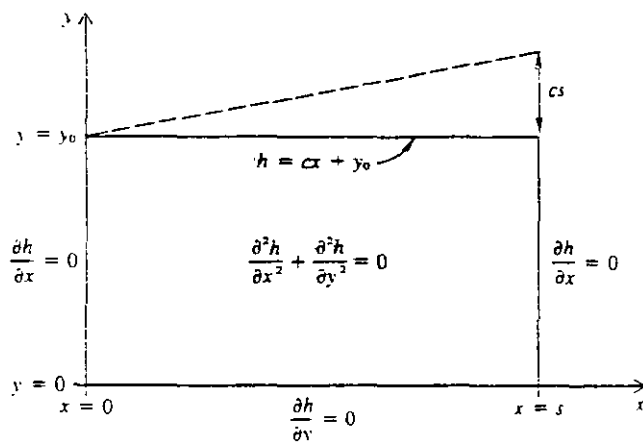
Net Inflow Rate

$$= S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t} \Delta x \Delta y$$

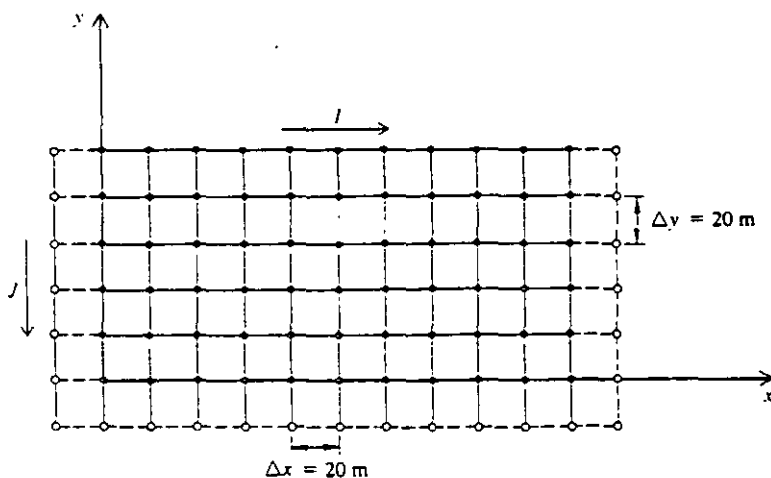
Net Accumulation Rate



**Figure 1.6**  
Schematic representation of the boundaries of a two-dimensional regional groundwater flow system.



**Figure 1.7**  
Mathematical model of the regional groundwater flow system shown in Figure 1.6



**Figure 2.9**  
Finite difference grid for computer model of the regional groundwater flow example. Solid circles represent the problem domain of Figure 1.7. Open circles represent fictitious nodes used to specify no-flow boundary conditions. The fictitious node at the upper left-hand corner of the diagram represents  $I = 1, J = 1$ .

Figure 2.10

Computer program for regional flow example using Gauss-Seidel iteration.

```

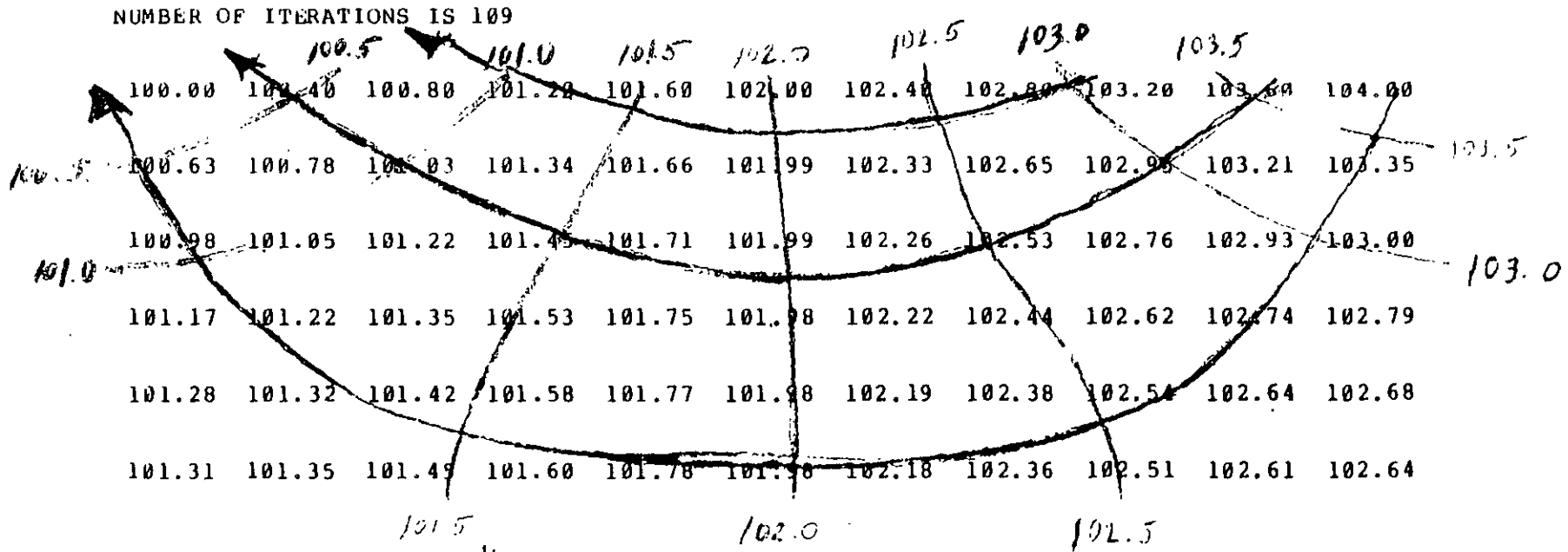
1.  C REGIONAL FLOW SYSTEM EXAMPLE
2.  DIMENSION H(13,7)
3.  C INITIALIZE ALL H(I,J) VALUES TO BE 100.
4.  DO 5 J=1,7
5.  DO 5 I=1,13
6.  H(I,J) = 100.
7.  5 CONTINUE
8.  C WATER TABLE BOUNDARY
9.  DX=20.
10. DO 10 I=2,12
11. H(I,1) = 0.02*DX*(I-2)+100.
12. 10 CONTINUE
13. C KEEP TRACK OF NUMBER OF ITERATIONS AND OF LARGEST ERROR
14. C NO-FLOW BOUNDARIES NEED TO BE RESET WITHIN EACH ITERATION LOOP
15. NUMIT = 0
16. 35 AMAX = 0.
17. NUMIT = NUMIT + 1
18. C LEFT AND RIGHT NO-FLOW BOUNDARIES
19. DO 20 J=1,7
20. H(1,J) = H(3,J)
21. H(13,J) = H(11,J)
22. 20 CONTINUE

23. C BOTTOM NO-FLOW BOUNDARY
24. DO 30 I=2,12
25. H(I,7) = H(I,5)
26. 30 CONTINUE
27. C SWEEP INTERIOR POINTS WITH 5-POINT OPERATOR
28. DO 40 J=2,6
29. DO 40 I=2,12
30. OLDVAL = H(I,J)
31. H(I,J) = (H(I-1,J) + H(I+1,J) + H(I,J-1) + H(I,J+1))/4.
32. ERR = ABS(H(I,J) - OLDVAL)
33. IF(ERR.GT.AMAX) AMAX=ERR
34. 40 CONTINUE
35. C DO ANOTHER ITERATION IF LARGEST ERROR AFFECTS 3RD DECIMAL PLACE
36. IF(AMAX.GT.0.001) GO TO 35
37. C WE ARE DONE.
38. PRINT 50,NUMIT,((H(I,J),I=2,12),J=1,6)
39. 50 FORMAT(///1X,'NUMBER OF ITERATIONS IS',I4,///6(11F8.2///))
40. STOP
41. END

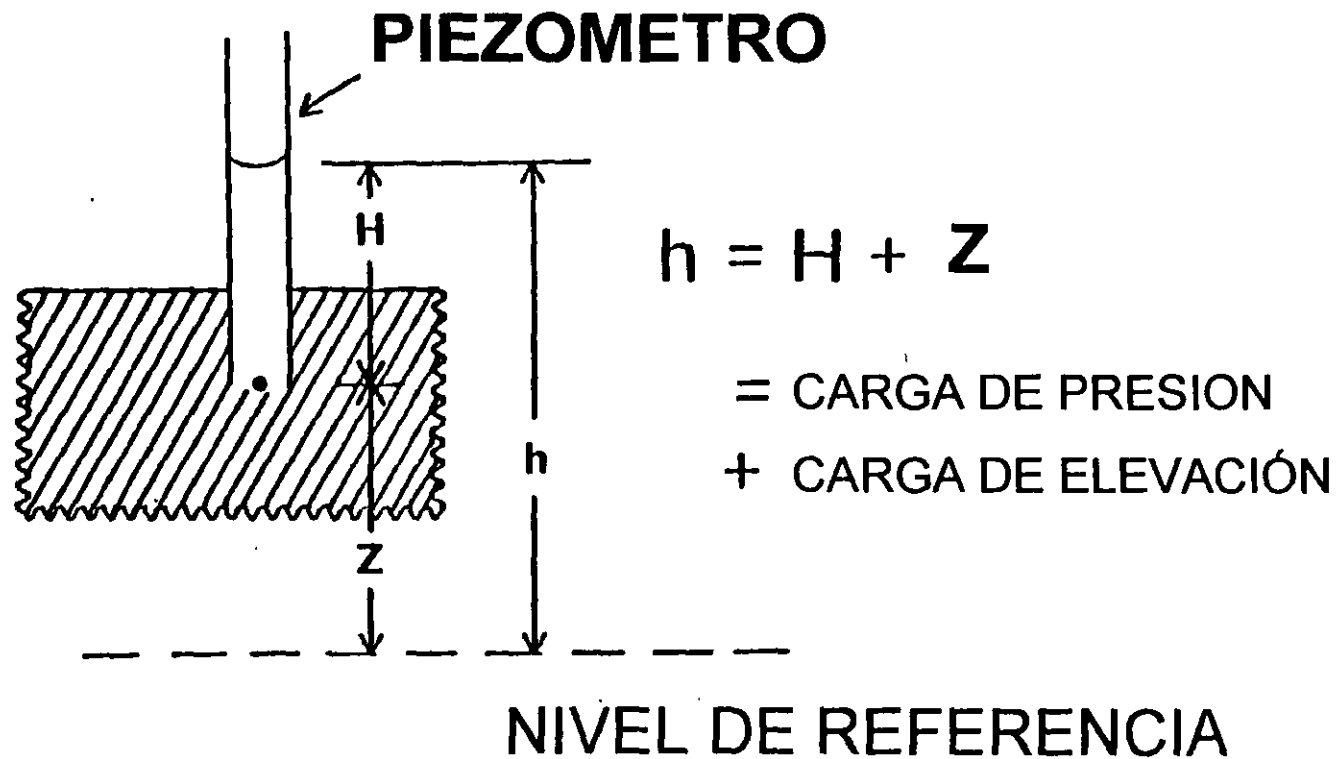
```

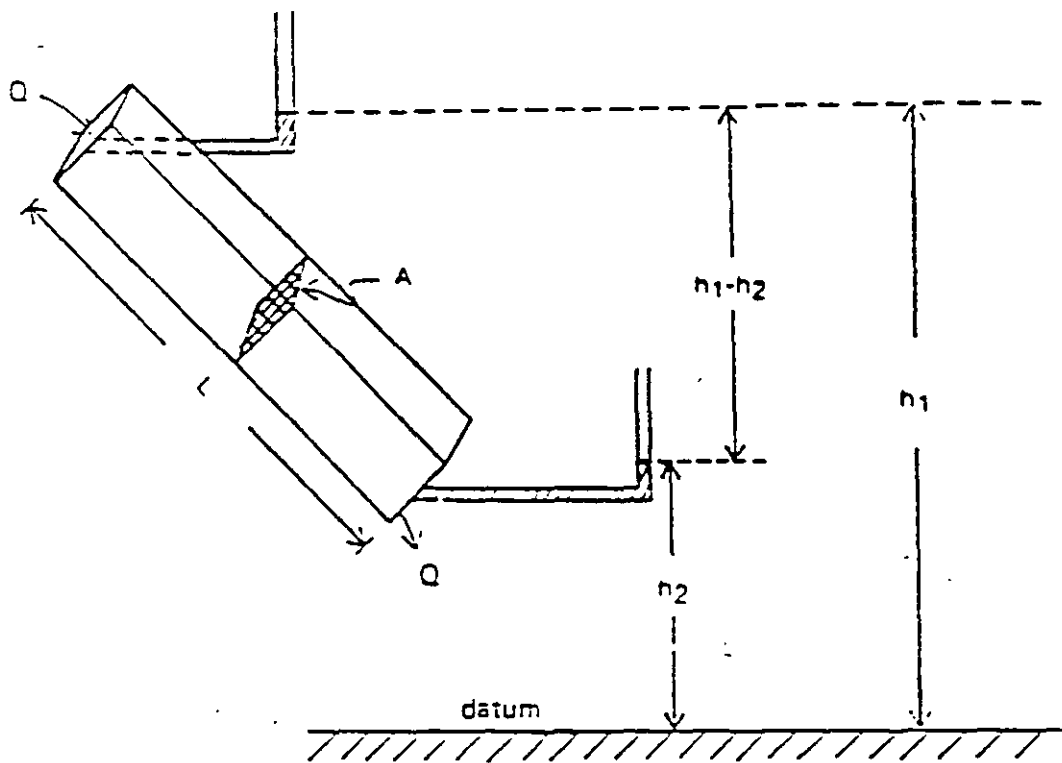
Figure 2.11

Output for regional flow example from the computer program in Figure 2.10. Output consists of values of head for nodes represented by solid circles in Figure 2.9; head values for fictitious nodes are not printed. Equipotential lines and flow paths can be drawn over the output



# CARGA HIDRÁULICA





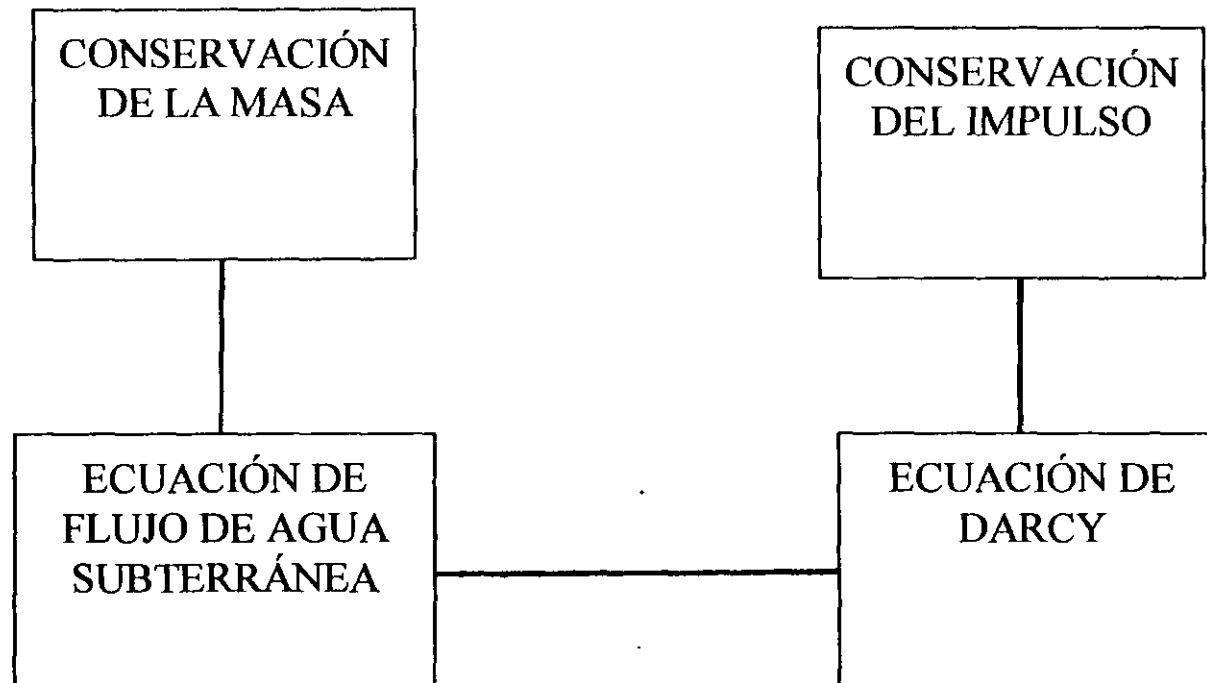
## DARCY'S EQUATION

$$Q = KA \frac{h_1 - h_2}{L}$$

$$\frac{Q}{A} = q = K \frac{h_1 - h_2}{L}$$

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

**DIAGRAMA DE LAS COMPONENTES PRINCIPALES DE LA  
ECUACIÓN DE FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA**



## ECUACIÓN DE DARCY

$$\bar{q} = -\bar{K} \cdot \nabla h$$

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$q_y = -K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$q_z = -K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

NUEVE COMPONENTES DEL TENSOR DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

SUPONE : (1) TENSOR SIMÉTRICO  
(2) COLINEAL CON LOS EJES COORDENADOS

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$q_y = -K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$q_z = -K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

EJES COORDENADOS ALINEADOS CON LAS DIRECCIONES  
PRINCIPALES DE K



### ESTADO ESTACIONARIO

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0$$

### MEDIO HOMOGENEO

$$K_{xx} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_{yy} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_{zz} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

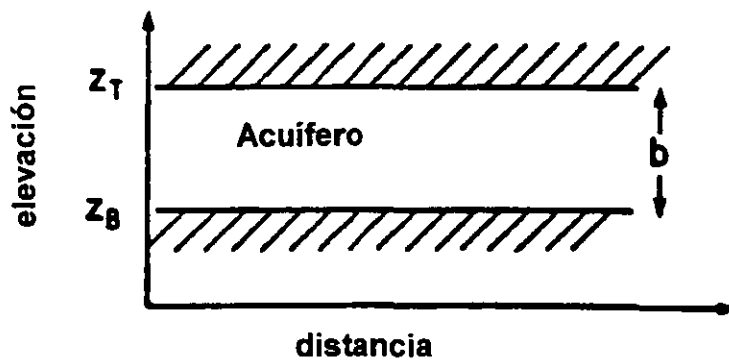
### Y MEDIO ISOTROPICO

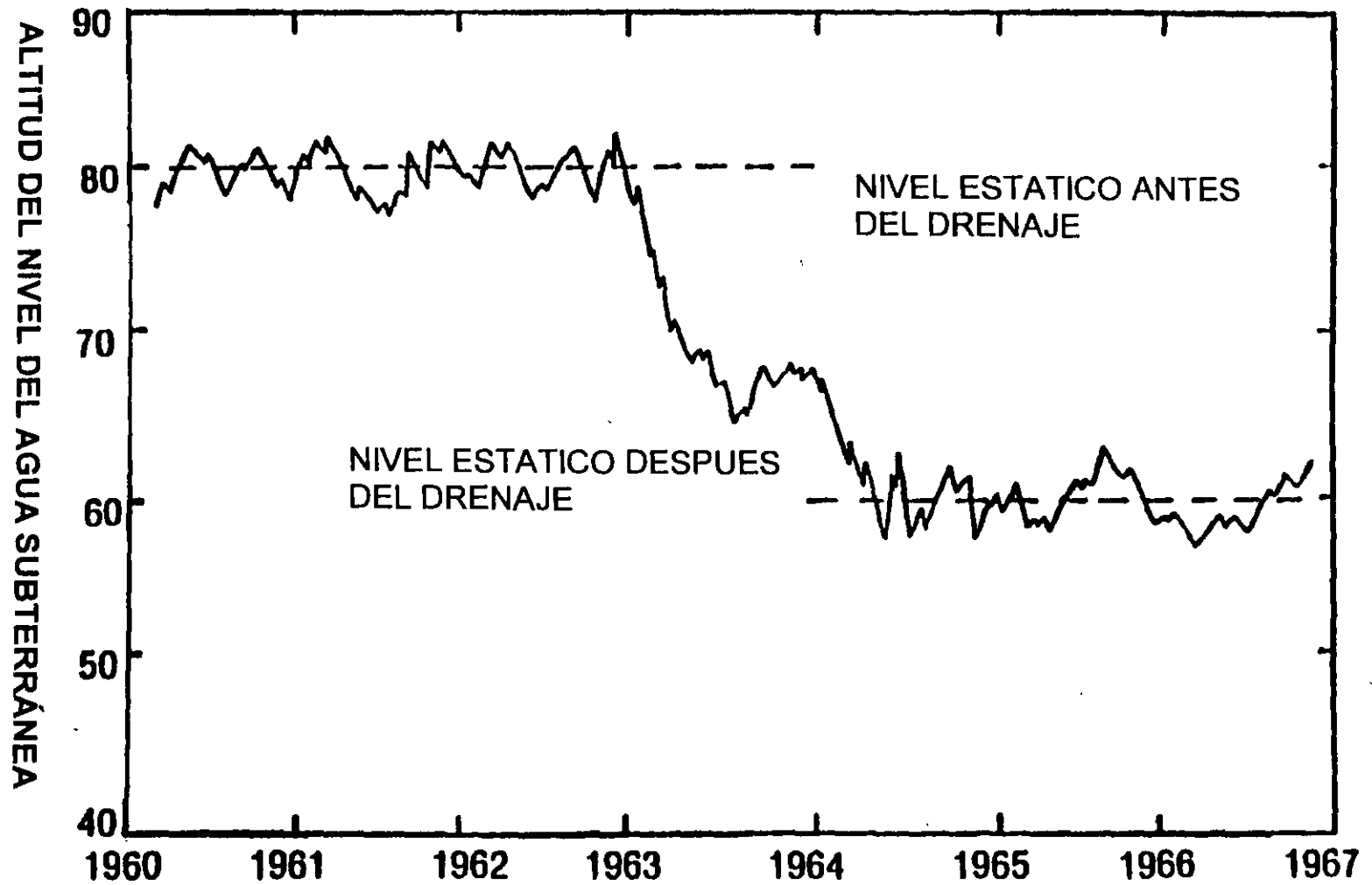
$$K \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = 0$$

ECUACIÓN DE  
LAPLACE

### INTEGRACIÓN VERTICAL

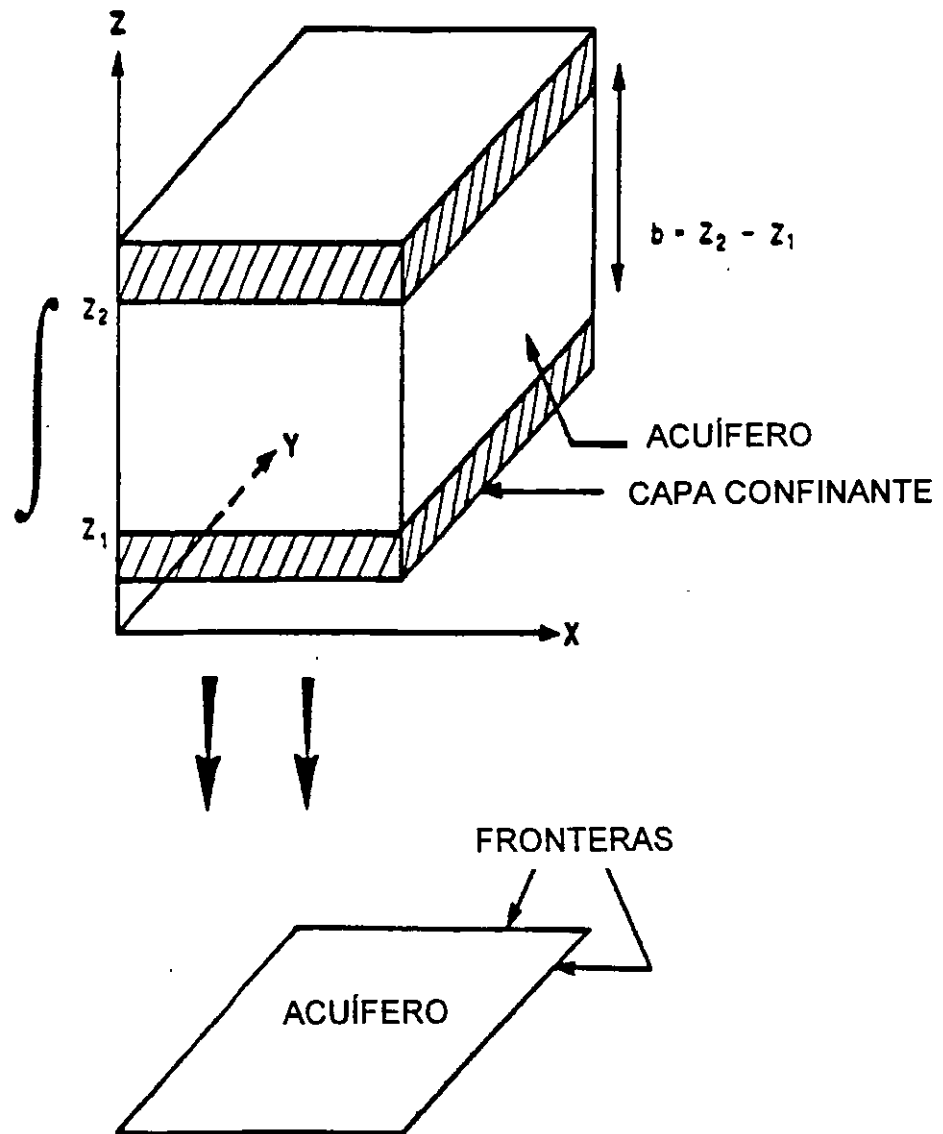
$$\int_{z_B}^{z_T} [\text{Ecuación de flujo en 3-D}] \, dz = 0$$

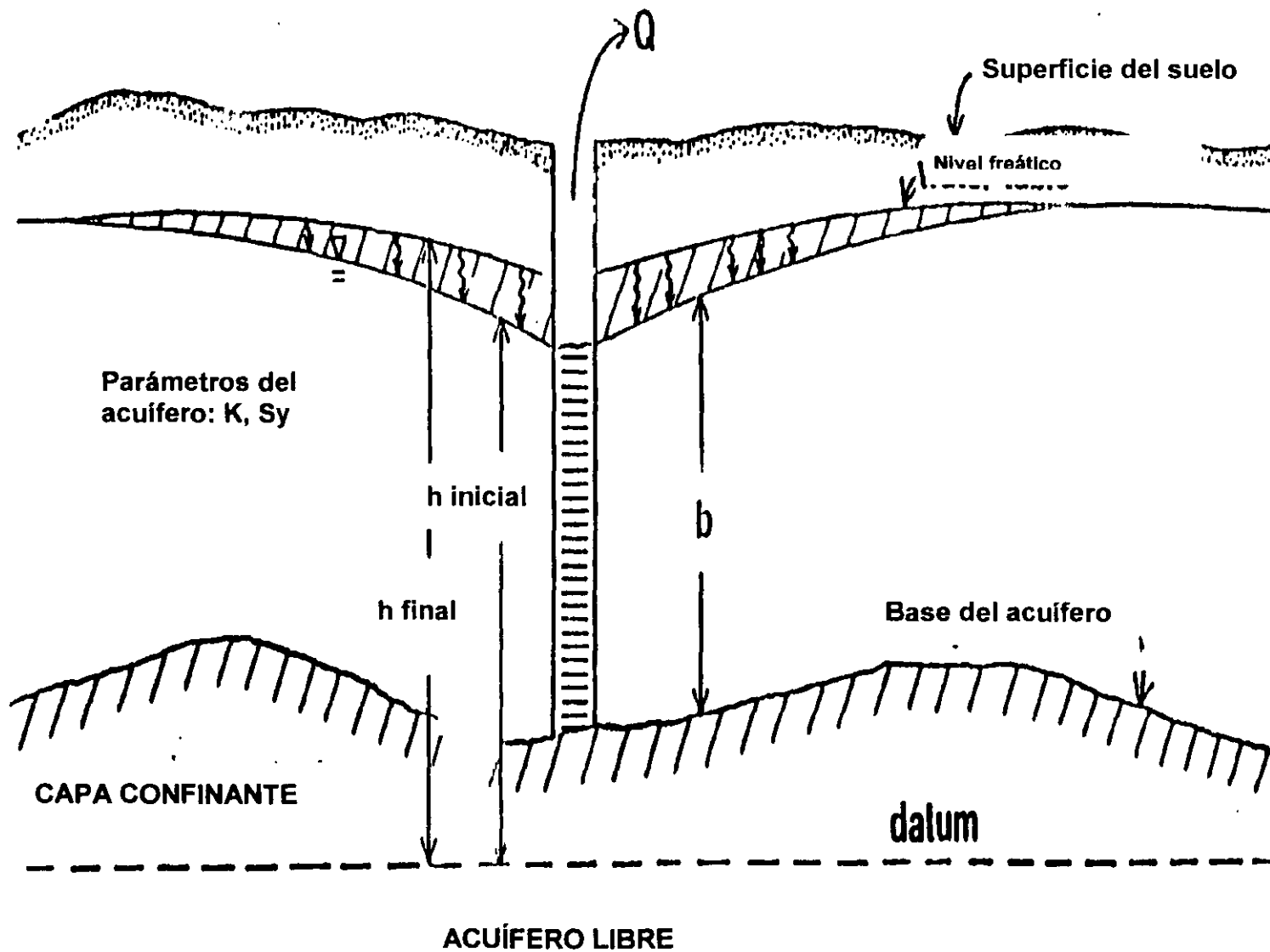


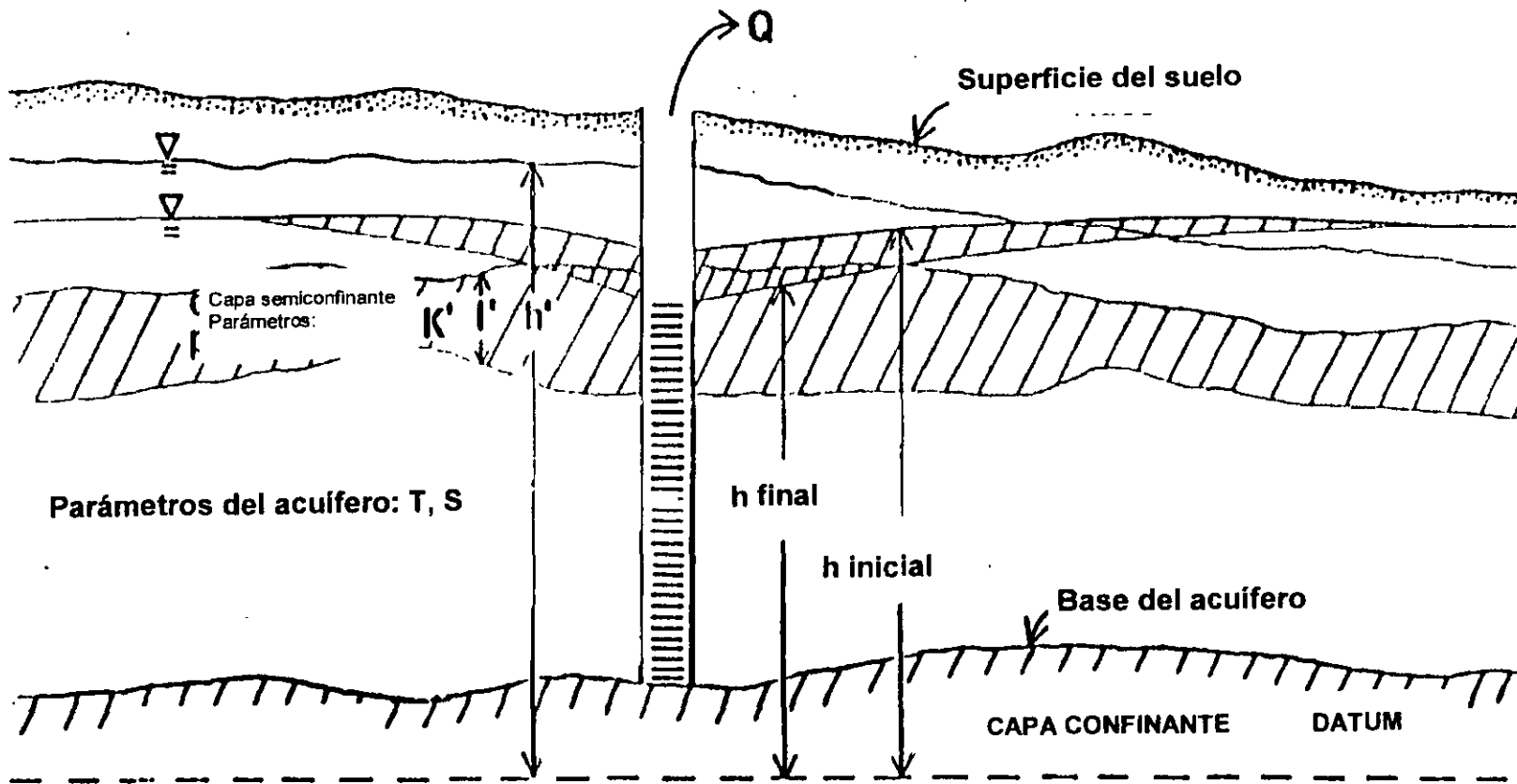


HIDROGRAFO DE POZO EN UN ACUÍFERO EN ESTADO ESTACIONARIO

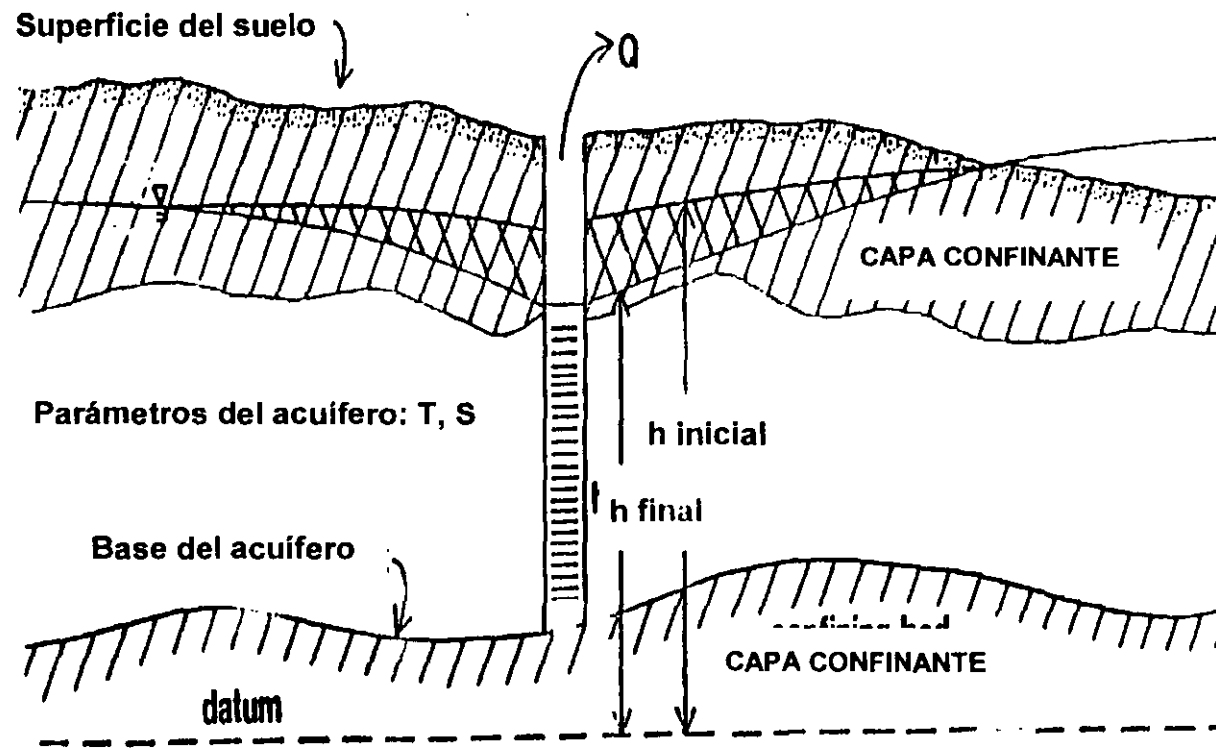
## CONDICIONES DE FRONTERA (CONT.)







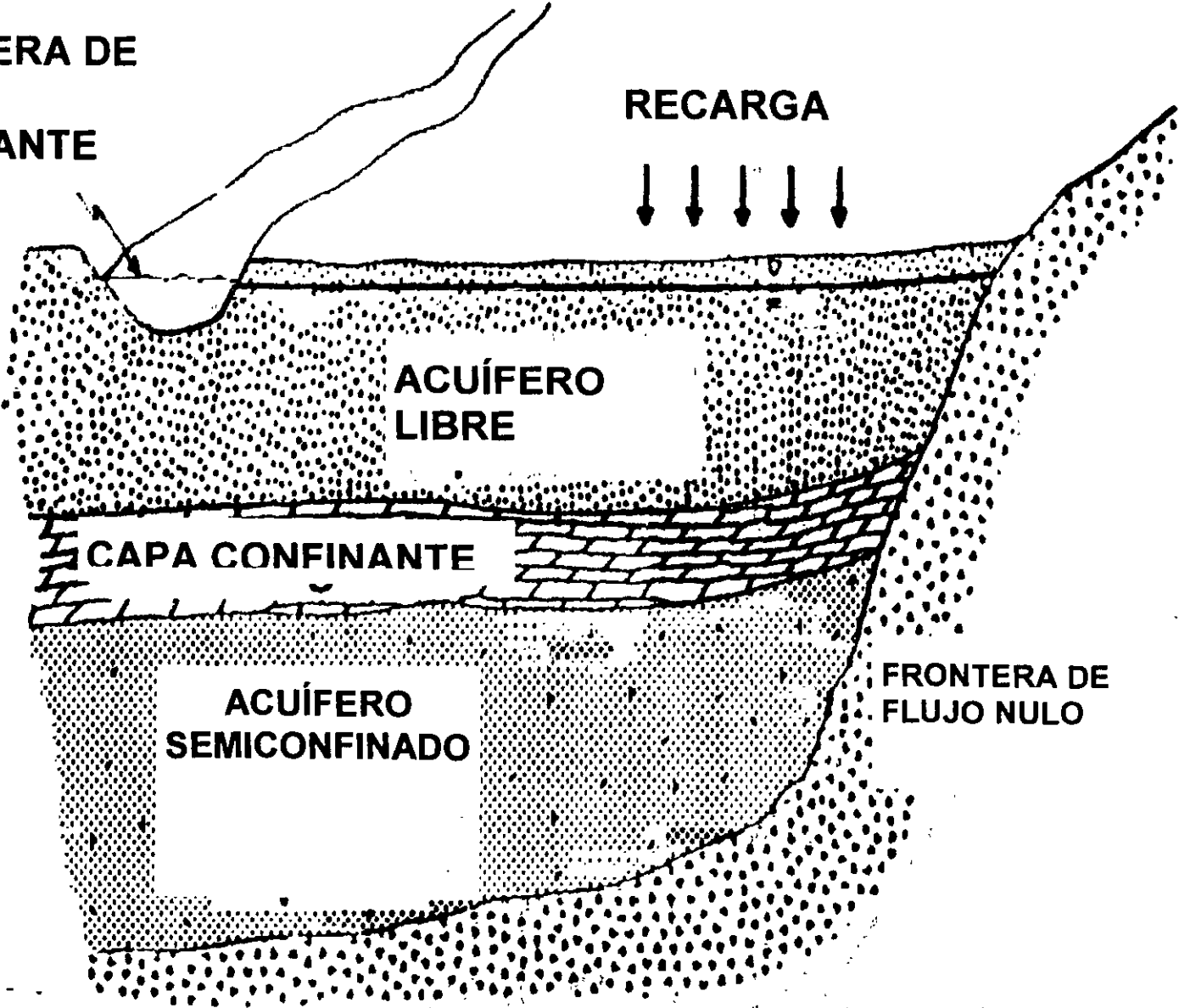
ACUÍFERO SEMICONFINADO



**ACUÍFERO CONFINADO**

**FRONTERA DE CARGA CONSTANTE**

**RECARGA**



**ACUÍFERO LIBRE**

**CAPA CONFINANTE**

**ACUÍFERO SEMICONFINADO**

**FRONTERA DE FLUJO NULO**

# **SIMULACION DE ACUIFEROS**

- **LA SIMULACION DE UN SISTEMA ACUIFERO CONSISTE EN LA CONSTRUCCION Y OPERACION DE UN MODELO CUYO COMPORTAMIENTO SE APROXIMA AL DEL ACUIFERO REAL .**
  
- **EL USO DEL MODELO TIENE TRES OBJETIVOS PRINCIPALES :**
  - (1) ENTENDIMIENTO**
  
  - (2) PREDICION**
  
  - (3) CONTROL**



# MODELO DE SIMULACION

- EL TERMINO MODELO SE REFIERE A:
  - (1) LA TEORIA QUE DESCRIBE AL PROCESO BAJO CONSIDERACION;
  - (2) EL CODIGO DE COMPUTADORA QUE SE USA PARA SIMULAR EL PROCESO;
  - (3) LA APLICACION DEL CODIGO A UN CASO PRACTICO ESPECIFICO.
  
- SE PUEDEN APLICAR CRITERIOS DE EJECUCION PARA LOS TRES CASOS.

# **M O D E L O S**

- **FISICOS**
- **ANALOGICOS ELECTRICOS**
- **MATEMATICOS**
  - **DETERMINISTICOS**
  - **ESTOCASTICOS**
  - **COMBINADOS**

# **MODELOS MATEMATICOS**

- **CONSISTE EN**

- **ECUACION (ES) DIFERENCIAL (ES) PARCIAL (ES)**

- **CONDICIONES INICIALES**

- **CONDICIONES DE CONTORNO**

- **SE BASA EN**

- **CONSERVACION DE LA MASA**

- **CONSERVACION DEL IMPULSO**

**MODELO CONCEPTUAL**

**MODELO MATEMATICO**

**MODELO ANALITICO**

**ECUACION SIMPLIFICADA  
CUYA SOLUCION SE PUEDE  
OBTENER POR METODOS  
ANALITICOS.**

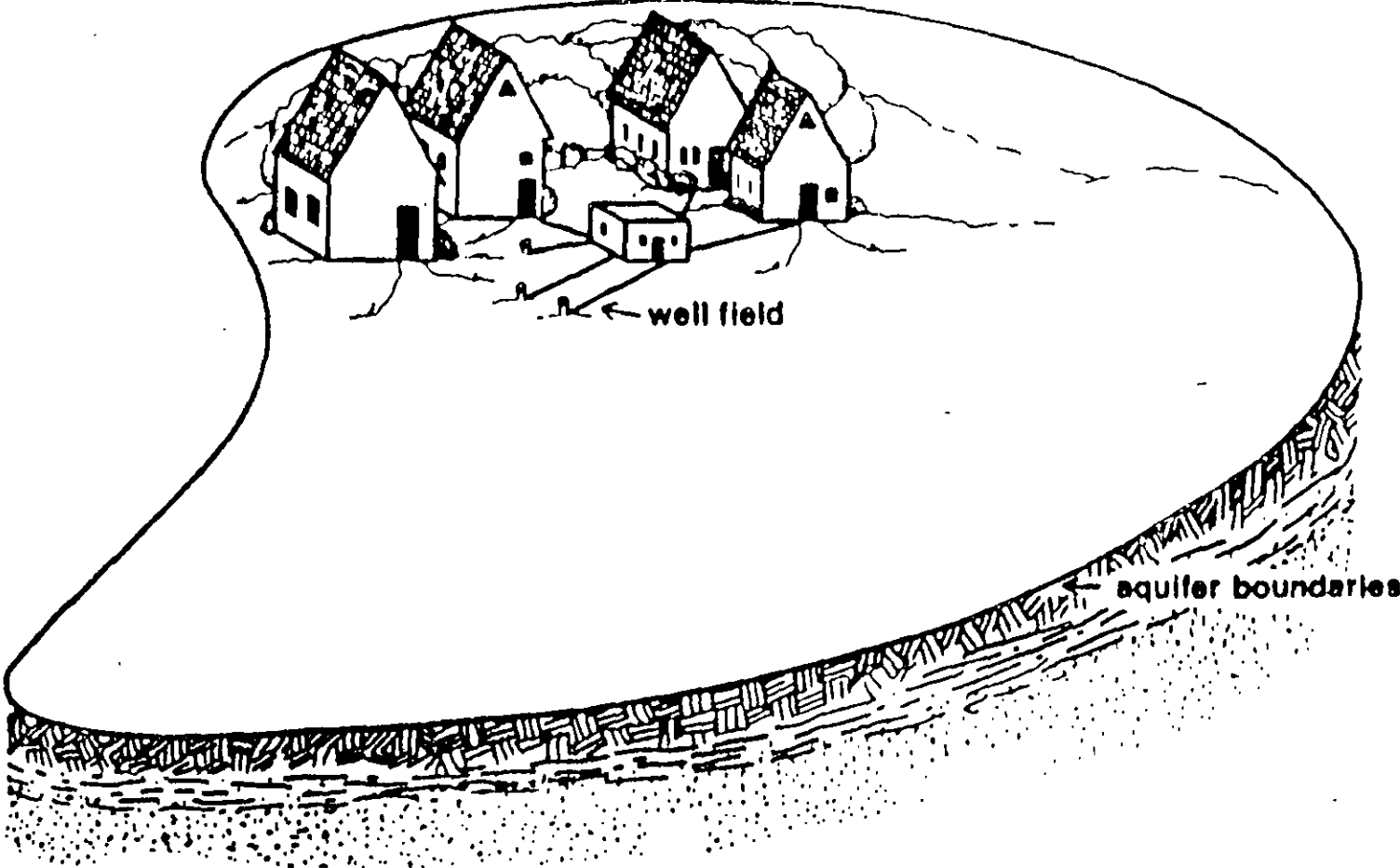
**MODELO NUMERICO**

**ECUACIONES QUE SE APRO-  
XIMAN NUMERICAMENTE  
RESULTANDO EN UNA ECUA-  
CION MATRICIAL QUE SE  
PUEDE RESOLVER POR  
COMPUTADORA.**

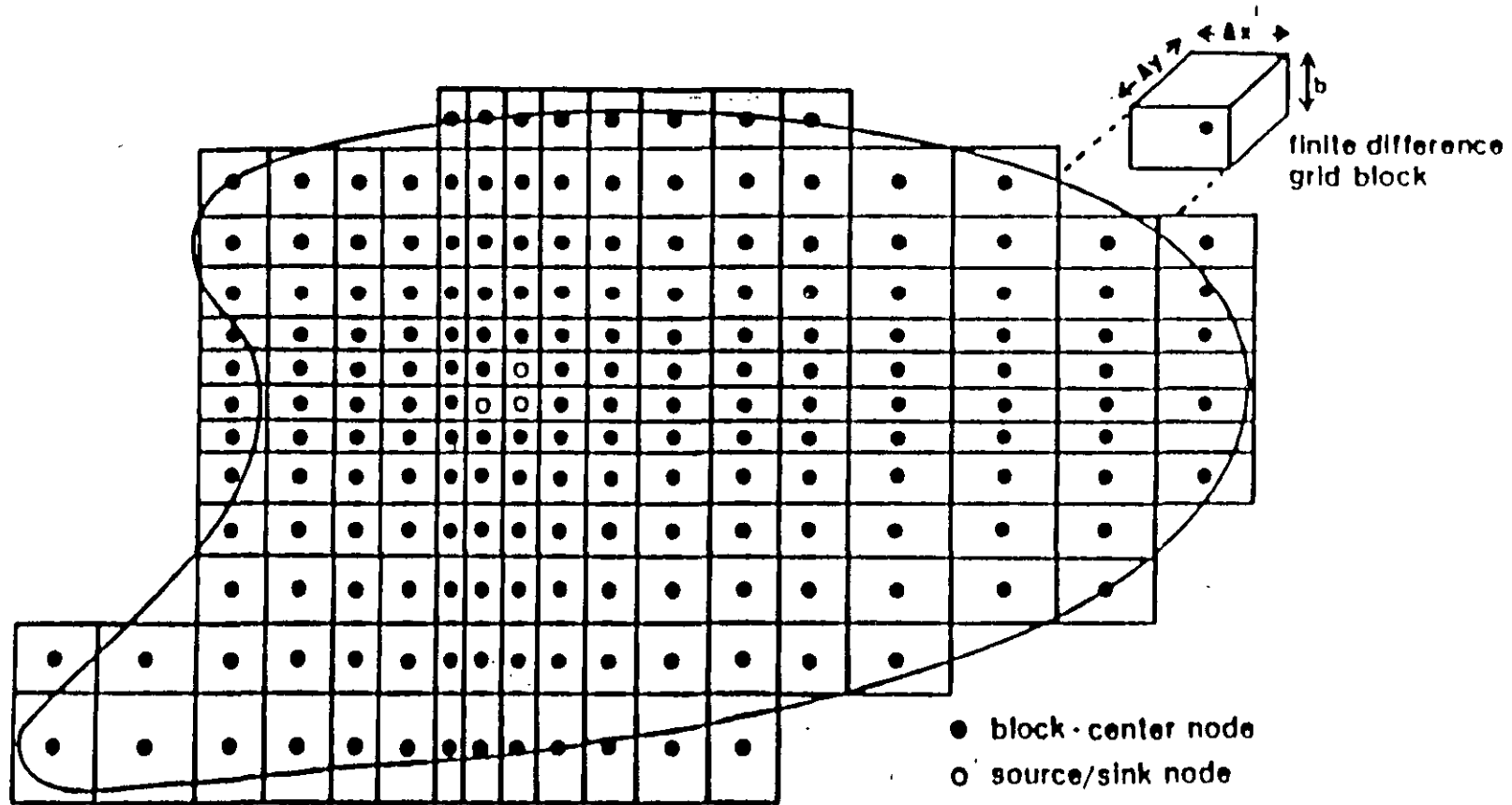
# **METODOS NUMERICOS**

- **OFRECEN VENTAJAS PARA**
  - **AMBIENTES GEOLOGICOS COMPLEJOS**
    - **HETEROGENEIDAD**
    - **ANISOTROPIA**
  - **CONTORNOS IRREGULARES**
  - **PROCESOS NO LINEALES**
  - **PROCESOS ACOPLADOS**

# AREA TO BE MODELED

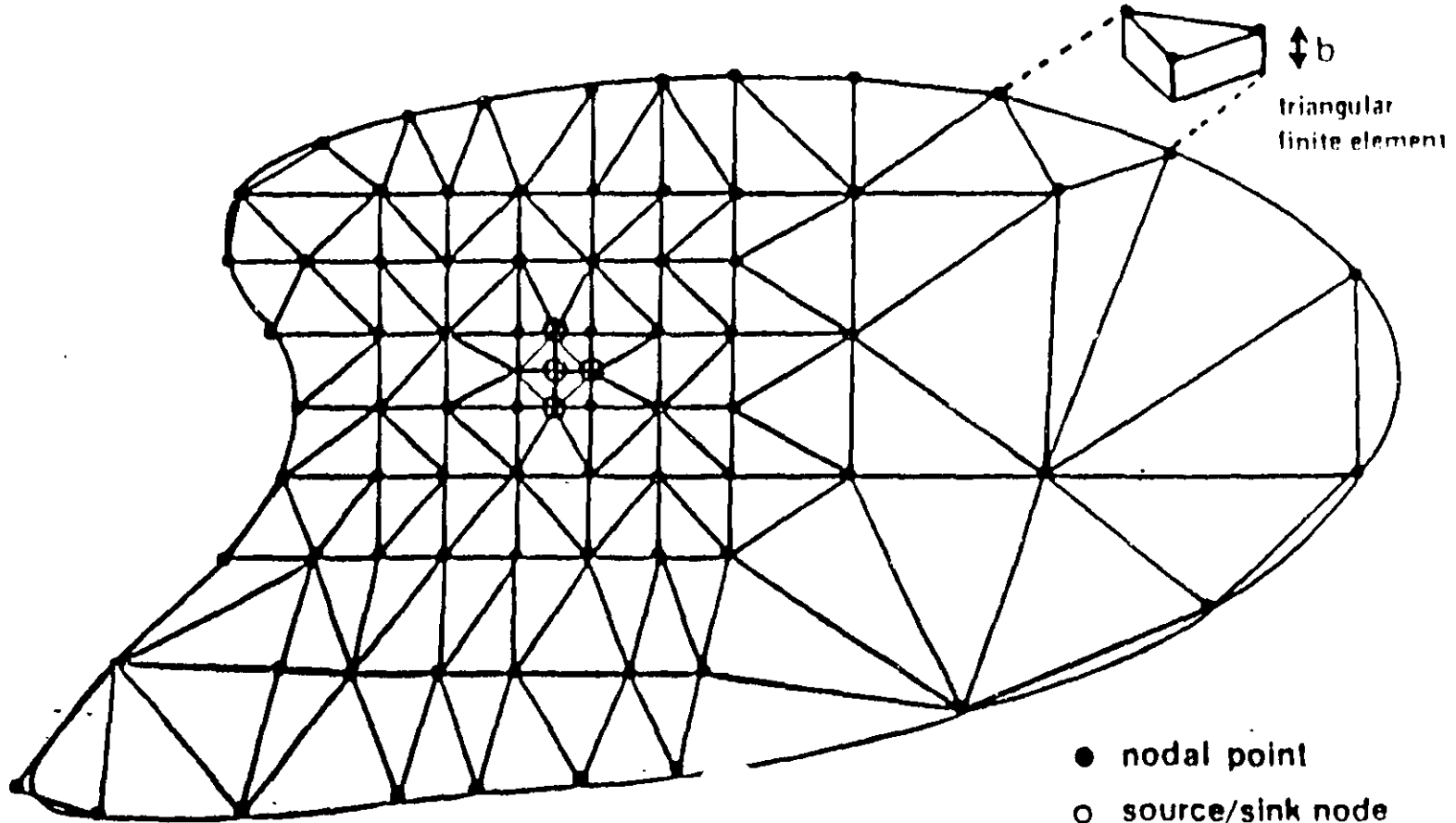


# FINITE DIFFERENCE GRID



E-13

# FINITE ELEMENT MESH



E-14

9

- nodal point
- source/sink node



# PROPOSITO DE LA MODELACION

- ENTENDIMIENTO DEL SISTEMA Y DE LOS PROCESOS.
  - INVESTIGACIONES DEL AREA
  - CONDICIONES PASADAS
  
- PREDICCIÓN
  - CONDICIONES FUTURAS
  - ANALISIS DE DISEÑOS CORRECTIVOS
  - ANALISIS PARA CRITERIOS DE REGLAMENTACION
  
- CONTROL
  - IMPLEMENTACION DE PROGRAMAS DE APROVECHAMIENTO O CORRECTIVOS
  - OPCIONES DE OPERACION
  - EXPLOTACION OPTIMA

# IDENTIFICACION DEL MODELO

- A LA DETERMINACION DEL MODELO TEORICO CORRECTO SE LE CONOCE COMO IDENTIFICACION DEL MODELO.
- DADA UNA CLASE DE MODELOS Y UN PROCESO, EL PROBLEMA DE IDENTIFICACION CONSISTE EN DETERMINAR EL MEJOR MODELO EN ALGUN SENTIDO MEDIANTE OBSERVACIONES DE ENTRADA-SALIDA DEL PROCESO.
- LA SELECCION DEL " MODELO MAS VERDADERO " ES UNA TAREA SUBJETIVA QUE DEBE REALIZAR EL MODELADOR.

## SELECCION DEL CODIGO

- UNA VEZ QUE LA TEORIA SE IDENTIFICA, SE PROCEDE A LA SELECCION DEL CODIGO.
- EL CODIGO DE COMPUTADORA (PROGRAMA) ES UN CONJUNTO DE INSTRUCCIONES DISEÑADAS PARA RESOLVER EL MODELO TEORICO. LA MAYORIA DE LOS INDICES DE EJECUCION SE HAN DESARROLLADO PARA LOS CODIGOS DE COMPUTADORA, A LO QUE SE LLAMA VALIDACION DEL MODELO.
- LA VALIDACION ES UN PROCESO DE PRUEBA APLICADO AL CODIGO DE COMPUTADORA, DONDE LOS OBJETIVOS SON :
  - (1) VERIFICAR LA EXACTITUD DEL ALGORITMO COMPUTACIONAL EMPLEADO PARA RESOLVER LAS ECUACIONES QUE DESCRIBEN EL FENOMENO.
  - (2) ASEGURAR QUE EL CODIGO DE COMPUTADORA SEA COMPLETAMENTE OPERACIONAL.

## **SELECCION DEL CODIGO (CONTINUA,**

- **SE DICE QUE UN CODIGO DE COMPUTADORA ESTA 'VALIDADO' SI SE HAN EFECTUADO LAS PRUEBAS SUFICIENTES PARA DEMOSTRAR QUE REPRESENTA CON EXACTITUD AL MODELO TEORICO.**
  
- **LAS PRUEBAS PUEDEN CONSISTIR EN :**
  - (1) COMPARACION CON SOLUCIONES ANALITICAS.**
  
  - (2) COMPARACION CON OTROS CODIGOS**

# **FLUJO DEL AGUA SUBTERRANEA**

## **MARCO FISICO**

- **PLANO HIDROGEOLOGICO MOSTRANDO LA EXTENSION, CONTORNOS, Y CONDICIONES DE CONTORNO DE TODOS LOS ACUIFEROS**
- **PLANO TOPOGRAFICO MOSTRANDO LOS CUERPOS DE AGUA SUPERFICIALES**
- **PLANOS DE CONFIGURACION DE LA SUPERFICIE FREATICA, DEL BASAMENTO, Y DEL ESPESOR SATURADO**
- **PLANO DE TRANSMISIVIDAD MOSTRANDO EL ACUIFERO Y SUS CONTORNOS**
- **PLANO DE CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA Y ALMACENAMIENTO ESPECIFICO DE LA CAPA CONFINANTE**
- **PLANO DE VARIACION DEL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO EN EL ACUIFERO**
- **CONEXION HIDRAULICA ENTRE EL ACUIFERO Y LOS CUERPOS DE AGUA SUPERFICIALES**

# **FLUJO DE AGUA SUBTERRANEA (CONT)**

## **ESFUERZOS SOBRE EL SISTEMA**

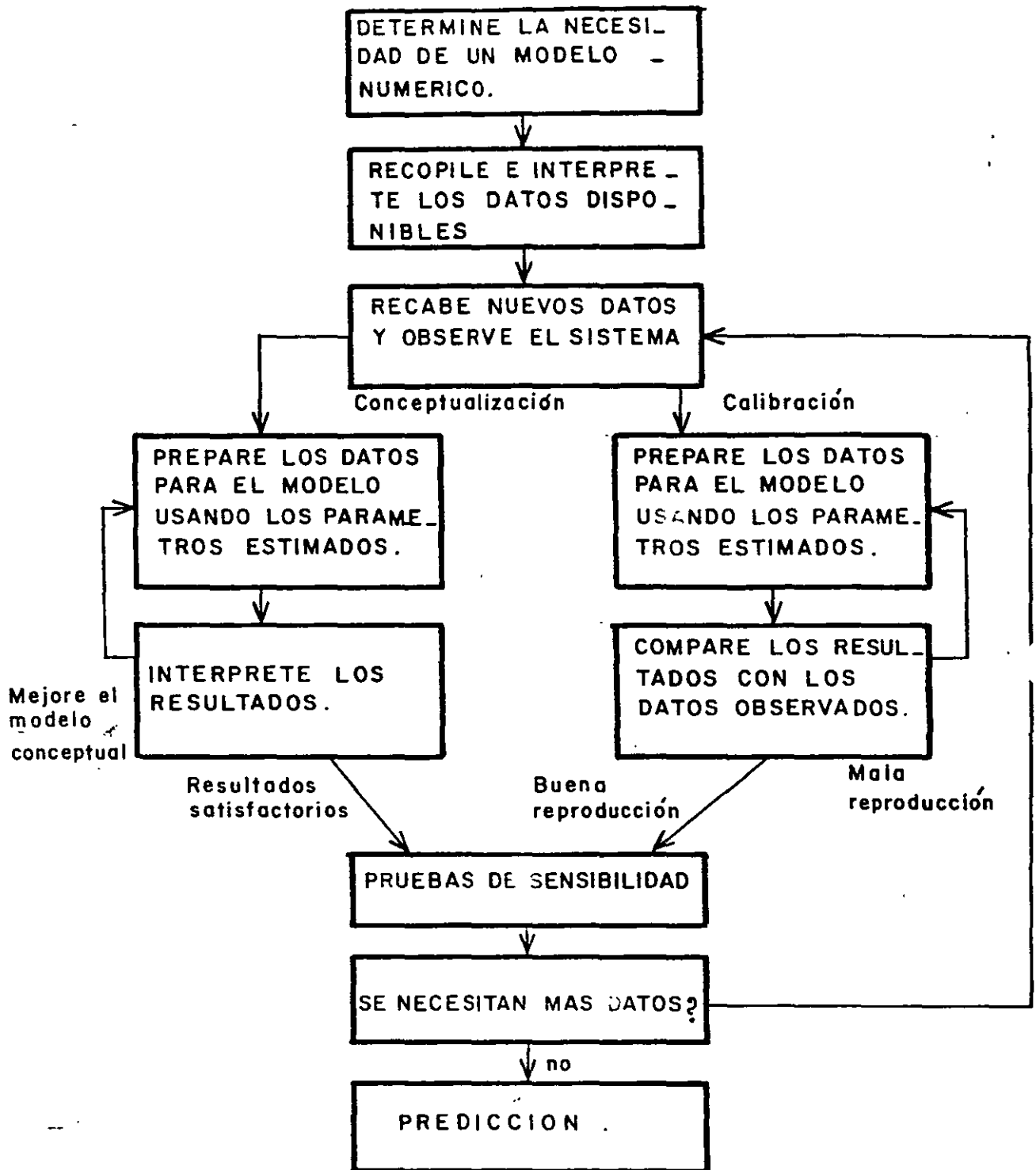
- **TIPO Y EXTENSION DE LAS AREAS DE RECARGA (AREAS IRRIGADAS, CUERPOS DE AGUA SUPERFICIALES, POZOS DE RECARGA , ETC.**
- **BOMBEO DE AGUA SUBTERRANEA (DISTRIBUIDO EN TIEMPO Y ESPACIO)**
- **GASTO EN CAUCES SUPERFICIALES (DISTRIBUIDO EN TIEMPO Y ESPACIO)**
- **PRECIPITACION**
- **EVAPOTRANSPIRACION**

## **OTROS FACTORES**

- **CONDICIONES ECONOMICAS**
- **ASPECTOS LEGALES**
- **USO DEL SUELO**

## **APLICACION DEL MODELO**

- **LA APLICACION DEL MODELO TIENE TRES ETAPAS PRINCIPALES :**
  - (1) CONCEPTUALIZACION DEL SISTEMA**
  - (2) CALIBRACION DEL MODELO**
  - (3) PREDICCION**
- **LA MAYORIA DE LAS APLICACIONES INCLUYEN A LAS TRES ETAPAS, AUNQUE CON DIFERENTES GRADOS DE ESFUERZO.**

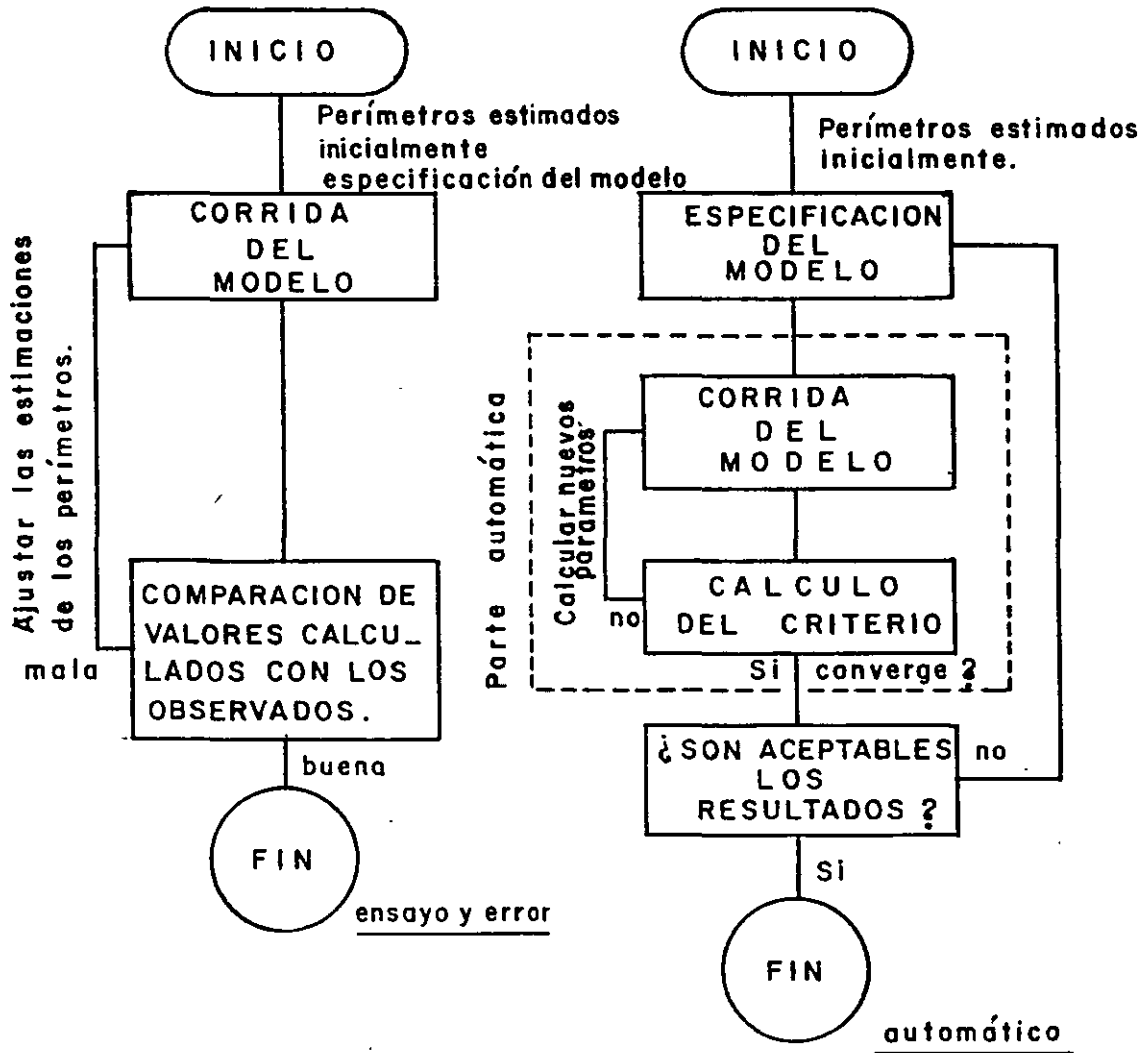




## **APLICACION DEL MODELO (CONT.)**

- **LA CONCEPTUALIZACION DEL SISTEMA INCLUYE LA ORGANIZACION DE LA INFORMACION SOBRE EL SISTEMA ACUIFERO DENTRO DE UN MARCO INTERNAMENTE CONSISTENTE. LA CONCEPTUALIZACION INCLUYE LOS FACTORES QUE CONTROLAN AL SISTEMA DE FLUJO TALES COMO GEOMETRIA Y ESTRATIGRAFIA, CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO, Y PARAMETROS IDROLOGICOS.**
- **LA CONCEPTUALIZACION DEL SISTEMA ES UNA TAREA SUBJETIVA Y NO SE DISPONE EN GENERAL DE INDICES CUANTITATIVOS DE CORRECCION.**

# APLICACION DEL MODELO (CONT.)



PROCEDIMIENTOS PARA CALIBRACION DEL MODELO MEDIANTE ENSAYO Y ERROR Y AJUSTE AUTOMÁTICO.

# USO ERRONEO DEL MODELO

- LA MAYORIA DE LOS ERRORES DE MODELACION OCURREN EN LA APLICACION DEL MODELO; ENTRE LOS EJEMPLOS MAS COMUNES DE MAL USO SE TIENEN :
  - (1) SOBREMDELACION — HACER EL MODELO MAS COMPLEJO QUE LO PERMITIDO POR LOS DATOS, O QUE LO REQUERIDO POR LOS OBJETIVOS;
  - (2) CONCEPTUALIZACION INCORRECTA — BASAR EL MODELO EN UNA CARAC \_ TERIZACION POBRE O INCOMPLETA DEL ACUIFERO ;
  - (3) SELECCION INCORRECTA DEL MODELO — SELECCIONAR UN MODELO SIN ENTENDER BIEN SUS LIMITACIONES;
  - (4) CONDICIONES DE CONTORNO Y/O PARAMETROS DEL MODELO INCORRECTOS
  - (5) PREDICCION INAPROPIADA — PRONOS \_ TICAR BAJO CONDICIONES MUY DIFERENTES A LAS EMPLEADAS EN LA CALIBRACION ;

Profesor: Adolfo Chávez

Los modelos de flujo del agua subterránea se basan en dos leyes: la ley de Darcy y la ley de conservación de masa.

La ley de Darcy establece que el agua fluye de los niveles de mayor energía a los niveles de menor energía. El estado de energía del sistema se representa por la variable carga hidráulica,  $h(x,y,z)$ . La carga hidráulica es función de la presión y de la energía potencial por unidad de peso del fluido. En los sistemas de flujo subterráneo la energía cinética se desprecia.

Para un fluido incompresible

$$h(x,y,z) = \frac{p}{\rho g} + z \quad (1)$$

en donde  $p$  es la presión manométrica del fluido,  $\rho$  es la densidad del fluido,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $z$  es la elevación sobre una referencia arbitraria.

La ley de Darcy es una ley empírica y establece que el flujo de masa de agua es proporcional a la fuerza impulsora. Con referencia al cilindro de la fig. 1 ,

$$\frac{Q}{A} = -K \frac{h_2 - h_1}{\Delta l} \quad (2)$$

en donde  $Q$  es el caudal, el cual tiene dimensiones de volumen por unidad de tiempo,  $A$  es el área transversal del cilindro, y  $K$  la constante de proporcionalidad se le conoce como conductividad hidráulica. El signo negativo indica que el flujo de agua se establece de la carga mayor a la carga menor.

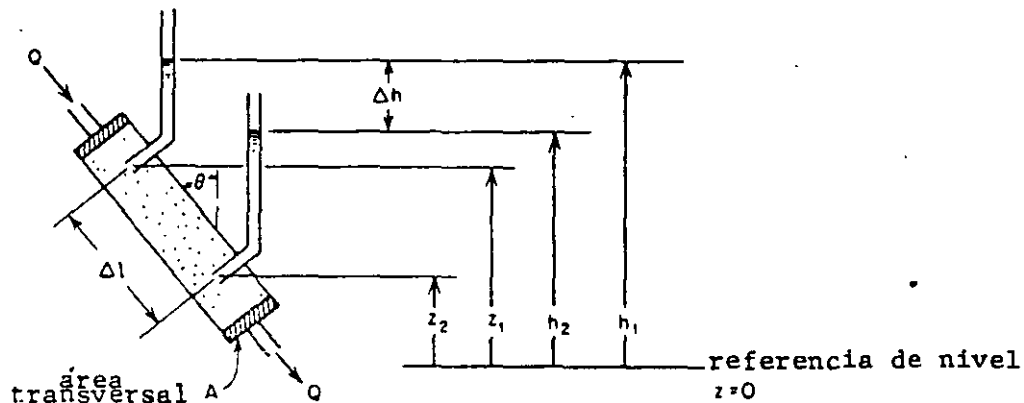


Figura 1. Dispositivo experimental para ilustrar la ley de Darcy.

Si  $K_x = K_y = K_z$  se dice que la conductividad hidráulica es isotrópica. Si  $K_x \neq K_y \neq K_z$  se dice que la conductividad hidráulica es anisótropa. En un acuífero con conductividad hidráulica anisótropa la descarga específica no es colineal (apuntando en la misma dirección) con el vector

$$\begin{pmatrix} -\partial h/\partial x \\ -\partial h/\partial y \\ -\partial h/\partial z \end{pmatrix} = -\nabla h \quad (7)$$

En el análisis anterior nos mantuvimos en un punto fijo, sin embargo la conductividad hidráulica puede variar de un punto a otro, esto es

$$K = K(x, y, z)$$

en tal caso se dice que la conductividad hidráulica es heterogénea.

La anisotropía es una propiedad rotacional y la heterogeneidad es una propiedad traslacional (ver fig. 2).

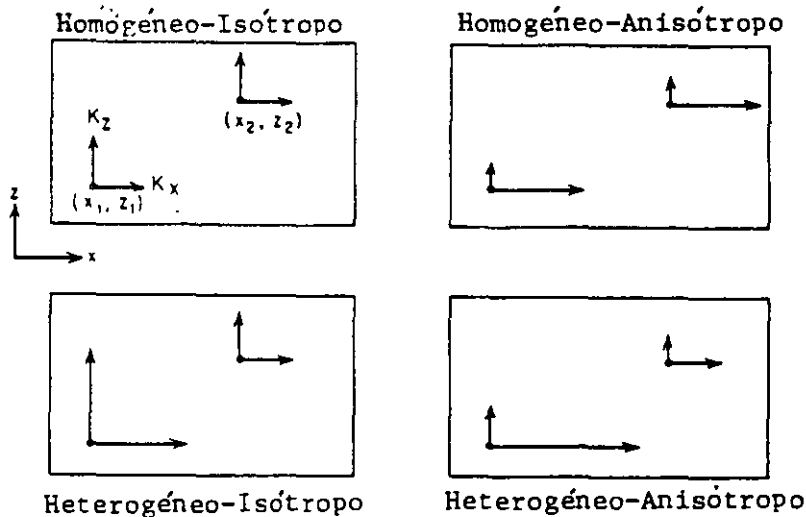


Figura 2. Cuatro combinaciones posibles de heterogeneidad y anisotropía.

Así, una conductividad hidráulica homogénea puede ser isotrópica o anisótropa. Lo mismo se puede decir para una conductividad hidráulica heterogénea.

temática de esta ley viene a ser la "ecuación de continuidad", que con referencia a la fig. 3 establece:

$$-\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = 0 \quad (10)$$

en donde,  $\rho$  = densidad del fluido  
 $v_x$  = descarga específica en la dirección x  
 $v_y$  = " " " " y  
 $v_z$  = " " " " z

Si el fluido es incompresible,  $\rho$  = constante y las  $\rho$  se pueden eliminar de la ecuación (10). Incluso, si el fluido es compresible y  $\rho(x,y,z)$  constante, se tiene que los términos de la forma  $\rho \frac{\partial v_x}{\partial x}$  son mucho mayores que los términos de la forma  $v_x \frac{\partial \rho}{\partial x}$ . Ambos tipos de términos resultan de la aplicación de la regla de la cadena al expandir la ecuación (10). En cualquier caso, la ecuación (10) se simplifica a:

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (11)$$

Sustituyendo en esta expresión las descargas  $v_x, v_y, v_z$  de acuerdo con la ley de Darcy, se obtiene la ecuación de flujo en estado estacionario a través de un medio poroso anisótropo y saturado:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (12)$$

En un medio isótropo,  $K_x = K_y = K_z = K$ , y si el medio es también homogéneo, entonces  $K(x,y,z)$  = constante. La ecuación (12) se reduce entonces a la ecuación de flujo en estado estacionario a través de un medio isótropo y homogéneo:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (13)$$

El almacenamiento específico  $S_s$ , se puede escribir como

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \quad (17)$$

en donde  $\alpha$  es la compresibilidad del medio poroso,  $n$  es la porosidad del medio y  $\beta$  es la compresibilidad del agua. Se puede observar que el almacenamiento específico consta de dos partes:

$\rho g \alpha$  = agua liberada del almacenamiento, debido a la compresión del esqueleto intergranular, por unidad de volumen y por unidad de caída en carga hidráulica.

$\rho g n\beta$  = agua liberada del almacenamiento, debido a la expansión del agua, por unidad de volumen y por unidad de caída en carga hidráulica.

Dada la expresión anterior para  $S_s$ , la ecuación (16) se puede escribir como

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\rho g (\alpha + n\beta)}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (18)$$

A la cual se le conoce como "ecuación de difusión". Conviene señalar aquí que en el caso de un acuífero libre el almacenamiento específico es despreciable.

y considerando que  $h$  no depende de  $z$ , tenemos

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \int_0^b K_x dz \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \int_0^b K_y dz \frac{\partial h}{\partial y} \right) = \left( \int_0^b S_r dz \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (22)$$

$$T_x = \int_0^b K_x dz \quad ; \quad T_y = \int_0^b K_y dz \quad ; \quad S_c = \int_0^b S_r dz$$

en donde las  $T$ 's son la "transmisividad" y  $S_c$  el "coeficiente de almacenamiento". Con esto, la ecuación de flujo bidimensional se convierte en

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S_c \frac{\partial h}{\partial t} \quad (23)$$

Conviene señalar aquí que la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento son conceptos bidimensionales. No hay tal cosa como  $T_z$ !

La transmisividad es la rapidez a la cual el agua se transmite a través de un ancho unitario de acuífero ante un gradiente hidráulico unitario.

El coeficiente de almacenamiento es el volumen de agua que un acuífero libera de o añade a su almacenamiento por unidad de área horizontal y por unidad de cambio de carga hidráulica.

#### FLUJO EN UN ACUIFERO LIBRE

En un acuífero libre la carga hidráulica en la superficie freática es igual a la distancia vertical entre esta superficie y un nivel de referencia, que usualmente se toma como la base del acuífero. Por tanto, para la superficie freática

$$h(x,y,z) = z \quad (24)$$

Ahora, consideremos las hipótesis de Dupuit:

- 1) Para pequeñas inclinaciones de la superficie freática las líneas de flujo son horizontales.
- 2) El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la superficie freática y es invariante con la profundidad.



Asimismo,

$$\int_0^z \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) dz = \frac{\partial}{\partial y} \left( \int_0^z K_y dz \frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

$$= \frac{\partial}{\partial y} \left( \bar{K}_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad (30)$$

Ahora, evaluaremos el término

$$\int_0^z \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) dz$$

Para hacer esto necesitamos considerar la condición de contorno de la superficie freática cuando el gradiente hidráulico horizontal es pequeño:

$$-K_z \frac{\partial h}{\partial z} = \phi \frac{\partial h}{\partial t} \quad (31)$$

en donde  $\phi$  es la porosidad efectiva del medio. Esta condición de contorno nos dice que el flujo vertical se establece con el drenado de los poros del medio.

Con esto,

$$\int_0^z \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) dz = K_z \frac{\partial h}{\partial z} \Big|_{z=z} - K_z \frac{\partial h}{\partial z} \Big|_{z=0} = -\phi \frac{\partial h}{\partial t} - 0 = -\phi \frac{\partial h}{\partial t} \quad (32)$$

considerando que no hay una componente de flujo vertical en la base del acuífero. Y con esto obtenemos,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \bar{K}_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \bar{K}_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) - \phi \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (33)$$

Para el caso de flujo en régimen estacionario

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q = 0 \quad (37)$$

a la cual se le conoce como "ecuación de Poisson".

Las ecuaciones de flujo (36) y (37) son válidas para acuíferos confinados, libres y semiconfinados. En un acuífero confinado,  $T$  puede variar de punto a punto en el plano horizontal  $x$ - $y$ , pero no depende de la carga hidráulica,  $h$  (la cual es a su vez función de  $x, y, t$ ). Lo mismo es cierto para el factor  $S$ , que en el caso de un acuífero confinado es el coeficiente de almacenamiento,  $S_c$ , que representa el volumen de agua almacenada por unidad de área de acuífero cuando la carga hidráulica aumenta en una unidad. En un acuífero confinado la capacidad de almacenamiento depende de la porosidad y de la compresibilidad del material acuífero, las cuales son independientes de la carga hidráulica. Dado que  $T$  y  $S$  son independientes de la carga hidráulica, decimos que las ecuaciones (36) y (37) son lineales en  $h$ .

Cuando el acuífero es libre,  $T$  se vuelve una función del espesor saturado, que a su vez depende de la elevación de la superficie freática. Dado que esta elevación está relacionada con  $h$ , las ecuaciones (36) y (37) son no-lineales. El factor  $S$ , aunque independiente del espesor saturado, es mucho mayor en este caso que en el caso confinado: es igual a la porosidad drenable del acuífero,  $S_y$ , generalmente conocida como rendimiento específico.

Un acuífero semiconfinado está confinado en algunas partes y libre en otras. En este caso, tanto  $T$  como  $S$  son funciones de  $h$ , y las ecuaciones (36) y (37) son también no-lineales.

force. If  $q_x$  and  $q_y$  are the x and y components of the mean (vertically-averaged) horizontal flux at a point (x,y) in the aquifer, then

$$q_x = -T \frac{\partial h}{\partial x}; \quad q_y = -T \frac{\partial h}{\partial y} \quad (2)$$

Here  $-\partial h/\partial x$  and  $-\partial h/\partial y$  are the x and y components of the mean (vertically-averaged) horizontal force driving the water. The driving force is numerically equal to the hydraulic gradient vector,  $(\partial h/\partial x, \partial h/\partial y)$ , but acts in the opposite direction (i.e., flow always takes place in the direction of diminishing hydraulic head). Darcy's law is analogous to Ohm's law of electricity, Fourier's law of heat conduction, and Fick's law of molecular diffusion.

When the mass balance principle is applied to an infinitesimal volume of the aquifer, the resulting expression together with Darcy's law give rise to Equation (1). The first two terms in this equation represent lateral flow. The source term, q, accounts for vertical leakage, recharge, and pumping through wells. The right-hand side of the equation represents rate of mass accumulation.

The groundwater flow equation, (1), is valid for confined, unconfined, and semiconfined aquifers. In a confined aquifer (Fig. 1a), T may vary from point to point in the horizontal (x,y) plane, but it does not depend on the hydraulic head, h (which itself is a function of x, y, and t). The same is true about the storativity, S, which represents the volume of water stored per unit area of aquifer when head increases by one unit. In a confined aquifer, storativity depends on the porosity and compressibility of the

again nonlinear.

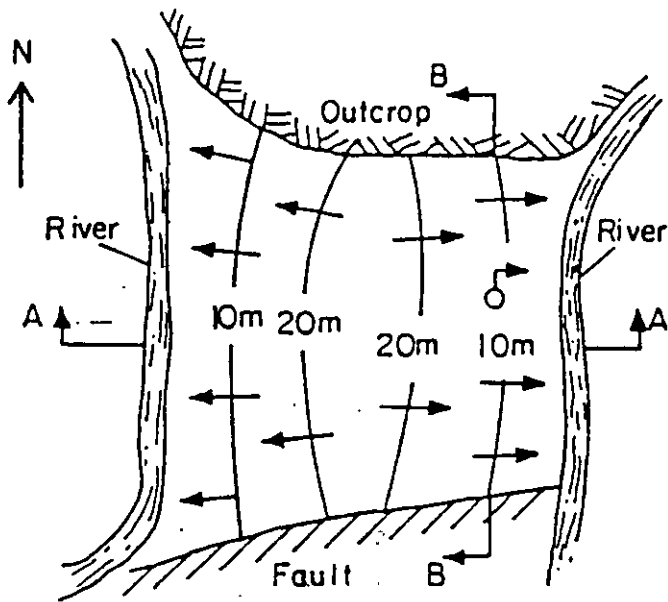
Since Eq. (1) includes a time derivative, it is able to account for temporal variations in  $h$ . In other words, Eq. (1) represents a transient or nonsteady state groundwater flow regime. In order to use this equation for the computation of hydraulic heads in the aquifer at some future time, one must specify  $h(x,y)$  at some previous time at each point in the aquifer. Such specified values of  $h$  at a reference time are called initial conditions.

In some cases, the aquifer may reach a steady state at which  $h$  no longer varies with time. To compute the hydraulic head distribution in the aquifer at steady state, one can follow one of two approaches:

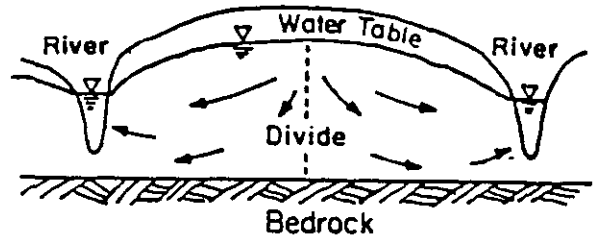
1. Solve Eq. (1) subject to prescribed initial conditions for  $h$  as a function of  $t$ , until  $h$  reaches a constant value at each point in the aquifer.
2. Set  $\partial h/\partial t$  equal to zero on the right-hand side of Eq. (1). Then  $h$  is no longer a function of time, and Eq. (1) can be solved directly for the steady state values of  $h$ .

Method 2, known as the steady state approach, is generally faster than Method 1 and has the advantage that there is no need to specify initial condition. Surprisingly, only a few of the more popular aquifer flow models include Method 2 as an option.

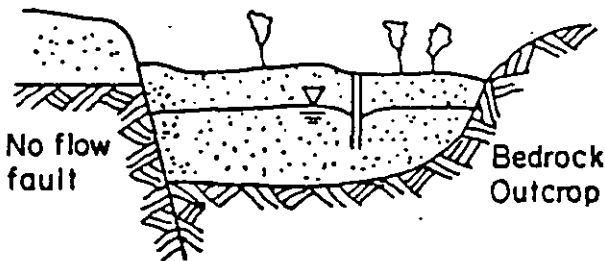
Whereas initial conditions are required only for the transient case, both the transient and steady state approaches require that conditions along the lateral boundaries of the aquifer be specified. One and only one of the following types of information must be prescribed along each boundary



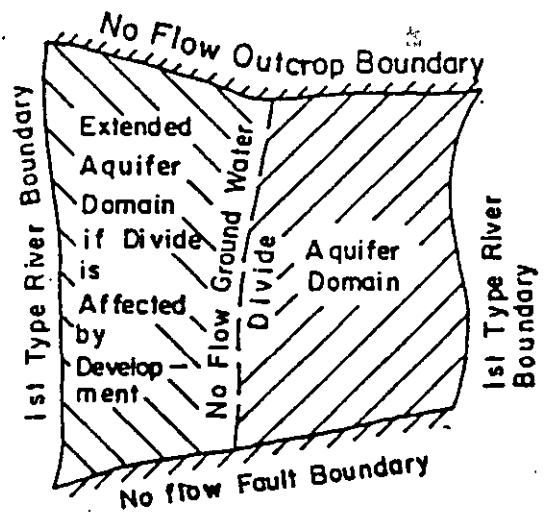
a. Plan views with Water Table Equipotential Contours



b. Cross-sectional view A-A

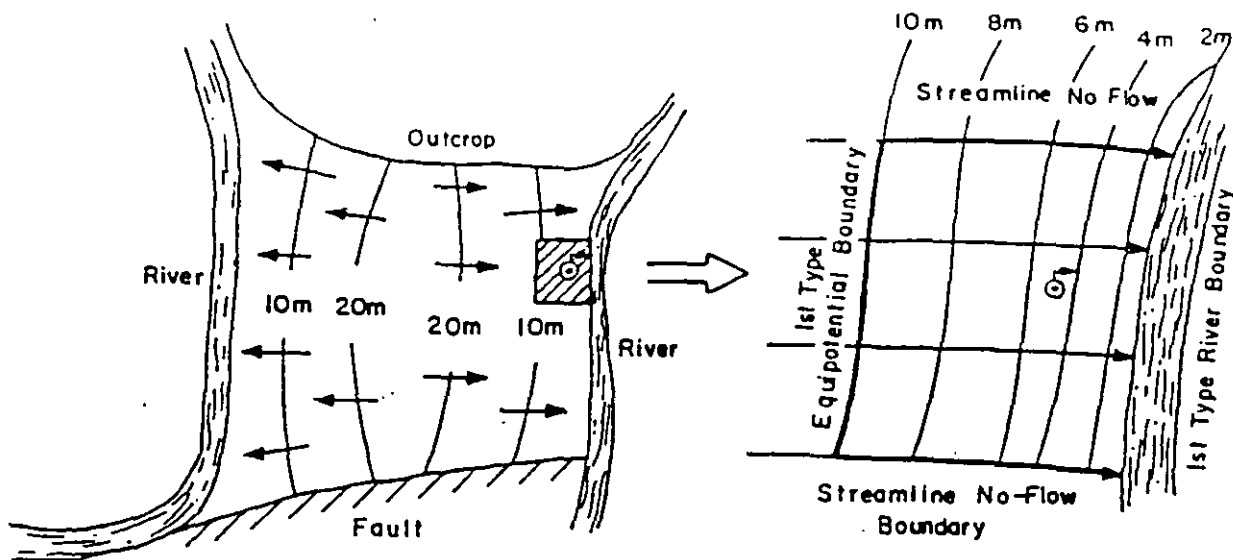


c. Cross-sectional view B-B

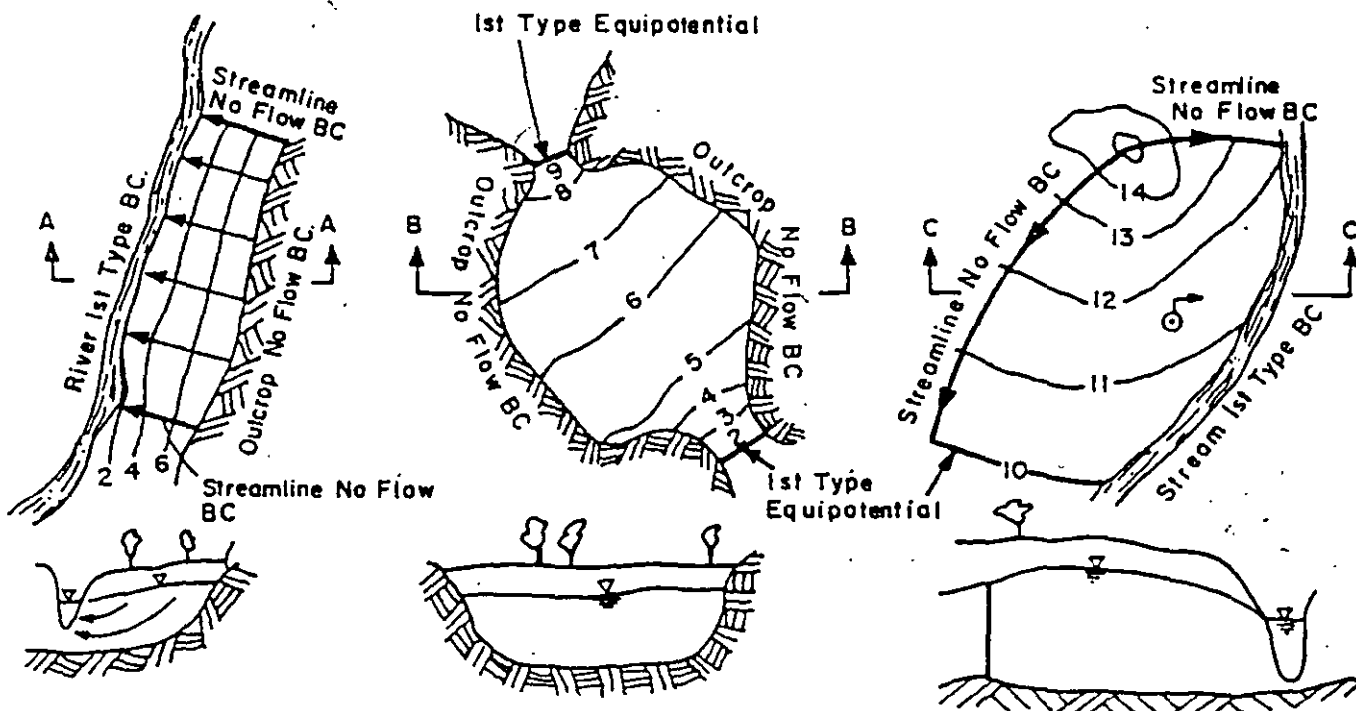


d. Aquifer Domain and Boundaries

Fig. 2. Boundaries for a model of a regional groundwater system with proposed pumping center (modified after Townley and Wilson, 1980).



a. Local Model of Well in a Portion of a Regional Groundwater System, using Artificial Boundaries —



b. Other Situations Involving the Partial Use of Artificial Boundaries —, Plan and Cross-Sectional Views

Figure 4. Use of 1st- and 2nd-type boundary conditions to represent artificial boundaries of an aquifer domain (after Townley and Wilson, 1980).

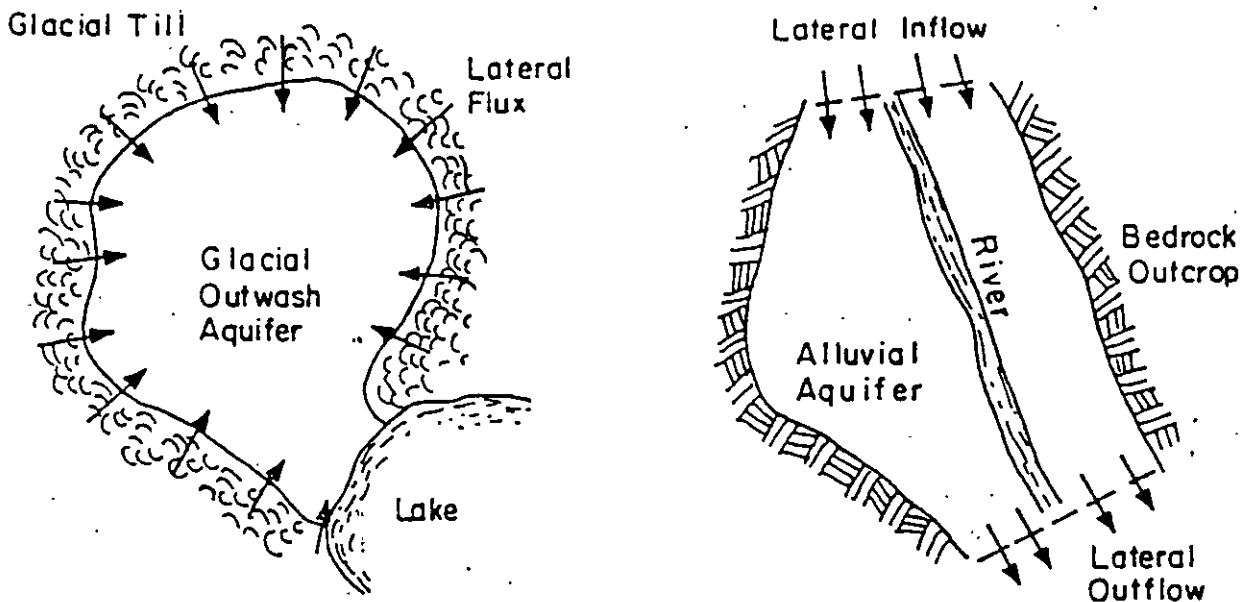


Figure 6. Examples of non-zero specified flow boundaries (after Townley and Wilson, 1980).

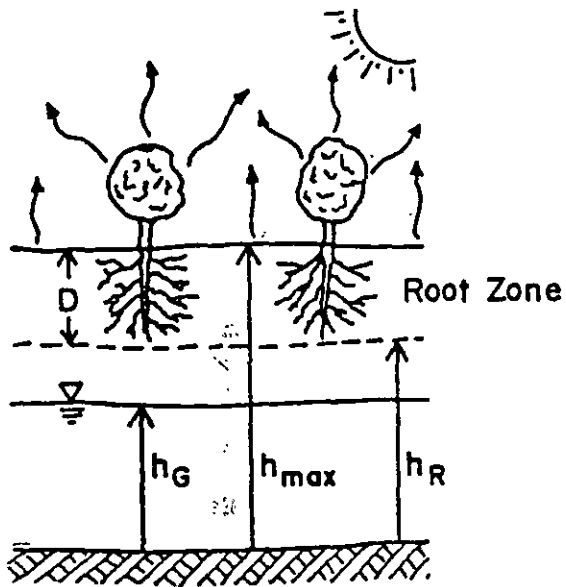
alternative is to treat such streams as interior sinks or sources and represent them by the term  $q$  in Eq. (1). Most regional aquifer models use the approach outlined in Fig. 7. When the groundwater table elevation,  $h_g$ , is below the bottom of the sediments lining the streambed,  $h_b$ , the stream recharges the aquifer at a constant rate,  $q$ , per unit horizontal streambed area. This rate is proportional to the difference between the water level in the stream,  $h_s$ , and  $h_b$ , as well as to the leakance,  $L$ . The leakance, in turn, is proportional to the hydraulic conductivity of the streambed

sediments, and inversely proportional to the thickness of these sediments. When the water table,  $h_G$ , rises above the streambed bottom,  $h_B$ , the rate of recharge diminishes linearly with  $h_G$  at a rate  $L$ . When  $h_G = h_B$ , the water table and the stream are at equal elevations, and there is no flow from one to the other. When  $h_G$  exceeds  $h_B$ , flow takes place from the aquifer into the stream, and  $q$  becomes negative.

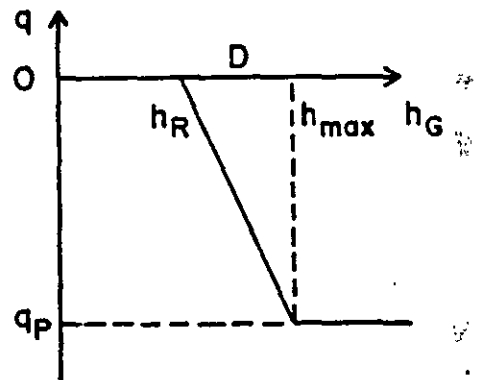
In addition to representing stream recharge or discharge, the term  $q$  in Eq. (1) may also represent other sources. For example, suppose one is modelling an unconfined aquifer and wishes to consider leakage to or from an underlying confined aquifer (Fig. 8). Then the common approach is to assume that the piezometric surface or head,  $h_C$ , in the confined aquifer stays constant. When the water table elevation,  $h_G$ , exceeds  $h_C$ , vertical leakage takes place from the unconfined aquifer through the confining layer into the underlying confined aquifer. Since the modelled (unconfined) aquifer is losing water, the specific leakage,  $q$ , is negative. The magnitude of  $q$  is proportional to  $h_G - h_C$  and the leakance,  $L$ . The leakance, in turn, is proportional to the vertical hydraulic conductivity of the confining layer, and inversely proportional to the thickness of this layer. As the water table drops,  $h_G$  may fall below  $h_C$ , in which case the direction of leakage will reverse itself. The unconfined aquifer will be recharged by leakage from below at an increasing rate until the water table drops to the bottom of the aquifer,  $h_T$ , which is its lowest point.

A similar method is often used to model evapotranspiration (Fig. 9). As long as the water table,  $h_G$ , lies below the bottom of the root zone,  $h_R$ , there is no loss of water due to evapotranspiration. When the soil is





a) Water Table and Root Zone



b) Evapotranspiration per Unit Area,  $q_p$  is Potential Evapotranspiration

Figure 9. Treatment of evapotranspiration as an interior source depending on water table elevation.

fully saturated (the water table is at the soil surface), the rate of groundwater loss is equal to the potential evapotranspiration (maximum rate determined by atmospheric demand when the soil water supply is unlimited),  $q_p$ . Since we are talking about groundwater loss,  $q_p$  is negative. Between

happen in some heterogeneous or fractured formations. In the latter case, transmissivity becomes a tensor and is designated by  $\underline{T}$  (instead of  $T$ ). This tensor is essentially a matrix, or table, of four values:

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} T_{xx} & T_{xy} \\ T_{yx} & T_{yy} \end{bmatrix} \quad (3)$$

It can be shown that  $T_{yx} = T_{xy}$  (i.e., the tensor is symmetric) so that  $\underline{T}$  involves three independent quantities,  $T_{xx}$ ,  $T_{xy} = T_{yx}$ , and  $T_{yy}$ .

Furthermore, the maximum transmissivity,  $T_{max}$ , is always orthogonal (perpendicular) to the minimum value,  $T_{min}$ .  $T_{max}$  and  $T_{min}$  are called principal transmissivities. If  $T_{min} = T_{max} = T$ , the aquifer is called isotropic; if  $T_{min} \neq T_{max}$ , the aquifer is anisotropic.

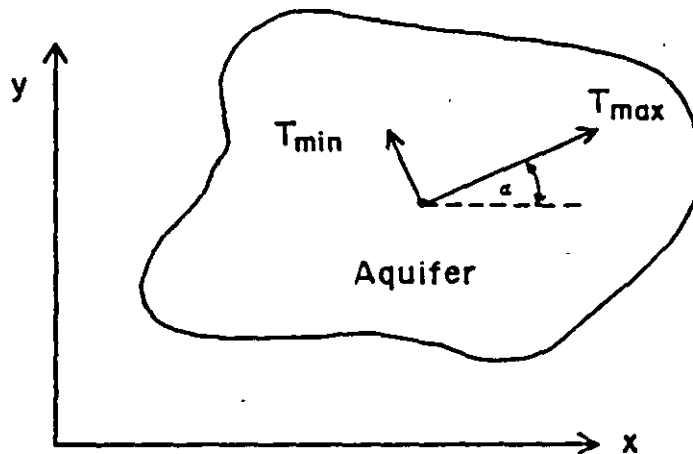


Figure 11. Principal transmissivities at a point in an anisotropic aquifer.

Assume that at some point in an anisotropic aquifer,  $T_{max}$  makes an angle  $\alpha$  with the x axis (Fig. 11). Then Darcy's law must be written as

point in the aquifer, this is precisely what should be done. Then, Eq. (1) takes the relatively simple form

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + q = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

Unfortunately, there are situations where the orientations of  $T_{max}$  and  $T_{min}$  vary from point to point in the aquifer. Since the coordinate axes must have fixed directions (unless one chooses to work with curvilinear coordinates), the equation governing groundwater flow must be written in its more complex form

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial x} (T_{xy} \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yx} \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}) + q = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (9)$$

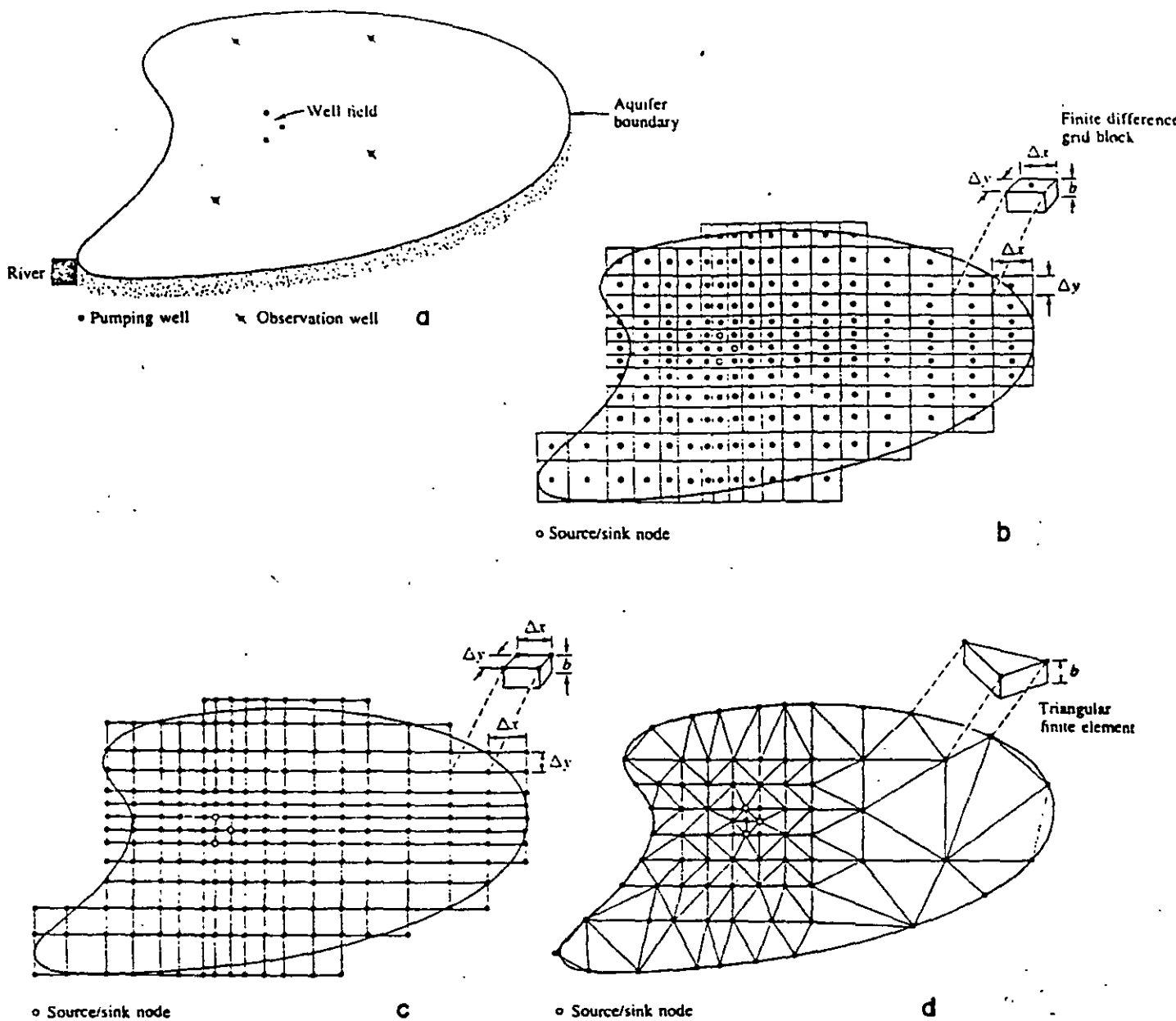


Figure 12. Finite difference and finite element representations of an aquifer region. (a) Map view of aquifer showing well field, observation wells, and boundaries. (b) Finite difference grid with block-centered nodes, where  $\Delta x$  is the spacing in the x direction,  $\Delta y$  is the spacing in the y direction and  $b$  is the aquifer thickness. (c) Finite difference grid with mesh-centered nodes. (d) Finite element mesh with triangular elements where  $b$  is the aquifer thickness. (After Wang and Anderson, 1982.)

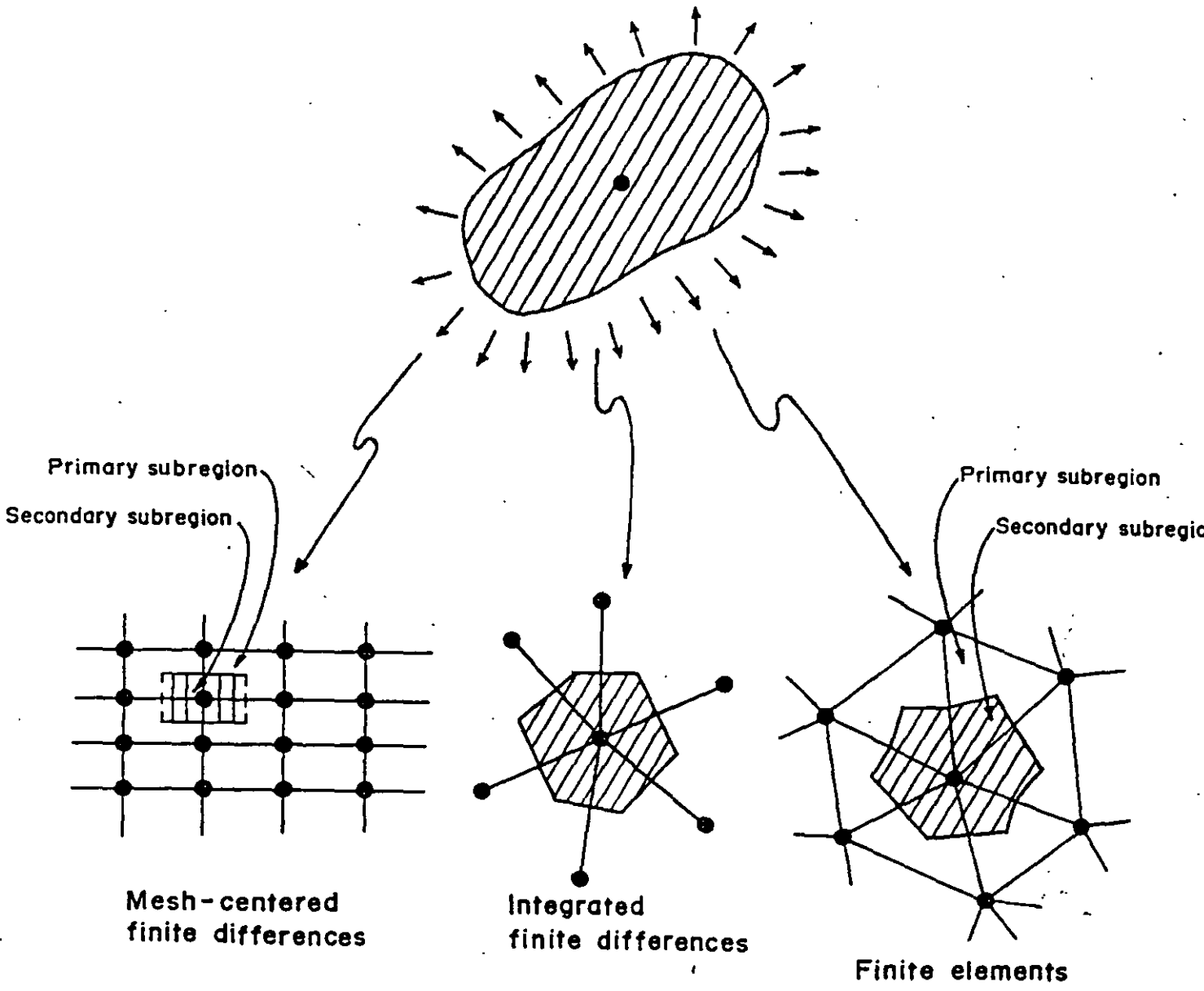


Figure 13. Primary and secondary subregions for three numerical schemes. (Modified after Narasimhan, 1977.)

anisotropy is unimportant, the method of integrated finite differences (Fig. 13) can achieve a high degree of mesh flexibility while being much simpler and easier to program than finite elements.

16. Economic information on water supply.
17. Legal and administrative rules.
18. Planned changes in water and land use.
19. Alternative future water management schemes.

The various stages of aquifer model development are shown in Fig. 16. These include compilation and interpretation of available data, preparation of data for model, model calibration or history matching, and prediction of future aquifer behavior. The model can be used not only for prediction, but also to improve one's conceptual understanding of the aquifer as it exists today.

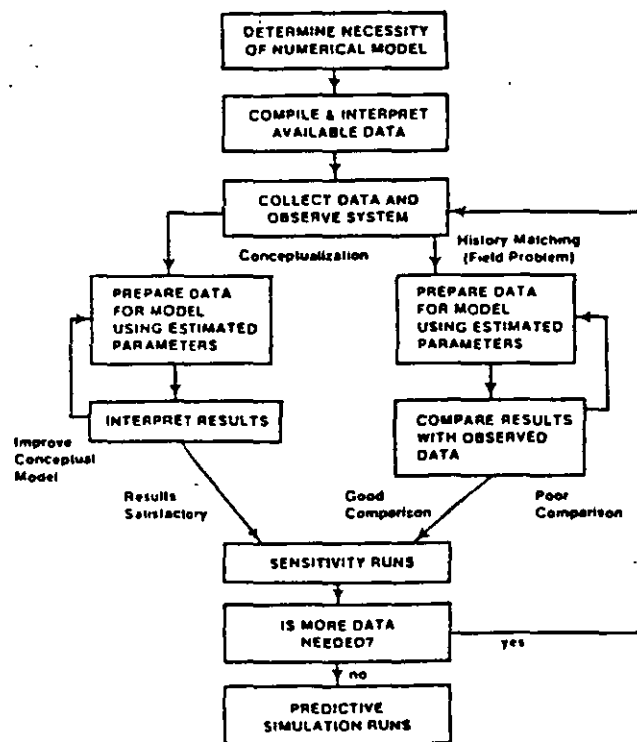


Figure 16. Stages of model development (after Mercer and Faust, 1981).

When this is divided by the area of the rectangle,  $\Delta x \Delta y$ , we obtain

$$T_y \left[ h_N - 2h_C + h_S \right] \frac{1}{\Delta y^2} + T_x \left[ h_E - 2h_C + h_W \right] \frac{1}{\Delta x^2} = S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t}$$

Here  $k$  represents time level, and  $\Delta t$  is a finite time interval defined as


$$\Delta t = t^{k+1} - t^k$$

If the left hand side is evaluated at time level  $k$ , we obtain the Forward Difference Explicit Scheme:

$$\frac{T_y}{\Delta y^2} \left[ h_N^k - 2h_C^k + h_S^k \right] + \frac{T_x}{\Delta x^2} \left[ h_E^k - 2h_C^k + h_W^k \right] = S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t}$$

which can be solved for  $h_C^{k+1}$  as follows,

$$h_C^{k+1} = h_C^k + \frac{T_y \Delta t}{S \Delta y^2} \left[ h_N^k - 2h_C^k + h_S^k \right] + \frac{T_x \Delta t}{S \Delta x^2} \left[ h_E^k - 2h_C^k + h_W^k \right]$$

  
 Change in  $h_C$  during  $\Delta t$

As will be shown later, this scheme is stable only if the following Stability Condition is satisfied:

$$\frac{T_y \Delta t}{S \Delta y^2} + \frac{T_x \Delta t}{S \Delta x^2} < \frac{1}{2}$$



which is an equation in five unknowns. This equation cannot be solved independently of similar equations for all the other interior nodes of the grid. Special equations will later be introduced for boundary nodes.

Another possibility is the Crank-Nicolson Time-Centered Scheme:

$$\frac{1}{2} \frac{T_y}{\Delta y^2} \left[ h_N^{k+1} - 2h_C^{k+1} + h_S^{k+1} \right] + \frac{1}{2} \frac{T_x}{\Delta x^2} \left[ h_E^{k+1} - 2h_C^{k+1} + h_W^{k+1} \right] \\ + \frac{1}{2} \frac{T_y}{\Delta y^2} \left[ h_N^k - 2h_C^k + h_S^k \right] + \frac{1}{2} \frac{T_x}{\Delta x^2} \left[ h_E^k - 2h_C^k + h_W^k \right] = S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t}$$

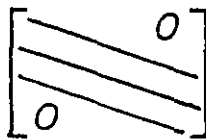
A close relative of the latter is the ADI or Alternating Direction Implicit Scheme. Here we write two sets of equations, one set for rows,

$$\frac{T_y}{\Delta y^2} \left[ h_N^k - 2h_C^k + h_S^k \right] + \frac{T_x}{\Delta x^2} \left[ h_E^{k+1} - 2h_C^{k+1} + h_W^{k+1} \right] = S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t}$$

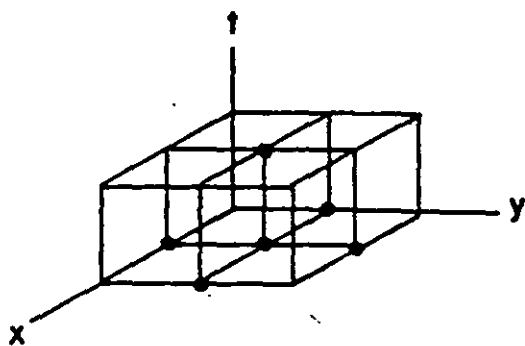
and the other set for columns,

$$\frac{T_y}{\Delta y^2} \left[ h_N^{k+1} - 2h_C^{k+1} + h_S^{k+1} \right] + \frac{T_x}{\Delta x^2} \left[ h_E^k - 2h_C^k + h_W^k \right] = S \frac{h_C^{k+1} - h_C^k}{\Delta t}$$

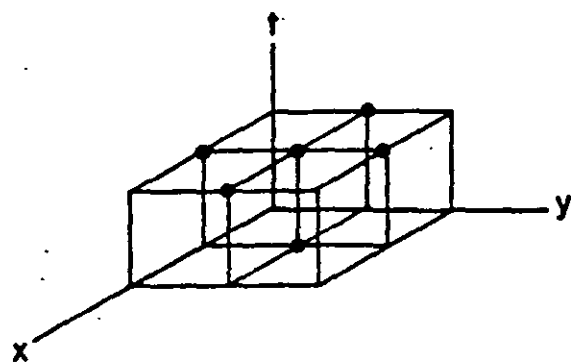
Alternating between row and column equations will insure stability. This gives rise to tridiagonal matrices:



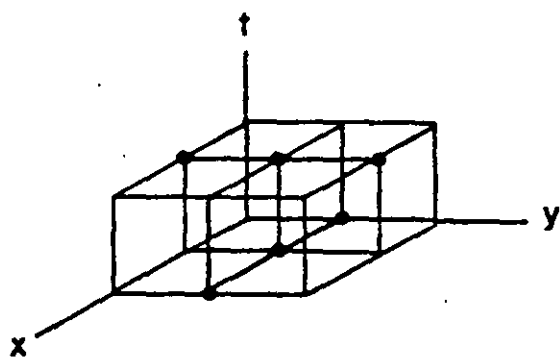
The different schemes are illustrated in Fig. 18.



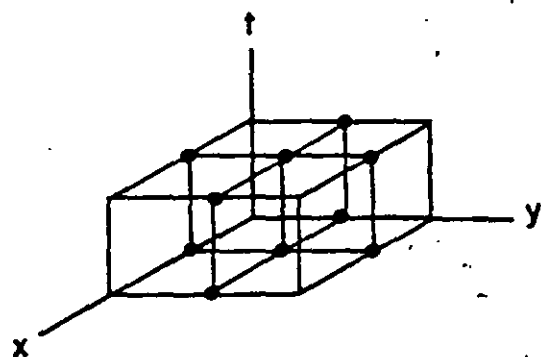
Forward Difference Explicit



Backward Difference Implicit



Alternating Direction Implicit



Crank-Nicolson Implicit

Figure 18. Various time-integration schemes.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO ESTIMATION OF MOUNTAIN FRONT RECHARGE TO REGIONAL AQUIFERS**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# Estimation of mountain-front recharge to regional aquifers

## 1. Development of an analytical hydroclimatic model

Adolfo Chavez

Facultad de Ingenieria, Universidad Autonoma de Chihuahua, Chihuahua, Mexico

Stanley N. Davis and Soroosh Sorooshian

Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona, Tucson

**Abstract.** This paper addresses the hydroclimatic modeling of mountain front recharge to regional aquifers. An analytical relationship between the mean seasonal precipitation and runoff is obtained based on a conceptualization of the hydrologic processes occurring in hard rock mountainous terrain and a derived-distribution approach where the input variables are considered to be stochastic and their probability distributions are transformed into the probability distribution of the output variable by using the deterministic physical process. In a first-order approximation a relationship between the seasonal values of precipitation and runoff is obtained. An analytical model of the seasonal streamflow is then developed where initial abstraction and the long-term effective subsurface outflow, or mountain front recharge, are viewed as unknown model parameters. In addition, a procedure that combines the water balance equation with a relationship provided by the so-called "vegetal equilibrium hypothesis," and which enables the estimation of effective soil-related parameters jointly with the mean seasonal evapotranspiration and surface runoff, is introduced. This procedure is applied to a mountainous watershed in southern Arizona.

### Introduction

The two main mechanisms of natural recharge to regional aquifers in arid and semiarid areas are channel recharge and mountain front recharge. While mountain front recharge is a vital component of the groundwater system in many of these areas [Feth, 1964], it constitutes only a minor fraction of the total amount of water delivered to the area by precipitation and therefore cannot be estimated reliably by "gross" water balance calculations.

Estimates of mountain front recharge to regional aquifers are required for management purposes, particularly in order to determine the safe yield from wells in groundwater basins where overall recharge is small and development may readily lead to overdraft conditions. Such basins are common in arid and semiarid regions. Estimates of mountain front recharge also provide prescribed flux values for digital models of regional groundwater flow.

However, data on groundwater in the mountain and the mountain front region are ordinarily limited to a few widely spaced wells, springs, and base flow streams. This scarcity of data, along with uncertainties inherent in the data and calculations, may lead to errors of up to an order of magnitude in the estimation of mountain front recharge [Belan and Matlock, 1973].

With regard to the inverse problem in groundwater hydrology, also known as the groundwater parameter estimation problem, Carrera and Neuman [1986b] found that prescribed head conditions at the aquifer boundary resulted in smaller sensitivities than prescribed nonzero flux; hence this

suggests that one should impose the latter condition whenever possible. Carrera and Neuman [1986a] posed the inverse problem in the framework of maximum likelihood estimation with prior information about the parameters. In their formulation the prior head errors and the prior parameter estimation errors were assumed to lack cross correlation, and for this reason, they cautioned that head values used for inverse modeling must not be used to derive prior parameter estimates. This rules out the use of flow net analysis to provide prior information about mountain front recharge for inverse modeling purposes, at least within the framework of Carrera and Neuman's approach.

Prior estimates of mountain front recharge can be obtained with the aid of environmental isotopes [Simpson *et al.*, 1970; Gallaher, 1979; Olson, 1982] and hydrochemical mass balance calculations [Thorne, 1982; Adar, 1984]. These methods are associated with large uncertainties; hence according to conclusions reached by Carrera and Neuman [1986b] regarding mathematical conditions for well-posedness, estimates based on them do little to reduce the degree of ill-posedness of the inverse problem.

An alternative approach to estimation of mountain front recharge is the use of hydroclimatic models. Such models are particularly useful in areas where reasonable records of rainfall and streamflow exist but where there is almost no data on groundwater.

In paper 1 of this two-part series we develop analytical models of the seasonal surface runoff and streamflow based on a conceptual model of hydrologic processes that should approximate some types of field conditions, in particular, hard rock mountainous watersheds where deep percolation occurs exclusively through fractures; these models (1) are formulated in terms of parameters with physical significance,

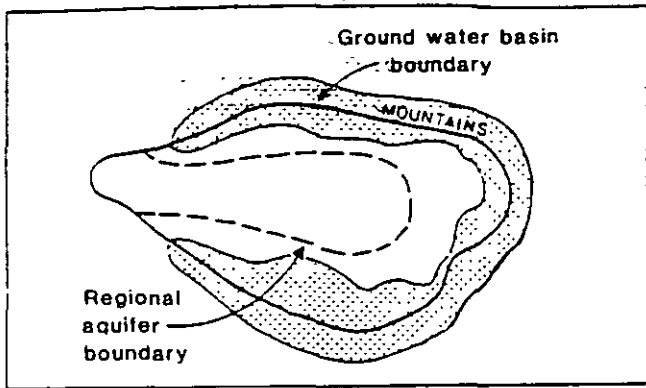


Figure 1a. Groundwater basin and regional aquifer boundaries in plan.

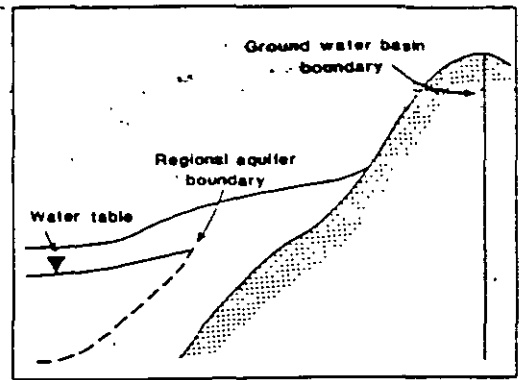


Figure 1b. Groundwater basin and regional aquifer in cross section.

thus facilitating the conceptual interpretation of these parameters and the development of criteria for regionalization, (2) make use of data ordinarily recorded at climatological and hydrometric stations, thus increasing model applicability, and (3) favor the inclusion of data obtained by remote-sensing techniques, such as satellite imagery and aerial photography, inasmuch as they can rapidly provide a low-cost characterization of drainage areas and aid in the assessment of some watershed parameters.

We also introduce a quantitative procedure that enables the estimation of mean surface runoff and evapotranspiration jointly with effective soil-related parameters. This procedure is developed through the combination of the water balance equation and a relationship provided by the so-called "vegetal equilibrium hypothesis" [Eagleson, 1978]. Initial abstractions obtained in this manner are to be used as prior estimates within a stochastic parameter estimation approach given by Chavez *et al.* [this issue] (paper 2 of the series) which incorporates prior information about the model parameters. This approach is applied to our seasonal streamflow model where the long-term effective groundwater runoff, or mountain front recharge, is viewed as one of the model parameters.

### Conceptualization

To set up a conceptual framework for the development of analytical models of the seasonal surface runoff and streamflow and a procedure to estimate mountain front recharge, the following definitions are introduced (in agreement with Wilson *et al.* [1980]): (1) a groundwater basin is an area within which groundwater flow paths are toward a regional aquifer, (2) a regional aquifer is the largest body of continuous saturation in a groundwater basin, (3) a local flow system is a small, saturated groundwater flow system that is isolated from the regional aquifer, and (4) a regional flow system is a saturated system that is connected to the regional aquifer.

In many areas the groundwater basin coincides with the watershed boundary. Wilson *et al.* [1980] emphasized the distinction between the regional aquifer boundary and the groundwater basin, as well as the difference between the regional aquifer boundary and the base of the mountain. These differences are shown in Figures 1a and 1b, and both local and regional flow systems are illustrated in Figure 2.

Mountain front recharge is defined by Wilson *et al.* [1980] as recharge which occurs along the portion of the regional

aquifer boundary that parallels a mountain area. According to this definition the components of this type of recharge are (1) the infiltration of streamflow from the washes and rivulets between the bases of the mountains and the regional aquifer boundary and (2) the subsurface inflow from the mountain mass to the basin-fill sediments.

In mountainous terrain, the permeability of which is fracture controlled, subsurface inflow includes both groundwater flow through fractures and underflow through the sediments of the washes and canyons that drain the mountains. In this paper we deal only with the estimation of subsurface inflow from the mountain mass to the basin-fill sediments, which, in terms of the mountainous watersheds, is the subsurface outflow. Here we will use this term and mountain front recharge interchangeably.

Our conceptualization of the hydrologic processes that occur in mountainous hard rock terrain, and that ultimately determine mountain front recharge, includes the following assumptions and simplifications: (1) no consideration is given to snow or ice, (2) soil cover is small or nonexistent, (3) permeability of the mountain mass is secondary and fracture controlled, (4) porosities and permeabilities may develop in the upper zone of the bedrock by surface disturbances such as small fractures, cracks, and weathering, (5) only vertical water flow occurs in the upper unsaturated

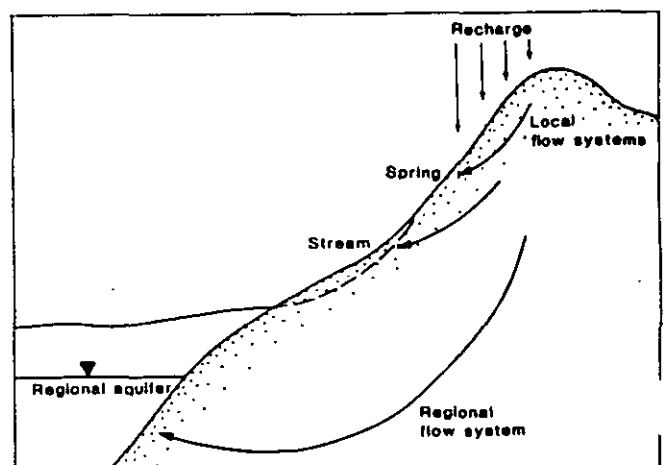


Figure 2. Local and regional flow systems in the mountains.

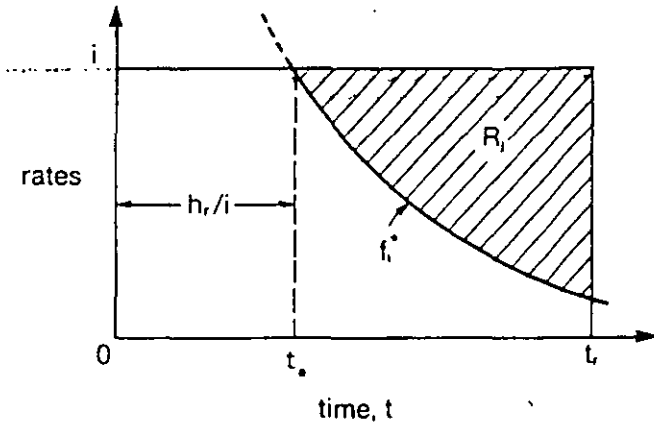


Figure 5. Generation of surface runoff  $R_j$  during a typical storm.

equals the storm depth  $h$ . If  $t_r > h_r/i$ , as shown in Figure 5, initial abstraction is satisfied, and surface runoff is generated starting from time  $t = h_r/i$  until time  $t = t_r$ .

Based on our assumption that areal infiltration does not contribute to deep percolation and because of the finite storage capacity of the upper zone of the bedrock, infiltration capacity must approach zero at large times. With no physical analogy to the matrix infiltration equation, we model infiltration capacity by

$$f_i^* = (h_r/i)^{1/2} t^{-1/2} \tag{2}$$

where it is assumed that the infiltration rate is equal to infiltration capacity once initial abstraction is satisfied.

The cumulative distribution function of the storm surface runoff can be found according to

$$\text{Prob} [R_j < z] = F[R_j] = \iint_{R(z)} f(i, t_r, h_r) dR \tag{3}$$

where  $f(i, t_r, h_r)$  is the joint probability function of storm intensity, storm duration, and initial abstraction, and  $R(z)$  is the region of integration. In a zero-order approximation we will consider  $h_r$  to be a constant at its space and time effective value, thus forcing all variability to come from the storm parameters, and equation (3) becomes

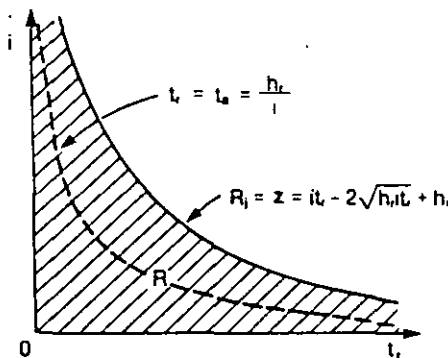


Figure 6. Integration region for probability of surface runoff.

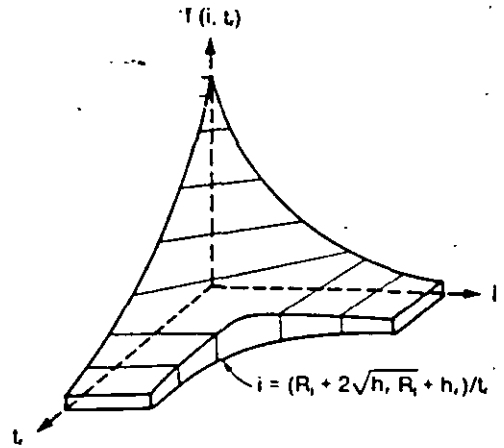


Figure 7. Calculation of surface runoff distribution.

$$F[R_j] = \iiint_{R(z)} f(i, t_r | h_r) dR = \iiint_{R(z)} f(i, t_r) dR \tag{4}$$

where the region of integration is illustrated in Figure 6.

The integration of the joint distribution  $f(i, t_r)$  from the axes out to the dashed curve  $t_a = t_r$ , gives the probability that no surface runoff occurs. Integrating all the way out to the curve  $R_j = z$  provides the probability that a particular storm will produce  $R_j \leq z$ .

We will derive the probability distribution of surface runoff by integrating the difference between rainfall intensity and the infiltration equation over the duration of a rainstorm. Infiltration is assumed to occur uniformly over both the bare and the vegetated portions of the surface. Hence

$$R_j = \int_{h_r/i}^{t_r} (i - (h_r/i)^{1/2} t^{-1/2}) dt = it_r - 2(h_r i t_r)^{1/2} + h_r \tag{5}$$

where  $R_j$  is surface runoff generated by the  $j$ th rainstorm.

Now, by assuming that storm intensity  $i$  and storm duration  $t_r$  are independent and exponentially distributed,

$$f(i, t_r) = \alpha \delta e^{-\alpha i - \delta t_r} \tag{6}$$

where  $\alpha^{-1}$  is the mean storm intensity,  $\delta^{-1}$  is the mean storm duration, and because of the independence assumption,  $\alpha^{-1} \delta^{-1}$  is the mean storm depth, equal to  $m_H$ . Using (6), we can prepare a three-dimensional view of the probability calculation of (4), as shown in Figure 7.

Substituting (6) into (4) and using (5) gives

$$\text{Prob} [R_j < z] = \alpha \delta \int_0^\infty e^{-\delta t_r} dt_r \int_0^{(z + 2(h_r z)^{1/2} + h_r)/t_r} e^{-\alpha i} di \tag{7}$$

or

$$\text{Prob} [R_j < z] = 1 - \delta \int_0^\infty \exp[-\delta t_r - (\alpha/t_r)(z + 2(h_r z)^{1/2} + h_r)] dt_r \tag{8}$$

and finally

zone of the bedrock, (6) moisture storage capacity of the upper zone of the bedrock is not exceeded during a rain-storm event; (7) areal infiltration does not contribute to deep percolation; (8) deep percolation occurs only through fractures connected to a local flow system or to the regional flow system, (9) fractures where deep percolation occurs collect water from surface runoff (overland flow and/or channel flow), (10) water collected by these fractures is instantly drained and hence is not available for evaporation, (11) channel precipitation is negligible, (12) evaporative losses from surface runoff are negligible, (13) water infiltrated along the drainage channels is not available for evapotranspiration, (14) local flow systems which feed springs and drainage channels may be present in the mountain mass, (15) the regional aquifer may be replenished by groundwater flow through fractures and by underflow through the sediments of the drainage channels, and (16) the replenishment to the regional aquifer is stationary in the long term.

**Analytical Models of the Seasonal Surface Runoff and Streamflow**

In this section an analytical model of the seasonal surface runoff is introduced; by virtue of our conceptualization of the hydrologic processes in the mountainous area, this is equal to water yield. A seasonal streamflow model is then derived on the basis of the definition of water yield. This model includes long-term effective subsurface outflow (mountain front recharge) as a model parameter.

**Modeling Approach**

We adopt the approach that, in applied statistics, is referred to as one of "derived distributions." In this approach the input variables are considered to be stochastic, and their probability distributions are transformed into the probability distribution of the output variables by use of the deterministic model of the physical process. This approach is illustrated in Figure 3.

Precipitation is represented by a sequence of randomly sized and spaced rectangular pulses (Figure 4). This approach enables us to conveniently represent the distribution of two critical periods, the duration  $t_r$  of precipitation during which infiltration and/or surface runoff occurs and the interval between storms,  $t_b$ , during which evapotranspiration occurs [Eagleson, 1978a, b].

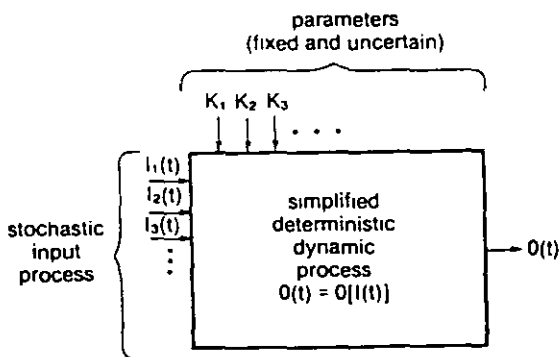


Figure 3. A simple statistical dynamic process.

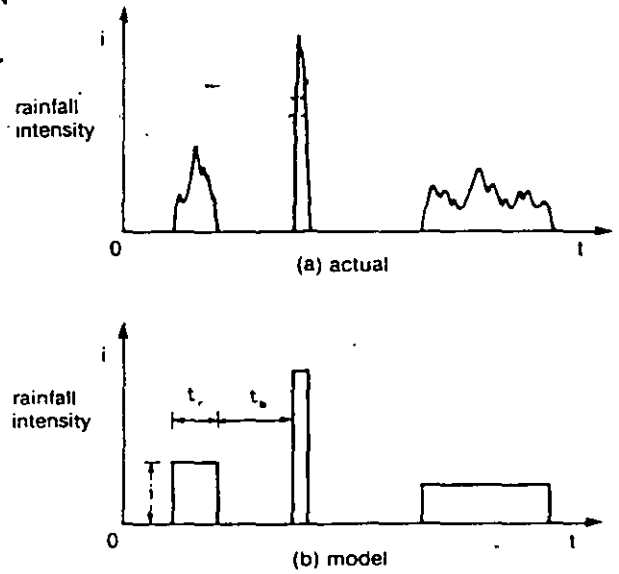


Figure 4. Model of precipitation event series.

**Surface Runoff**

First, in the manner of Eagleson [1978c], we will derive the probability distribution of surface runoff on an event basis to establish a relationship between the expected values of seasonal runoff and rainfall. Then, in a first-order approximation, a relationship between the seasonal values of precipitation and runoff will be obtained.

In order to model surface runoff generation, a quantitative model of infiltration is required. Some authors [Eagleson, 1978c; Clapp, 1982; Milly and Eagleson, 1982; Milly, 1986] developed event-based simulation models of vertical water flow in the soil that were formulated in terms of basic soil hydraulics parameters and explicitly incorporate soil water dynamic processes. In particular, Milly [1986] used the hydrologic concept of time condensation and simplified soil moisture kinematics to allow closed-form solutions of the Richards equation to serve in continuous simulation of the vertical exfiltration and infiltration under randomly varying forcing.

In this work we adopt a simpler and essentially conceptual approach to model infiltration into the upper zone of the bedrock which includes initial abstraction as the only soil-related parameter and facilitates the analytical derivation of the probability distribution of surface runoff. In this approach we assume that infiltration and surface runoff occur during a storm period, whereas evapotranspiration occurs during an interstorm period, exclusively.

We represent rainstorms by a sequence of randomly sized and spaced rectangular pulses where, for any single storm,

$$i(t) = i = \text{constant}; \quad 0 \leq t \leq t_r \quad (1)$$

where  $i$  is rainfall intensity ( $L/T$ ) and  $t_r$  is storm duration. The generation of surface runoff during a rainstorm starting at  $t = 0$  is represented in Figure 5. In this figure,  $t_a$  is time at which initial abstraction  $h_r$  is satisfied, and  $f_i^*$  is infiltration capacity.

In this model of surface runoff generation there is an initial withdrawal of rainfall to satisfy initial abstraction  $h_r$ . If  $t_r \leq h_r/i$ , there is no surface runoff, and the rainfall withdrawal

$$\text{Prob} [R_j < z] = 1 - 2(\alpha \delta)^{1/2} (z^{1/2} + h_r^{1/2}) K_1[2(\alpha \delta)^{1/2} (z^{1/2} + h_r^{1/2})] \quad (9)$$

where  $K_1[ ]$  is the modified Bessel function of order one. The probability of zero surface runoff is

$$\text{Prob} [R_j = 0] = 1 - 2(\alpha \delta h_r)^{1/2} K_1[2(\alpha \delta h_r)^{1/2}] \quad (10)$$

and hence the probability density function  $f(R_j)$  must be a compound distribution having an impulse given by (10) at the origin with a continuous portion of area

$$\text{Prob} [R_j > 0] = 2(\alpha \delta h_r)^{1/2} K_1[2(\alpha \delta h_r)^{1/2}] \quad (11)$$

To obtain the probability density function of  $R_j$ , we first approximate (9) for large  $z$ , as follows:

$$\text{Prob} [R_j < z] = 1 - 2(\alpha \delta z)^{1/2} K_1[2(\alpha \delta z)^{1/2}] \quad (12)$$

and differentiating this equation we get, for large  $R_j$ ,

$$f(R_j) = 2\alpha \delta K_0[2(\alpha \delta R_j)^{1/2}] \quad (13)$$

where  $K_0[ ]$  is the modified Bessel function of order zero.

From the above approximation the area of the continuous part of the density function is

$$\int_0^\infty f(R_j) dR_j = 1 \quad (14)$$

which is different by the factor

$$2(\alpha \delta h_r)^{1/2} K_1[2(\alpha \delta h_r)^{1/2}]$$

from the true value given by (11).

We now approximate the continuous portion of the probability density function of surface runoff over its full range by (13) rescaled through multiplication by the above factor in order to give it the proper area. That is,

$$f(R_j) = 4(\alpha \delta)^{3/2} (h_r)^{1/2} K_0[2(\alpha \delta R_j)^{1/2}] K_1[2(\alpha \delta h_r)^{1/2}]; \quad R_j > 0 \quad (15)$$

The mean value of the complete distribution is then

$$\text{Ev} [R_j] = \int_0^\infty f(R_j) dR_j = 2(h_r/\alpha \delta)^{1/2} K_1[2(\alpha \delta h_r)^{1/2}] \quad (16)$$

We now obtain an expression for the expected value of seasonal surface runoff. By the assumption of independent  $i$  and  $t_r$ ,  $\alpha \delta$  may be replaced by the reciprocal of the mean storm depth,  $m_H^{-1}$ , in (16), that is,

$$\text{Ev} [R_j] = 2(h_r m_H)^{1/2} K_1[2(h_r/m_H)^{1/2}] \quad (17)$$

Summing the random variable  $R_j$  over the random number of rainstorms per season,  $\nu$ , defines the seasonal surface runoff  $R_s$ :

$$R_s = \sum_{j=1}^{\nu} R_j \quad (18)$$

and its expected value,  $\text{Ev} [R_s]$ , is given by

$$\text{Ev} [R_s] = m_\nu \text{Ev} [R_j] \quad (19)$$

In the same manner we express the total rainfall per season in terms of the individual storm depths as

$$P_s = \sum_{j=1}^{\nu} h_j \quad (20)$$

of which the expected value  $\text{Ev} [P_s]$  is given by

$$\text{Ev} [P_s] = m_P = m_\nu m_H \quad (21)$$

Finally, by using (17) and (21), we write (19) as

$$\text{Ev} [R_s] = 2(h_r m_\nu / m_P)^{1/2} K_1[2(h_r m_\nu / m_P)^{1/2}] m_P \quad (22)$$

Thus far, we have the relationship between the expected values of seasonal surface runoff and rainfall provided by (22). In the manner of Eagleson [1978g] the relationship between the seasonal values themselves is given in a first-order approximation as

$$R_s = 2(h_r/\bar{h}_s)^{1/2} K_1[2(h_r/\bar{h}_s)^{1/2}] P_s \quad (23)$$

The variation of the surface runoff function  $R_s/P_s$  with the initial abstraction  $h_r$  for selected values of the average storm depth in the season,  $\bar{h}_s$ , is illustrated in Figure 8.

#### Seasonal Streamflow

In our conceptual model of the hydrologic processes in mountainous areas, deep percolation occurs only through fractures which collect moisture from surface runoff, that is, from overland flow and/or channel flow. We also assume no evaporative losses from surface runoff. Therefore in this case, surface runoff is equal to water yield. Taking this fact into account, and by definition of water yield, the seasonal streamflow  $Q_s$ , as measured at the base of the mountain, is

$$Q_s = R_s - G_s \quad (24)$$

where  $R_s$  and  $G_s$  are the seasonal surface runoff and groundwater runoff, respectively.

By making the simplifying assumption that all variation in  $Q_s$  comes from variation in precipitation, we will consider  $G_s$  to be fixed at its long-term effective value  $G$ , and (24) becomes

$$Q_s = R_s - G \quad (25)$$

This equation, with  $R_s$  given by (23), provides an analytical model to estimate the seasonal streamflow in terms of the seasonal rainfall  $P_s$ , the average storm depth in the season,  $\bar{h}_s$ , and the unknown parameters of the hydrologic process, namely, the space and time effective initial abstraction  $h_r$  and the long-term effective seasonal groundwater runoff, or mountain front recharge,  $G$ .

#### Mean Seasonal Water Balance

The change in soil moisture storage is usually neglected in the mean annual water balance. If this change is considered small for a particular rainy season, it is assumed that the system is stationary in the mean, and because surface runoff is assumed equal to water yield in our case, the water balance is expressed as

$$\text{Ev} [P_s] = \text{Ev} [E_T] + \text{Ev} [R_s] \quad (26)$$

where



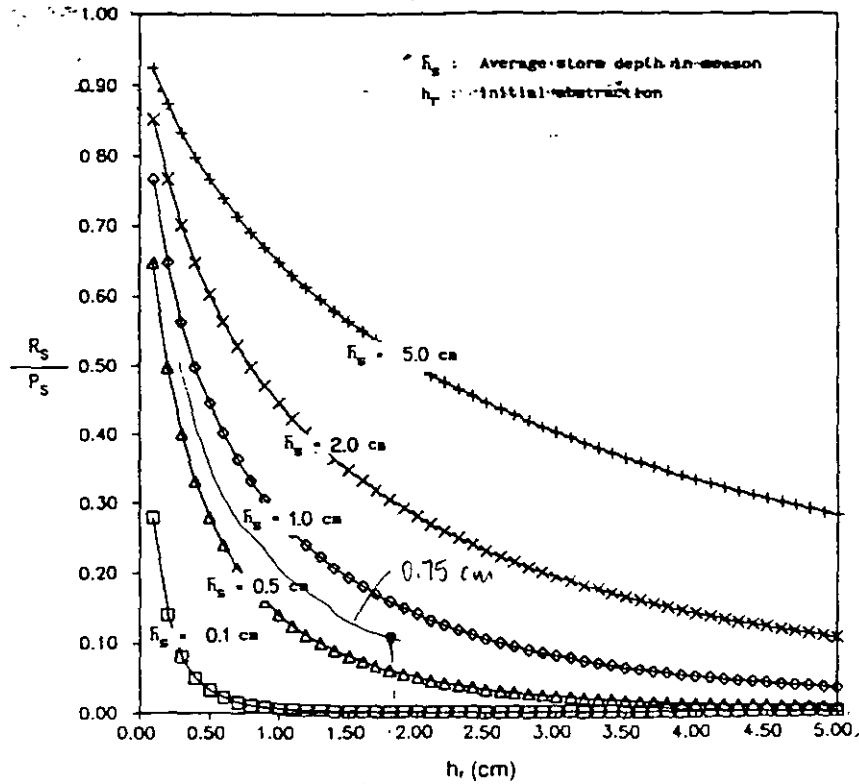


Figure 8. Plot of surface runoff function.

- Ev [ ] expected value of [ ];
- $P_s$  seasonal precipitation;
- $E_T$  seasonal evapotranspiration;
- $R_s$  seasonal surface runoff.

The expected value of seasonal surface runoff can be calculated by (22). On the other hand, *Eagleson* [1978d] derived the expected value of seasonal evapotranspiration in terms of soil and vegetation properties, potential evapotranspiration, and the known distributions of storm depth and time between storms. In the appendix a modification of the *Eagleson* expression for the interstorm bare soil evaporation is presented (equations (A1)–(A3)), where in view of our conceptualization of the hydrologic processes in hard rock terrain, capillarity rise from the water table is neglected. The expected value of seasonal evapotranspiration can be computed by (A7).

*Eagleson* selected a gamma distribution for the storm depth in the derivation of the expected value of seasonal evapotranspiration. This distribution is inconsistent with the exponential distributions of storm intensity and storm duration that, for analytical tractability, were assumed to derive the relationship between mean seasonal surface runoff and rainfall (equation (22)). However, this inconsistency should be of minor practical relevance in the general case. Furthermore, it must be emphasized that (26) will be used in combination with a relationship provided by the "vegetal equilibrium hypothesis" in order to obtain an estimate of effective initial abstraction that is intended to serve only as prior information in the procedure for stochastic parameter estimation introduced in paper 2.

**Vegetal Equilibrium Hypothesis**

If the surface retention capacity and the climatic and vegetation parameters are known, the evaporation parameter  $E$  in (A7) remains to be determined. This parameter is also called the bare soil evaporation effectiveness and represents the relative importance of soil properties in the dynamics of exfiltration. Equation (22) involves the space- and time-effective initial abstraction  $h_r$ , a soil-related parameter which also remains to be evaluated. Consequently, the water balance equation (26) includes  $E$  and  $h_r$  as unknown parameters, and an additional relationship is necessary to solve for them. This relationship will be provided by the so-called "vegetal equilibrium hypothesis."

Although the dynamics of the climate-soil-vegetation system have been long recognized, the mechanism that drives the interaction among the components of the system has not been well understood. A remarkable contribution to bridge this conceptual gap was made by *Eagleson* [1978f] through the development of the vegetal equilibrium hypothesis. This hypothesis proposes that the natural vegetation density in a watershed will seek, through natural selection, an optimal "climax" value at which available soil moisture is a maximum. The hypothesis operates during the vegetal growing season and was reasonably verified by *Tellers and Eagleson* [1980] with data from 11 watersheds in humid and arid environments.

One practical implication of the vegetal equilibrium hypothesis is that it is possible, knowing the climate, to determine effective hydrologic properties of soils through

observations of the canopy cover density. This capability makes it useful in regional hydrologic studies.

The vegetal equilibrium hypothesis states that, in the short term, natural vegetation systems of a given plant coefficient  $k_p$ , which is the ratio of potential rates of transpiration and soil surface evaporation, reach a "growth equilibrium" density  $M = M_0$  at which the soil moisture is maximum because, at this state, stress is minimized. Maximum soil moisture is equivalent to minimum soil moisture loss by evapotranspiration. In practice, however, it is total evapotranspiration  $Ev [E_T]$  that is minimized. Thus

$$\frac{\partial Ev [E_T]}{\partial M} = 0 \quad \text{at } M = M_0 \quad (27)$$

**VEHBAL Procedure**

Modifying the computational procedure of Tellers and Eagleson [1980], the evaporation parameter  $E$  and the initial abstraction  $h_i$  are estimated through the water balance equation (equation (26)) and the relationship provided by the vegetal equilibrium hypothesis (equation (27)) in the following sequential process, which for future reference we will call VEHBAL:

1. Pick a value for the evaporation parameter  $E$  and use (A7) to calculate seasonal evapotranspiration  $Ev [E_T]$  for different values of  $M$  until (27) is minimized. If the vegetation density obtained is not equal to the observed value  $M_0$ ,  $E$  is incremented and a new  $M$  is found. Once the process converges, both  $E$  and  $Ev [E_T]$  are determined.
2. Pick a value for the initial abstraction  $h_i$ , and calculate

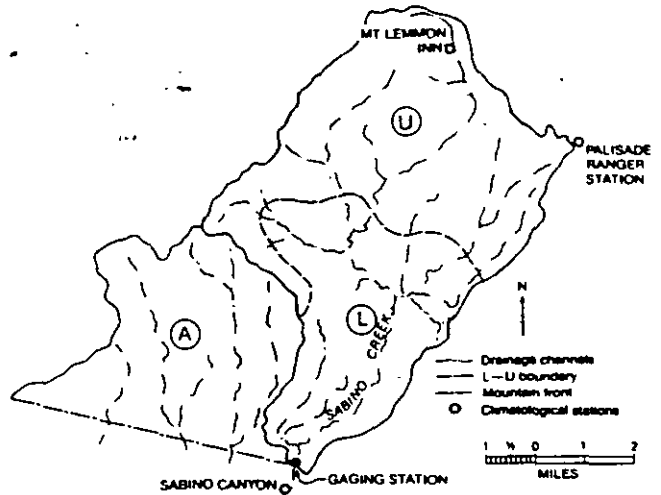


Figure 10. Lower slopes (L) and tops of the mountain (U) in Sabino Creek Watershed and its adjacent mountainous area (A).

seasonal precipitation  $P_s$  through (26) and (22), using the value of  $Ev [E_T]$  previously determined. If  $P_s$  is not equal to the mean seasonal precipitation  $m_{P_s}$ , the value of  $h_i$  is changed and a new computed precipitation is obtained. Once this process converges,  $h_i$  is determined.

**Application to a Mountainous Watershed**

Effective soil-related parameters are estimated jointly with mean seasonal evapotranspiration and surface runoff for the Sabino Creek watershed in southern Arizona. Inasmuch as the vegetal equilibrium hypothesis operates during the vegetal growing season, which for the perennial species of the mountainous areas in the Basin and Range Province of North America is the summer rainy season [Shreve, 1915], we restricted the estimation to this period, which in the study area extends over the months of July, August, and September. We also assumed that the change in soil moisture between the start and the end of this rainy season is negligible, so that (26) holds, and the VEHBAL procedure may be applied.

Sabino Creek drains a portion of the Santa Catalina Mountains (Figures 9 and 10), and its watershed extends from 2800 ft (853 m) at the outlet to over 9000 ft (2743 m) at the highest points. Two major subareas can be identified in this watershed, as well as in many other mountainous watersheds in the Basin and Range Province, namely, the lower slopes (L), characterized by relatively sparse xerophytic vegetation, and the tops of the mountain (U), characterized by evergreen woodlands and coniferous forests. The VEHBAL procedure was applied separately to each of these two major subareas.

The average rate of potential evapotranspiration was calculated for the period 1965-1974 using Van Bavel's [1966] combination form of the Penman [1948] equation:

$$\bar{e}_p = \frac{\bar{q}_i(1 - A) - \bar{q}_b + H}{\rho_e L_e (1 + \gamma/\Delta)} \quad (28)$$

in which

- $\bar{q}_i$  average rate of insolation;
- $\bar{q}_b$  average rate of net outgoing longwave radiation;

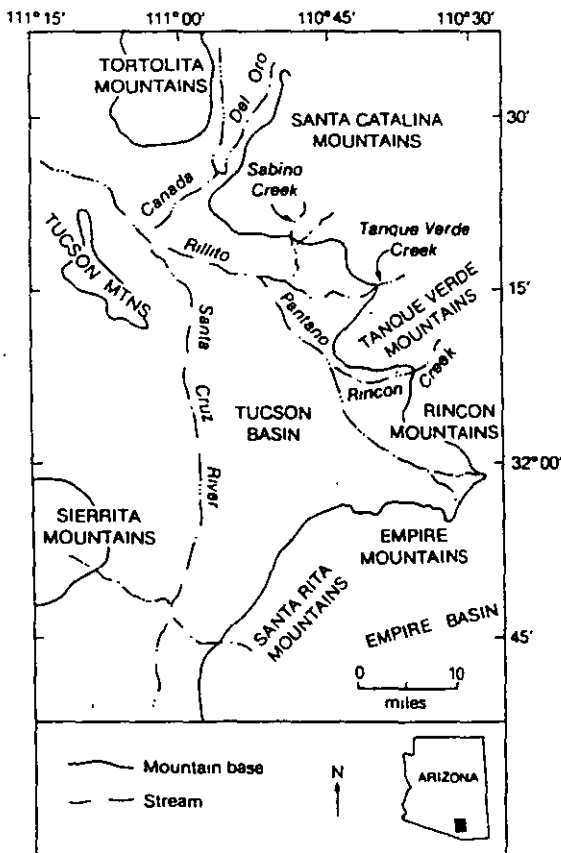


Figure 9. Location of study area.

Table 1. Computation of Potential Evapotranspiration at Sabino Watershed (Summer Rainy Season)

Subarea	$\bar{T}_a, ^\circ\text{C}$	$N$	$S$	$\bar{q}_i^*$	$A$	$\bar{q}_b^*$	$H^*$	$1 + \gamma/\Delta$	$\bar{e}_p, \text{cm d}^{-1}$
L	24.8	0.42	0.48	558	0.14	124	57	1.347	0.513
U	18.4	0.42	0.57	558	0.14	134	52	1.517	0.439

\*Units are in calories per square centimeters per day.

- $H$  average residual sensible heat flux;
- $A$  shortwave albedo of surface;
- $\rho_e$  mass density of liquid water,  $1 \text{ g cm}^{-3}$ ;
- $L_e$  latent heat of vaporization,  $597 \text{ cal g}^{-1}$ ;
- $\gamma/\Delta$  atmospheric parameter, a function of atmospheric temperature.

The average rate of insolation was calculated from records at the University of Arizona in Tucson, compiled by *Handy and Durrenberger* [1976]. An albedo value of 0.14 was assigned to the rocky surface of the mountainous watershed [Eagleson, 1970]. The net outgoing longwave radiation was estimated from *Eagleson* [1977] as

$$\bar{q}_b = (1 - 0.8N) \cdot (0.245 - 0.145 \times 10^{-10} \bar{T}_a^4) \text{ cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1} \quad (29)$$

where  $N$  is seasonal fractional cloud cover, and  $\bar{T}_a$  is the average seasonal atmospheric temperature in degrees kelvin. The average "drying power"  $H$  of the atmosphere was evaluated from *Eagleson* [1977]:

$$H = \bar{q}_b / [0.25 + 1/(1 - \bar{S})] \quad (30)$$

where  $\bar{S}$  is the average fractional relative humidity.

In turn, the atmospheric parameter was calculated from *Eagleson* [1977]:

$$\frac{1}{1 - \gamma/\Delta} = 0.42 + 0.013 \bar{T}_a \quad (31)$$

with the average seasonal temperature in degrees Celsius

The atmospheric temperature, cloud cover, and relative humidity were all obtained from National Weather Service (NWS) publications and averaged over the summer rainy season (July, August, and September). The climatological stations involved were Sabino Canyon, near the base of the mountain, and the high-altitude station of Palisade Ranger (Figure 10). Representative values of temperature and relative humidity for subareas L and U were obtained by linear interpolation between both stations. Cloud cover observations were available at Sabino Canyon only, and the seasonal value at this station was assigned to both subwatersheds.

Precipitation at the same climatological stations was also obtained from NWS publications. *Duckstein et al.* [1973] reported an approximate linear increase of mean seasonal precipitation with elevation on the Santa Catalina Mountains, and linear interpolation was employed to assign representative values of mean total precipitation to subareas L and U. Data involved in the computation of mean potential evapotranspiration are listed in Table 1.

Likewise, statistical parameters in (A1) were estimated for subwatersheds L and U from linearly interpolated mean values of the storm-related variables. Following *Tellep and*

*Eagleson* [1980], a value of 0.1 cm was assumed for the surface retention capacity in both subwatersheds.

Vegetation coverage was reported by *Whittaker et al.* [1968] to be around 30–50% in deserts of the lower slopes of the Santa Catalina Mountains and 60–80% in woodlands of higher elevations. In this work we selected canopy density values of 40 and 70% for subareas L and U, respectively. Climatic and vegetation parameters at Sabino Creek Watershed are listed in Table 2.

With respect to the plant coefficient  $k_p$ , information is not available for the individual subwatersheds L and U. Thus we will approximate its value with the following procedure. *Eagleson and Tellers* [1982] derived a theoretical relationship between average evapotranspiration efficiency  $\beta$  and equilibrium canopy density  $M_0$ . The former is defined as the ratio of the average annual evapotranspiration to the average potential bare soil evaporation. By superimposing theoretical curves to the observations of  $M_0$  and  $\beta$  at 11 watersheds covering a wide range of the arid-humid climatic spectrum, they found that the observations lay from slightly below the theoretical curve for  $k_p = 0.60$  to slightly above the curve for  $k_p = 1.00$ .

Inasmuch as the plant coefficient tends to be smaller for plants of the arid zone, we applied the VEHBAL procedure selecting the values 0.55, 0.56, and 0.57 for subarea L and, more arbitrarily, the values 0.69, 0.70, and 0.71 for subarea U. The sensitivities of the mean summer evapotranspiration to vegetal canopy density at subarea L ( $k_p = 0.55$ ) and subarea U ( $k_p = 0.69$ ) are shown in Figures 11 and 12, respectively.

Results from the VEHBAL procedure are listed in Table 3 where, in particular, we notice a rather high sensitivity of the computed initial abstractions to the plant coefficient  $k_p$ . In general, this coefficient is difficult to evaluate with a high accuracy for most of the individual watersheds or subwatersheds. The uncertainty of the initial abstraction can be assessed by specifying realistic upper and lower limits of  $k_p$  for each case under consideration.

In paper 2 a stochastic parameter estimation approach which relies on streamflow data and incorporates prior information about the model parameters will be introduced. This procedure will be applied to our model of seasonal streamflow (equation (25)) to obtain improved estimates of the initial abstractions  $h_{r,L}$  and  $h_{r,U}$  along with mountain front recharge  $G$ . These estimates can then be used to adjust

Table 2. Climatic and Vegetation Parameters at Sabino Watershed (Summer Rainy Season)

Subarea	$m_{p_i}, \text{cm}$	$\bar{h}_s, \text{cm}$	$\bar{e}_p, \text{cm d}^{-1}$	$\kappa$	$\beta, \text{d}^{-1}$	$m_r, \text{days}$	$M_0$
L	20.57	0.75	0.513	0.64	0.360	92	0.40
U	28.10	1.02	0.439	0.74	0.360	92	0.70

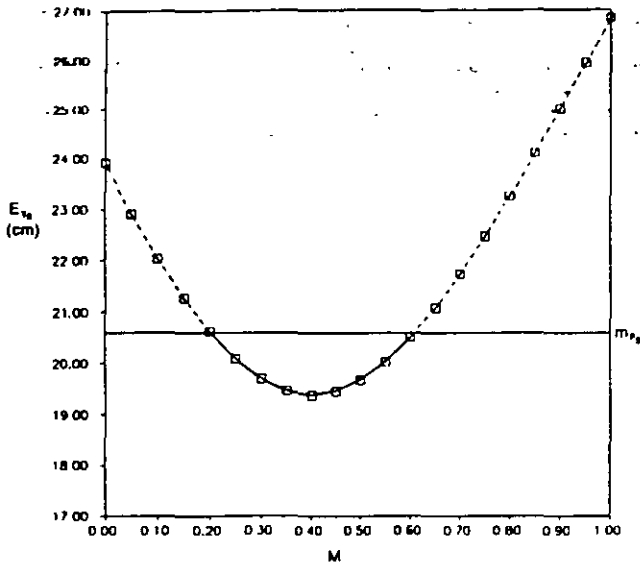


Figure 11. Sensitivity of mean summer evapotranspiration to vegetative canopy density at subwatershed L.

the mean seasonal values of the water balance components computed here. In the context of this stochastic approach for parameter estimation, the values of  $h_{r,L}$  and  $h_{r,U}$ , obtained through the VEHBAL procedure, are regarded as prior estimates, the uncertainties of which are incorporated into the formulation. We will apply this approach by introducing each of the nine combinations of  $h_{r,L}$  and  $h_{r,U}$  values shown in Table 3 as prior information about the initial abstractions and selecting the "best" combination based on consistency with the rest of prior data and using the analysis of the stochastic properties of the estimators.

Conclusions

1. An analytical model of the mean seasonal surface runoff was developed through a derived-distribution ap-

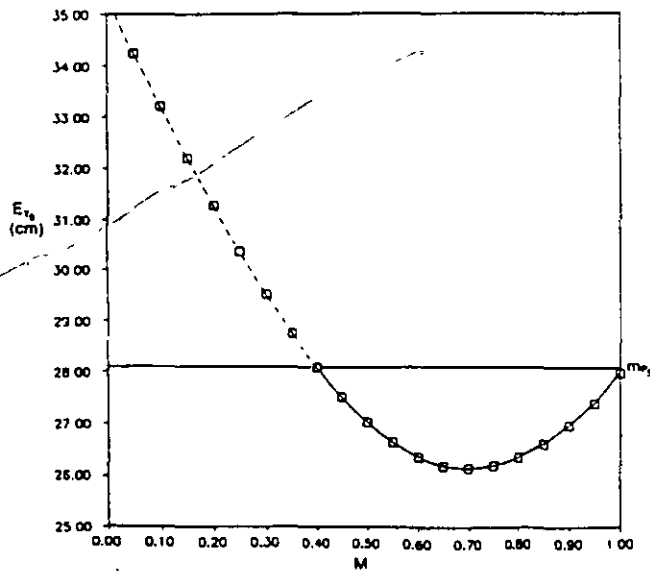


Figure 12. Sensitivity of mean summer evapotranspiration to vegetative canopy density at subwatershed U.

Table 3. Application of the VEHBAL Procedure to Sabino Watershed (Summer Rainy Season)

Subarea	$k_p$	$E$	$h_r$ , cm	$Ev(E_{r,i})$ , cm	$Ev(R_{r,i})$ , cm
L	0.55	0.18	1.70	18.67	1.90
L	0.56	0.19	1.95	19.03	1.54
L	0.57	0.20	2.29	19.38	1.19
U	0.69	1.20	2.78	26.13	1.97
U	0.70	1.25	3.14	26.49	1.61
U	0.71	1.31	3.67	26.89	1.22

proach where the input variables are considered to be stochastic and their probability distributions are transformed into the probability distribution of the output variable by using the deterministic physical process.

2. The deterministic interface is provided by a model of surface runoff generation that should approximate many field situations, in particular, hard rock mountainous terrain where the permeability is secondary and fracture controlled.

3. A relationship between the seasonal surface runoff and precipitation was established on the basis of a first-order approximation to the relationship between their mean seasonal values.

4. In virtue of our conceptualization of the hydrologic processes occurring in hard rock mountainous areas, surface runoff equals water yield, and an analytical model of the seasonal streamflow, as measured at the base of the mountain, was derived directly from the definition of water yield. In this model the initial abstraction and the long-term effective subsurface outflow, or mountain front recharge, are viewed as unknown model parameters.

5. A numerical procedure that enables the estimation of mean seasonal evapotranspiration and surface runoff jointly with the evaporation parameter and initial abstraction was introduced. This procedure, called VEHBAL, combines the water balance equation with a relationship provided by the "vegetal equilibrium hypothesis."

The VEHBAL procedure was applied to Sabino Creek watershed in southern Arizona for the lower slopes and the tops of the mountain separately, inasmuch as the contrast in vegetation type and slope between these two major subareas should determine different soil-related hydrologic properties.

6. The output from the VEHBAL procedure exhibits a rather high sensitivity to the plant coefficient  $k_p$ , which, in the general case, is difficult to evaluate with a high degree of accuracy. The estimate of effective initial abstraction obtained here can be improved through the procedure for parameter estimation presented in paper 2. This procedure enables the incorporation of prior information about the model parameters and provides the stochastic properties of the estimators.

7. An analytical model of seasonal streamflow for the winter season that considers surface runoff generation by both rainfall and snowmelt remains to be developed in agreement with our general approach. We observe, however, that the "vegetal equilibrium hypothesis" could not be invoked in this case to obtain prior estimates of soil-related parameters because the hypothesis does not operate during the dormant season of species.

Appendix

Evapotranspiration from natural surfaces is composed of evaporation from bare soil and transpiration from vegetation. Eagleson [1978d] derived the expected value of seasonal evapotranspiration in terms of soil and vegetation properties, potential evapotranspiration, and the known distributions of storm depth and time between storms. He first calculated the bare soil evaporation and vegetal transpiration for an interstorm period and then averaged over the rainy season. By using an exfiltration analogy to the Philip infiltration equation and selecting an exponential distribution for time between storms and a gamma distribution for storm depth, Eagleson obtained an expression for the expected values of bare soil evaporation in the interstorm period  $j$ ,  $Ev [E_{s_j}]$ . By eliminating those terms that include capillarity rise from the water table because of our conceptualization of the hydrologic processes in mountainous terrain, that expression is written as

$$\begin{aligned}
 Ev [E_{s_j}] = & \frac{\beta}{\bar{e}_p} \frac{\gamma[\kappa, \lambda h_0]}{\Gamma(\kappa)} \left[ 1 + \frac{\beta h_0 \bar{e}_p}{\lambda h_0} \right]^{-\kappa} \\
 & \cdot \frac{\gamma[\kappa, \lambda h_0 + \beta h_0 \bar{e}_p]}{\Gamma(\kappa)} e^{-BE} \\
 & + \left\{ 1 - \frac{\gamma[\kappa, \lambda h_0]}{\Gamma(\kappa)} \right\} \\
 & \cdot \{ 1 - e^{-BE - \beta h_0 \bar{e}_p} [1 + Mk_v + (2B)^{1/2} E] \\
 & + e^{-CE - \beta h_0 \bar{e}_p} [Mk_v + (2C)^{1/2} E] \\
 & + (2E)^{1/2} e^{-\beta h_0 \bar{e}_p} [\gamma(3/2, CE) - \gamma(3/2, BE)] \} \\
 & + \left[ 1 + \frac{\beta h_0 \bar{e}_p}{\lambda h_0} \right]^{-\kappa} \frac{\gamma[\kappa, \lambda h_0 + \beta h_0 \bar{e}_p]}{\Gamma(\kappa)} \\
 & \cdot \{ (2E)^{1/2} [\gamma(3/2, CE) - \gamma(3/2, BE)] \\
 & + e^{-CE} [Mk_v + (2C)^{1/2} E] \\
 & - e^{-BE} [Mk_v + (2B)^{1/2} E] \} \tag{A1}
 \end{aligned}$$

where

$$B = \frac{1 - M}{1 + Mk_v} + \frac{M^2 k_v}{2(1 + Mk_v)^2} \tag{A2}$$

$$C = \frac{1}{2} (Mk_v)^{-2} \tag{A3}$$

in which

- $\bar{e}_p$  long-term average rate of potential evapotranspiration;
- $M$  vegetation canopy density;
- $k_v$  plant transpiration coefficient;
- $E$  evaporation parameter;
- $\beta$  reciprocal of mean time between storms;
- $\kappa$  parameter of gamma distribution of storm depth;
- $\lambda$  parameter of gamma distribution of storm depth;
- $h_s$  surface retention capacity;
- $\Gamma(\ )$  gamma function;

$\gamma(\ )$  incomplete gamma function.

In turn, Eagleson expressed the expected value of vegetal transpiration in the interstorm period  $j$ ,  $Ev [E_{v_j}]$ , as

$$Ev [E_{v_j}] = \frac{\bar{e}_p}{\beta} k_v \tag{A4}$$

where he assumed that transpiration is always at the potential rate  $\bar{e}_p$  and that  $k_v$  reflects the effective area of transpiring leaf surface per unit of vegetated land surface, thus using it as an amplification factor to approximate the surface retention loss from vegetation.

By weighting (A1) and (A4) according to the canopy density, the expected total interstorm evapotranspiration  $Ev [E_T]$  is given by

$$Ev [E_T] = (1 - M) Ev [E_{s_j}] + M Ev [E_{v_j}] \tag{A5}$$

If  $\nu$  is the number of interstorm periods in a season, the seasonal evapotranspiration  $E_T$  is

$$E_T = \sum_{j=1}^{\nu} E_{T_j} \tag{A6}$$

of which the expected value is

$$Ev [E_T] = m_\nu Ev [E_{T_j}] \tag{A7}$$

where

$$m_\nu = Ev [\nu] \tag{A8}$$

Notation

- $A$  shortwave albedo of surface.
- $\bar{e}_p$  long-term average rate of evapotranspiration.
- $E$  evaporation parameter.
- $E_s$  soil moisture evaporation from bare soil fraction.
- $E_T$  total evapotranspiration.
- $E_{T_j}$  seasonal evapotranspiration.
- $E_v$  transpiration from vegetated fraction.
- $f_i$  infiltration capacity.
- $G$  long-term effective seasonal groundwater runoff (or mountain front recharge).
- $G_s$  seasonal groundwater runoff.
- $h$  storm depth.
- $h_0$  surface retention capacity.
- $h_p$  space- and time-effective initial abstraction.
- $\bar{h}_s$  average storm depth in a season.
- $H$  residual sensible heat flux.
- $i$  rainfall intensity.
- $j$  counting variable for events.
- $k_v$  plant coefficient.
- $L_e$  latent heat of vaporization.
- $m_H$  mean storm depth.
- $m_P$  average seasonal precipitation.
- $m_\nu$  mean number of storms per season.
- $m_T$  mean length of rainy season.
- $M$  vegetation canopy density.
- $M_0$  equilibrium vegetal canopy density.
- $N$  fractional cloud cover.
- $P_s$  seasonal precipitation.
- $q_b$  net rate of outgoing longwave radiation.

- $q_i$  rate of insolation at surface.
- $Q_s$  seasonal streamflow.
- $R$  region of integration.
- $R_s$  seasonal surface runoff.
- $S$  fractional relative humidity.
- $t$  time.
- $t_a$  time at which initial abstraction is satisfied.
- $t_b$  time between storms.
- $t_r$  storm duration.
- $T_a$  atmospheric temperature.
- $Z$  value of storm surface runoff.
- $\alpha$  reciprocal of average rainstorm intensity.
- $\beta$  reciprocal of mean time between storms.
- $\delta$  reciprocal of average storm duration.
- $\gamma/\Delta$  atmospheric parameter.
- $\kappa$  parameter of gamma distribution of storm depth.
- $\lambda$  parameter of gamma distribution of storm depth.
- $\nu$  counting variable for number of storms.
- $\rho_e$  mass density of evaporating water.
- $Ev [ ]$  expected value of [ ].
- $\Gamma ( )$  gamma function.
- $\gamma [ ]$  incomplete gamma function.
- $K_0 [ ]$  Bessel function of order zero.
- $K_1 [ ]$  Bessel function of order one.

**Acknowledgments.** The authors gratefully acknowledge the constructive comments and recommendations provided by P. C. D. Milly of the Geophysical Fluid Dynamics Laboratory (GFDL), Paul Hsieh of the U.S. Geological Survey, and Amado Guzman, Vijai Gupta, and Jene Michaud of the University of Arizona. Partial support was provided by the National Science Foundation under grants ECE-86105487 and BCS-8920851.

**References**

Adar, E., Estimation of recharge in a small southern Arizona basin by means of hydrological, hydrochemical, and environmental isotope data, Ph.D. dissertation, Dep. of Hydrol. and Water Resour., Univ. of Ariz., Tucson, 1984.

Belan, R. A., and W. G. Matlock, Groundwater recharge from a portion of the Santa Catalina Mountains, paper presented at Hydrology and Water Resources in Arizona and the Southwest, 1973 Meetings, Ariz. Sect., Am. Water Resour. Assoc. and Hydrol. Sect., Ariz.-Nev. Acad. of Sci., Tucson, Ariz., 1973.

Carrera, J., and S. P. Neuman, Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions, 1, Maximum likelihood method incorporating prior information, *Water Resour. Res.*, 22(2), 199-210, 1986a.

Carrera, J., and S. P. Neuman, Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions, 2, Uniqueness, stability, and solution algorithms, *Water Resour. Res.*, 22(2), 211-227, 1986b.

Chavez, A., S. Sorooshian, and S. N. Davis, Estimation of mountain front recharge to regional aquifers, 2, A maximum likelihood approach incorporating prior information, *Water Resour. Res.*, this issue.

Clapp, R. B., A wetting front model of soil water dynamics, Ph.D. dissertation, Dep. of Environ. Sci., Univ. of Va., Charlottesville, 1982.

Duckstein, L., M. M. Fogel, and J. L. Thames, Elevation effects on rainfall: A stochastic model, *J. Hydrol.*, 18, 21-35, 1973.

Eagleson, P. S., *Dynamic Hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1970.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and the water balance: A framework for their analytical coupling, paper presented at the Tenth Annual John R. Freeman Memorial Lecture, Mass. Inst. of Technol., Cambridge, 1977.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 1, Introduction to water balance dynamics, *Water Resour. Res.*, 14(5), 705-712, 1978a.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 2, The distribution of annual precipitation derived from observed storm sequences, *Water Resour. Res.*, 14(5), 713-721, 1978b.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 3, A simplified model of soil moisture movement in the liquid phase, *Water Resour. Res.*, 14(5), 722-730, 1978c.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 4, The expected value of annual evapotranspiration, *Water Resour. Res.*, 14(5), 731-740, 1978d.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 5, A derived distribution of storm surface runoff, *Water Resour. Res.*, 14(5), 741-748, 1978e.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 6, Dynamics of the annual water balance, *Water Resour. Res.*, 14(5), 749-764, 1978f.

Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 7, A derived distribution of annual water yield, *Water Resour. Res.*, 14(5), 765-776, 1978g.

Eagleson, P. S., and T. E. Tellers, Ecological optimality in water-limited natural soil-vegetation systems, 2, Tests and application, *Water Resour. Res.*, 18(2), 341-354, 1982.

Feth, J. H., Hidden recharge, *Ground Water*, 2(4), 14-17, 1964.

Gallaher, B. M., Recharge properties of the Tucson Basin aquifer as reflected by the distribution of a stable isotope, M.S. thesis, Dep. of Hydrol. and Water Resour., Univ. of Ariz., Tucson, 1979.

Handy, R. M., and R. W. Durrenberger, Solar radiation and sunshine data for the southwestern United States, 1966-1974, report, State of Ariz. Sol. Energy Comm. and State Climatol. for Ariz., Phoenix, 1976.

Milly, P. C. D., An event-based simulation model of moisture and energy fluxes at a bare soil surface, *Water Resour. Res.*, 22(12), 1680-1692, 1986.

Milly, P. C. D., and P. S. Eagleson, Parameterization of moisture and heat fluxes across the land surface for use in atmospheric general circulation models, *Tech. Rep. 279*, Dep. of Civ. Eng., Mass. Inst. of Technol., Cambridge, 1982.

Olsen, M. C., Mountain-front recharge to the Tucson Basin from Tanque Verde Canyon, Arizona, M.S. thesis, Dep. of Hydrol. and Water Resour., Univ. of Ariz., Tucson, 1982.

Penman, H. L., Natural evaporation from open water, bare soil, and grass, *Proc. R. Soc. London A*, 193, 120-145, 1948.

Shreve, F., The vegetation of a desert mountain range as conditioned by climatic factors, *Publ. 217*, Carnegie Inst. of Wash., Washington, D. C., 1915.

Simpson, E. S., D. Thourud, and I. Friedman, Distinguishing seasonal recharge to groundwater by deuterium analysis in southern Arizona, paper presented at World Water Balance, the Reading Symposium, Int. Assoc. of Sci. Hydrol., Reading, England, July 1970.

Tellers, T. E., and P. S. Eagleson, Estimation of effective hydrologic properties of soils from observations of vegetal density, *Rep. 254*, 126 pp., Ralph M. Parsons Lab., Dep. of Civ. Eng., Mass. Inst. of Technol., Cambridge, 1980.

Thorne, D. P., A chemical and isotopic study of groundwater flow in the Tucson Mountains, Arizona, M.S. thesis, Dep. of Hydrol. and Water Resour., Univ. of Ariz., Tucson, 1982.

Van Bavel, C. H. M., Potential evaporation: The combination concept and its experimental verification, *Water Resour. Res.*, 2(3), 455-467, 1966.

Whittaker, R. H., S. W. Buol, W. A. Nierring, and Y. H. Havens, A soil and vegetation pattern in the Santa Catalina Mountains, Arizona, *Soil Sci.*, 105, 440-449, 1968.

Wilson, L. G., K. J. DeCook, and S. P. Neuman, Regional recharge research for southwest alluvial basins, final report, *Water Resour. Res. Cent.*, Univ. of Ariz., Tucson, 1980.

A. Chavez, Facultad de Ingenieria, Universidad Autonoma de Chihuahua, Apartado Postal 1528-C, Chihuahua, Chih. 31160, Mexico.  
 S. N. Davis and S. Sorooshian, Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona, Tucson, AZ 85721.

(Received August 19, 1993; revised November 18, 1993; accepted November 29, 1993.)





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**XV DIPLOMADO INTERNACIONAL  
SOBRE CONTAMINACIÓN Y  
RESTAURACIÓN DE SUELOS Y  
ACUIFEROS**  
Del 8 al 12 de Septiembre

**MODULO III  
MODELOS MATEMÁTICOS EN  
GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN  
DE ACUIFEROS**

**TEMA ANEXO  
OPTIMIZACION DEL BOMBEO EN EL  
ACUIFERO DE VILLA DE REYES, SAN LUIS  
POTOSÍ**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# Optimización del bombeo en el acuífero de Villa de Reyes, San Luis Potosí

Adolfo Chávez Rodríguez

Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chihuahua

Sergio Flores Castro

Departamento de Geohidrología, Comisión Federal de Electricidad

*El acuífero de Villa de Reyes satisface la demanda de agua de una de las centrales termoeléctricas de la Comisión Federal de Electricidad y ha estado sujeto a sobreexplotación. En los últimos años se han incrementado sus ritmos de abatimiento, lo que ha impulsado el desarrollo de un modelo que permita diseñar una política de explotación óptima de este acuífero. Este modelo se formuló con un enfoque de ingeniería de sistemas donde se integra un modelo de simulación de flujo de agua subterránea con otro de decisión. Este está dado tanto como una función objetivo por optimizar, que en este caso significó la minimización de la suma de los abatimientos en zonas seleccionadas del acuífero, como por un conjunto de restricciones físicas y socioeconómicas que condicionan la explotación del agua subterránea. El acoplamiento de ambos modelos se efectuó mediante la técnica de funciones de respuesta. Se concluyó que un sistema de bombeo es óptimo cuando, al plantear la minimización de abatimientos, es el que ofrece mayores ventajas desde los puntos de vista hidrológico y socioeconómico.*

En los últimos años el acuífero de Villa de Reyes, en el estado de San Luis Potosí, ha presentado un abatimiento continuo de los niveles estáticos, ocasionado por el bombeo en pozos someros de usos agrícola y doméstico y en pozos profundos de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Estos últimos satisfacen los caudales de agua requeridos para la operación de la Central Termoeléctrica San Luis Potosí.

Esta situación hidrogeológica hizo necesario el diseño e implementación de un esquema de bombeo encaminado a reducir al mínimo los efectos adversos de la sobreexplotación, como el incremento de los costos de bombeo, la inutilización de las obras de captación, y un posible deterioro de la calidad del agua subterránea. Al mismo tiempo, la implantación de este esquema de bombeo extendería la vida útil del sistema acuífero con sus consecuentes beneficios socioeconómicos en los niveles local y nacional.

El esquema de explotación óptima de un acuífero se puede diseñar mediante la técnica de funciones tecnológicas algebraicas, mejor conocidas como funciones de respuesta, la cual ha probado ser la más eficiente para este propósito. Las funciones de respuesta relacionan el bombeo en pozos con los abatimientos en los mismos, y en la práctica, se obtienen mediante un modelo digital de simulación de flujo de agua subterránea. El Departamento de Geohidrología de la Comisión Federal de Electricidad construyó un modelo de simulación del acuífero de Villa de Reyes, en colaboración con la Residencia de Estudios de Ingeniería Civil en Querétaro (Depto. de Geohidrología y Residencia de Estudios de Ingeniería Civil de Qro., 1989).

En este artículo se desarrolla un modelo de manejo del sistema acuífero de Villa de Reyes, donde se integra el modelo digital de simulación con otro de decisión mediante la técnica de fun-



ciones de respuesta. Este modelo de manejo constituye un problema de programación lineal, cuya solución proporciona los esquemas de bombeo óptimo dentro de las condicionantes del sistema. Como un antecedente a este trabajo se tiene el caso del acuífero de Samalayuca, Chihuahua, donde se adoptó un enfoque metodológico similar (Chávez *et al.*, 1989).

### Hidrogeología del área de Villa de Reyes

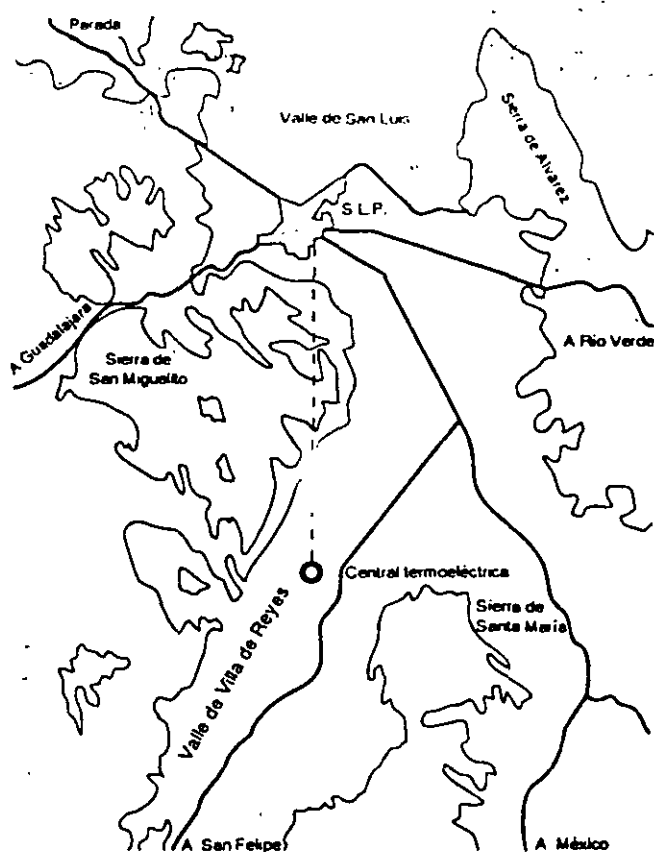
El valle de Villa de Reyes se localiza en la zona semiárida del centro de México, y el área de estudio queda comprendida entre los 21° 40' y 21° 60' de latitud norte, y entre los 100° 60' y 101° 00' de longitud oeste. La central termoeléctrica se ubica cerca del poblado del mismo nombre, aproximadamente a 35 km al sur de la ciudad de San Luis Potosí (véase ilustración 1). La precipitación media anual en el área es de 427 mm, con una evaporación potencial superior a los 2 000 mm.

El valle es de origen tectónico, habiéndose formado por una fosa estructural que aloja principalmente material volcánico. Sus límites naturales son la sierra de San Miguelito por el noroeste y la de Santa María por el sureste. El sistema acuífero del valle es de tipo libre mixto, con un estrato superior formado por depósitos de relleno consistentes en material volcanoclástico intercalado con gravas, arenas y limos, que tiene un espesor promedio de 150 m. Subyaciendo a este estrato se halla una unidad volcánica constituida básicamente por ignimbritas y riolitas, cuyo espesor promedio es de 700 m. Esta unidad muestra porosidad y permeabilidad secundarias por fracturamiento. El flujo regional de agua subterránea guarda una dirección preferente SW-NE paralela a las sierras mencionadas (Flores *et al.*, 1990).

Hasta 1986 el sistema acuífero del valle se aprovechaba únicamente mediante pozos de uso agrícola y doméstico perforados en el relleno granular, con un bombeo conjunto de poco más de 20 000 m<sup>3</sup>/día que ocasionó un abatimiento promedio del nivel estático de 1.5 m/año. En ese año entraron en operación pozos profundos de la CFE que extrajeron en conjunto 11 500, 29 700 y 29 100 m<sup>3</sup>/día en 1986, 1987 y 1988, respectivamente, lo que provocó un abatimiento promedio de 3 m/año en el medio fracturado e incrementó a 2 m/año el abatimiento promedio en el medio granular.

Los pozos de la CFE están agrupados en tres baterías, a la número I corresponden los pozos 5,

Fig. 1. Localización del valle de Villa de Reyes, SLP



7, 8, 9, 12, 16 y 21; a la II, los pozos 13 y 14; y a la III, los pozos 2, 3, 4, 11, 17, 18, 19 y 20.

La principal fuente de recarga en el área está representada por un flujo profundo ascendente hacia el medio fracturado en la zona de los pozos 7, 9 y 21 de la CFE, procedente de un sistema regional de fallas, que aporta un caudal aproximado de 26 500 m<sup>3</sup>/día (Depto. de Geohidrología y Residencia de Estudios de Ingeniería Civil en Querétaro, 1989).

### Diseño de esquemas de explotación óptima

Los modelos de simulación de flujo se han empleado para predecir la respuesta hidráulica de los sistemas acuíferos ante diversas políticas de explotación. Empero, el número de posibles esquemas de bombeo es infinito en teoría y muy alto en la práctica, por lo que la búsqueda del esquema de explotación óptima por ensayo y error es lenta y costosa, a más de que este procedimiento no garantiza la obtención del óptimo. Sin embargo, con un enfoque de ingeniería de sistemas es posible diseñar tal esquema integrando el modelo digital de simulación con uno económico o de decisión.

Un modelo de decisión es la expresión matemática de un criterio de preferencia acerca de los efectos hidrológicos o económicos de la explotación del acuífero; e incluye un conjunto de restricciones físicas y/o socioeconómicas asociadas a tal explotación.

La integración del modelo de simulación de flujo con el de decisión constituye el modelo de manejo del sistema acuífero, cuya solución, que es el esquema de bombeo óptimo, se puede obtener mediante técnicas de optimización matemática.

### Definición de la función de respuesta

Aunque existen varias técnicas para acoplar los modelos de flujo con los de decisión, la conocida como funciones de respuesta ha probado ser la más eficiente. Esta técnica implica la determinación de la relación funcional entre el bombeo en pozos a través del tiempo y el abatimiento en los mismos (Maddock, 1972).

En la práctica las funciones de respuesta se obtienen mediante un modelo digital de simulación, por lo que se expresará la relación entre bombeo y abatimiento en términos de celdas de bombeo y no de pozos. La forma general de esta relación es:

$$s(k, n) = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^n B(k, j, n-i+1) Q(j, i) \quad (1)$$

donde  $s(k, n)$  es el abatimiento promedio en la celda  $k$  al final del  $n$ -ésimo lapso;  $M$ , el número de celdas de bombeo;  $Q(j, i)$ , el caudal de bombeo en la celda  $j$  durante el  $i$ -ésimo período;  $n$ , el número total de periodos; y  $B(k, j, n-i+1)$  es el coeficiente de respuesta. Este coeficiente representa el abatimiento promedio en la celda de observación  $k$  al final del  $n$ -ésimo periodo, debido a un bombeo unitario en la  $j$ -ésima celda efectuado durante el  $i$ -ésimo lapso. El conjunto de coeficientes de respuesta constituye la función de respuesta, que normalmente se presenta en forma matricial.

Los coeficientes de respuesta se obtienen, por lo general, mediante un modelo digital de simulación de flujo, asignando un bombeo unitario a la primera celda de manejo durante el primer periodo y un bombeo nulo para el resto. Este procedimiento se repite para cada una de las celdas de interés. Los abatimientos calculados al final de cada lapso son los coeficientes de respuesta.

### Cálculo de la matriz de respuesta de los pozos CFE

Se construyó un modelo de simulación de flujo en diferencias finitas para el acuífero de Villa de Reyes con base en el código de computadora MODFLOW como un antecedente a este trabajo (Depto. de Geohidrología y Residencia de Estudios de Ingeniería Civil en Querétaro, 1989, Maddock y Harbaugh, 1984).

Este acuífero se encuentra en un régimen transitorio de flujo desde fecha indeterminada anterior a 1986, año en que entraron en operación los pozos de la CFE. El modelo de simulación se implementó a dos capas, donde la superior corresponde al medio granular y la inferior al fracturado. La calibración de este modelo se efectuó durante 1986 y 1987, y la verificación, en 1988, iniciando en el mes de enero en cada caso. Este modelo de simulación se empleó para obtener la matriz de respuesta. Las funciones de respuesta, al relacionar linealmente el bombeo con el abatimiento, exigen un comportamiento lineal o al menos cuasilineal del acuífero. El acuífero de Villa de Reyes es libre y, por tanto, intrínsecamente no lineal; sin embargo, su comportamiento será cuasilineal mientras los abatimientos del nivel freático sean pequeños comparados con el espesor saturado.

Como horizonte de manejo se seleccionó un periodo de 5 años, en el que se supone que cada pozo de la CFE bombeará a caudal constante, lo que en la práctica se podría considerar como la extracción promedio del pozo durante los 5 años, siempre que no hubiese periodos muy prolongados de operación a caudales muy por encima o muy por debajo de ese promedio. Cabe hacer notar que un horizonte de simulación superior a 5 años proporcionaría resultados muy inciertos, en vista de la longitud del periodo sobre el cual se calibró el modelo.

Para obtener la matriz de respuesta de los pozos de la CFE, únicos que fueron considerados susceptibles de manejo, se siguió el procedimiento descrito en la sección anterior, seleccionando para este fin un bombeo unitario de 10 000 m<sup>3</sup>/día, el cual en teoría se puede elegir de manera arbitraria, pero en la práctica debe ser lo suficientemente alto para reducir a un nivel aceptable el efecto relativo de los errores de discretización numérica. De acuerdo con esto, se aplicó un bombeo de 10 000 m<sup>3</sup>/día a la primera celda de manejo (pozo 2) durante 5 años, donde el abatimiento calculado en cada una de las 17 celdas de manejo al final de este periodo es la primera fila de la matriz

de respuesta. Este procedimiento se repitió en la secuencia para el resto de las celdas de manejo hasta obtener la matriz completa. Esta resultó ser aproximadamente simétrica, lo que indica un comportamiento cuasilineal del acuífero durante el periodo señalado (véase cuadro 1).

La matriz de respuesta obtenida se presenta en el cuadro 2, donde se observa que los coeficientes más altos corresponden a aquellas celdas (pozos) situadas en la zona de mínima conexión hidráulica vertical entre los medios acuíferos, o sea, en la mitad suroeste del área de estudio.

**Formulación del modelo de manejo**

El modelo de manejo del sistema acuífero de Villa de Reyes está constituido por la integración del modelo de flujo con un modelo de decisión a través de la función de respuesta, como ya se mencionó. Este último incluye una función objetivo por optimizar, que en nuestro caso se ha planteado como la minimización de la suma de los abatimientos en zonas seleccionadas del acuífero, lo que refleja la intención de reducir a un mínimo los efectos adversos de la sobreexplotación y de maximizar la vida del acuífero.

La solución a este modelo de manejo es aquel esquema de bombeo que reduce al mínimo los abatimientos dentro de las restricciones físicas que condicionan la explotación del agua subterránea, al tiempo que se satisface la demanda de la central termoeléctrica. Desde el punto de vista de la optimización matemática se considera a la relación funcional entre el bombeo y el abatimiento, dada por la función de respuesta, como una de las restricciones del sistema.

**1. Coeficiente de respuesta en las celdas de pozos someros para un periodo de 5 años con bombeo unitario de 10 000 m<sup>3</sup>/día en los pozos de la CFE**

Pozos someros	
	397 398 401 418 449 462 460 381 447 425 337 375 376 804 373 368 399 448
2	0 1 0 0 0 7 5 1 4 9 0 5 6 5 5 5
3	1 1 1 1 7 4 3 2 6 8 1 10 6 6 4 3
4	1 2 1 1 6 3 2 2 8 6 1 8 5 5 3 3
P 5	1 2 4 1 1 5 3 2 2 6 5 1 7 4 4 3 2
O 7	1 1 4 1 1 5 3 2 2 5 4 2 6 4 4 2 2
Z 8	1 1 3 2 1 5 3 2 2 4 2 5 3 3 2 2
O 9	1 1 4 1 1 5 3 2 2 4 4 2 6 3 4 2 2
S 11	0 0 4 0 0 4 6 6 1 2 7 0 5 7 7 8 7
12	1 1 4 2 1 5 3 2 1 4 4 2 5 3 3 2 2
13	1 1 5 1 1 5 4 3 2 5 5 1 6 4 4 3 3
C 14	1 1 5 1 1 6 4 3 1 5 5 1 5 4 4 3 3
F 16	1 1 3 1 1 5 3 2 1 4 4 2 5 4 2 2 2
E 17	0 1 7 0 0 4 9 6 1 2 3 0 3 4 4 5 5
18	0 1 5 0 0 4 8 6 0 2 7 0 4 5 5 6 6
19	0 0 4 0 0 3 6 7 0 2 6 0 4 5 5 8 8
20	0 0 5 0 0 3 7 8 0 2 5 0 4 5 5 7 7
21	1 1 4 1 1 5 3 2 1 5 4 2 6 4 4 2 2

**2. Matriz de respuesta en las celdas de los pozos de la CFE para un periodo de 5 años con bombeo unitario de 10000 m<sup>3</sup>/día**

	2	3	4	5	7	8	9	11	12	13	14	16	18	19	20	21	
2	15	6	5	4	4	4	4	5	4	4	5	4	6	7	5	5	4
3		17	9	8	6	6	6	5	6	6	7	6	4	4	4	4	6
4			21	13	10	9	9	3	9	9	9	9	3	3	3	3	9
5				29	16	15	15	3	15	14	13	15	3	3	3	3	16
7					30	26	27	3	26	20	17	26	3	3	3	3	26
8						37	28	3	33	20	17	31	3	3	3	3	24
9							32	3	28	20	18	29	3	3	3	3	26
11								12	3	3	3	3	5	6	7	3	3
12									38	20	17	32	3	3	3	3	24
13										35	25	20	4	3	3	3	20
14											34	17	4	4	4	4	17
16												35	3	3	3	3	25
17													13	7	6	6	3
18														11	7	7	3
19															10	8	3
20																10	2
21																	29

Ahora, considerado un horizonte de manejo de 5 años, a fin de obtener los caudales óptimos de operación de los pozos de la CFE para este periodo único, se omiten los índices relativos a los lapsos en la ecuación (1), y el modelo de manejo se formula de acuerdo con los siguientes planteamientos:

*Esquema de bombeo óptimo A*

Este diseño plantea la obtención de un esquema de bombeo óptimo de los pozos de la CFE donde se minimizan los abatimientos sólo en estos pozos, sin considerar los efectos sobre el medio granular, lo cual se expresa mediante la siguiente función objetivo:

$$\text{minimizar } \sum_{k=1}^{n_f} s(k) \tag{2}$$

donde  $s(k)$  es el abatimiento en la celda  $k$  al final del periodo de 5 años, que es el horizonte de manejo, y  $n_f$  es el total de las celdas de bombeo (pozos de la CFE).

Las restricciones impuestas son las siguientes:

- (i)  $s(k) \leq s_{max}(k)$  para toda  $k$
- (ii)  $Q(k) \leq Q_{max}(k)$  para toda  $k$
- (iii)  $\sum_{k=1}^M Q(k) \geq D$
- (iv)  $s(k) = \sum_{j=1}^M B(k,j)Q(j)$  para toda  $k$

donde  $s(k)$  es el abatimiento al final del horizonte de manejo en la celda  $k$ ;  $M$ , el número total de celdas de manejo; que en este caso es igual a  $n_f$ ;  $Q(j)$ , el caudal de bombeo en la celda  $j$ ;  $B(k, j)$ , el coeficiente de respuesta, que representa el abatimiento en la celda  $k$  al final del horizonte de manejo debido a un bombeo unitario en la celda  $j$ ;  $s_{max}(k)$ , es el abatimiento máximo permisible al final del horizonte de manejo en la celda  $k$ ;  $Q_{max}(k)$ , el caudal de bombeo máximo posible en la celda  $k$ ; y  $D$  es la demanda de agua de la central termoeléctrica.

La restricción del tipo (i) condiciona al abatimiento en cada celda de los pozos de la CFE a no exceder un valor máximo permisible al final del horizonte de manejo; la segunda restricción (ii) establece que ningún pozo de la CFE puede ser bombeado por encima de su capacidad de diseño, o de un cierto caudal máximo posible; la tercera (iii) exige que la extracción conjunta de los pozos de la CFE satisfaga al menos la demanda de la central termoeléctrica; y la última (iv) expresa la relación funcional entre el bombeo y el abatimiento, y es a través de esta restricción como se establece el vínculo entre el modelo de simulación de flujo y el modelo de decisión. Este modelo de manejo, representado por la ecuación (2) y el conjunto de restricciones (i) a (iv), constituye un problema de programación lineal, el cual fue resuelto con el paquete de computadora LP88 versión 3.12 (Eastern Software Products, 1983).

El abatimiento máximo permisible del nivel estático en cada pozo de la CFE se estableció como la diferencia entre el nivel de la base de la cámara de bombeo y el nivel dinámico actual, a la que se restaron 20 m, con el fin de dar un margen de seguridad ante la previsible, aunque difícilmente cuantificable, acentuación de la diferencia entre el nivel estático y el dinámico al descender ambos.

El esquema de bombeo óptimo se diseñó para una demanda de la central termoeléctrica de 450 l/s (38 880 m<sup>3</sup>/día). En el cuadro 3 se enlistan las restricciones pertinentes, mientras que en el 4 se presenta la solución al modelo de manejo. Esta solución es el esquema de bombeo que reduce a un mínimo la suma de los abatimientos en celdas de los pozos de la CFE dentro de las restricciones impuestas. Este conjunto de valores constituye el esquema de bombeo óptimo A.

Esquema de bombeo óptimo B

Se puede plantear un esquema alternativo de bombeo de los pozos de la CFE que sea óptimo al

3: Restricciones de abatimiento y bombeo de los pozos de la CFE

Pozo	Profundidad de la cámara de bombeo (metros)	Nivel dinámico (metros)	Abatimiento máximo permisible a 5 años (metros)	Caudal de bombeo máximo posible (l/s)
2	200	70	110	63
3	197	66	111	52
4	198	78	100	77
5	200	76	104	34
7	199	82	97	60
8	177	82	75	42
9	245	108	117	42
11	247	130	97	33
12	200	100	80	52
13	213	140	53	20
14	245	107	118	22
16	250	110	120	37
17	246	83	143	75
18	250	69	161	32
19	248	61	167	49
20	250	67	163	71
21	244	67	157	63

considerar el sistema acuífero completo, es decir, al buscar la minimización de abatimientos tanto en el medio fracturado como en el granular. En este caso la función objetivo toma la siguiente forma:

$$\text{minimizar } \sum_{k=1}^{n_f} s(k) + \sum_{k'=1}^{n_g} s(k') \quad (3)$$

donde  $n_g$  es el número de celdas de interés en el medio granular, y  $s(k')$ , el abatimiento en la celda  $k'$  de ese mismo medio.

En este caso, las restricciones impuestas son las siguientes:

- (i)  $s(k) \leq s_{max}(k)$  para toda  $k$   
 $s(k') \leq s_{max}(k')$  para toda  $k'$
- (ii)  $Q(k) \leq Q_{max}(k)$  para toda  $k$
- (iii)  $\sum_{k=1}^M Q(k) \geq D$
- (iv)  $s(k) = \sum_{j=1}^M B(k, j)Q(j)$  para toda  $k$   
 $s(k') = \sum_{j=1}^M B(k', j)Q(j)$  para toda  $k'$

donde  $M$  es el número de celdas de manejo, que también en este caso es igual al número de pozos de la CFE,  $n_f$ ;  $B(k', j)$  es el coeficiente de respuesta que relaciona el bombeo en el  $j$ -ésimo pozo de la CFE con el abatimiento en la  $k'$ -ésima celda del medio granular.

Dado que se tienen 17 celdas de pozos profundos de la CFE, y con el fin de dar el mismo peso en la función objetivo (3) a ambos medios acuíferos, se seleccionaron las 17 celdas de pozos someros con mayor extracción entre las 23 existentes en el área. Cabe mencionar que en las 6 celdas excluidas los bombeos son muy reducidos. En el cuadro 4 se presentan los coeficientes de respuesta que relacionan el bombeo en los pozos de la CFE con el abatimiento en las celdas de los pozos someros que ahí se indican para el periodo de 5 años. La ubicación de los pozos someros considerados se muestra en la ilustración 2a.

El modelo de manejo representado por la función objetivo (3) y su conjunto de restricciones asociadas constituye también un problema de programación lineal, y su solución es el esquema de bombeo de los pozos de la CFE que minimiza la suma de los abatimientos en los dos medios acuíferos dentro de las restricciones impuestas. Para los pozos de la CFE estas restricciones fueron las mismas consideradas en el diseño del esquema óptimo A, mientras que para las celdas de los pozos someros se permitió un abatimiento máximo de 20 m en el periodo de 5 años.

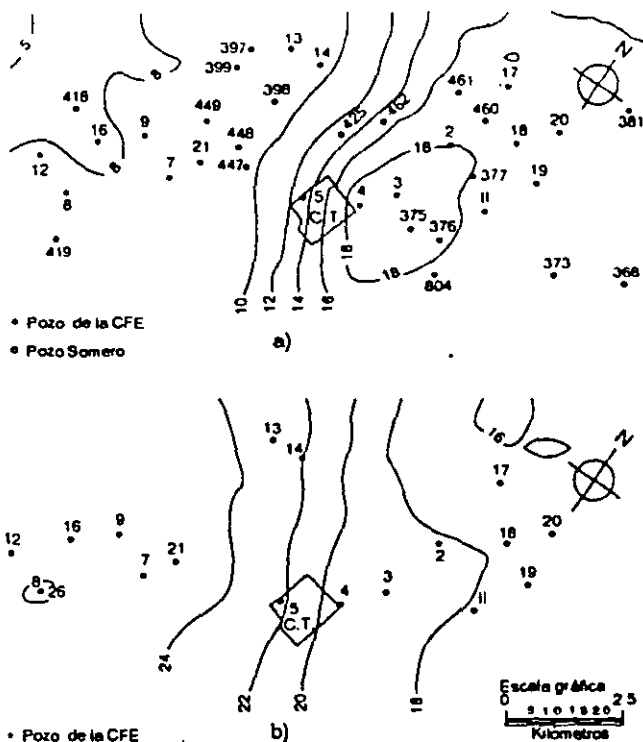
La solución al modelo de manejo de acuerdo con este diseño se muestra en el cuadro 4, y al comparar estos resultados con los obtenidos en el diseño previo se puede notar que la distribución del bombeo de los pozos de la CFE es marcadamente distinta; por ejemplo, los pozos 2, 3 y 18 operan en el esquema óptimo A pero no en el B, mientras que los pozos 5, 8, 16 y 21 bombean en el esquema óptimo B pero no en el A.

Es importante destacar que se ensayó el di-

4. Esquema de bombeo de los pozos de la CFE para una demanda de 450 l/s

Pozo	1989 ajustado	Óptimo A	Óptimo B
2	46	63	0
3	48	52	0
4	36	75	76
5	20	0	34
7	39	0	0
8	28	0	42
9	35	0	0
11	8	33	28
12	36	0	0
13	8	0	0
14	6	0	0
16	10	0	37
17	16	75	75
18	24	32	0
19	32	49	49
20	9	71	71
21	49	0	38

2. Predicción de abatimiento del nivel estático (en metros) con el esquema de bombeo de 1989 ajustado a 450 l/s en los pozos de la CFE; a) de enero de 1989 a enero de 1994 en el acuífero granular y b) a enero de 1994 en el acuífero fracturado



seño de ambos esquemas óptimos para demandas de agua mayores que 450 l/s, resultando que en el caso del esquema A no fue factible obtener una solución óptima con una demanda de 700 l/s, mientras que en el caso del esquema B, el método de optimización no convergió para una demanda de 550 l/s, lo cual significa que no es posible satisfacer estas demandas sin violar las restricciones físicas que condicionan la explotación del sistema acuífero.

### Predicción de la evolución del nivel estático

La evolución del nivel estático en ambos medios se predijo mediante el modelo digital de flujo para un horizonte de 5 años tomando como niveles iniciales los correspondientes a enero de 1989.

En ese año, que es el último con registro hidrométrico, el bombeo conjunto de los pozos de la CFE fue de 374 l/s (véase cuadro 5). Con el fin de comparar consistentemente la predicción bajo este esquema de bombeo con la que resulta de los esquemas óptimos A y B, se incrementaron los caudales de los pozos de la CFE del año de 1989 para bombear en conjunto 450 l/s, pero respetando la aportación relativa de cada pozo al

5. Bombeo promedio de los pozos de la CFE durante el año de 1989

Pozo	Caudal (l/s)	Porcentaje
<b>Batería I</b>		
5	16.8	4.5
7	32.6	8.7
8	23.7	6.3
9	29.0	7.7
12	29.8	8.0
16	8.1	2.2
21	40.7	10.9
<b>Batería II</b>		
13	6.8	1.8
14	4.8	1.3
<b>Batería III</b>		
2	38.5	10.3
3	40.1	10.7
4	29.4	7.9
11	6.7	1.8
17	13.5	3.6
18	20.0	5.4
19	26.4	7.1
20	7.2	1.9
<b>Total</b>	<b>374.1</b>	<b>100.0</b>

total bombeado en ese año. Este esquema se llamará en lo sucesivo "esquema de bombeo de 1989 ajustado", y en el cuadro 4 se muestran los caudales por pozo que lo definen.

En las ilustraciones 2a y 2b se aprecia la predicción de abatimiento de nivel estático de enero de 1989 a enero de 1994 en los medios granular y fracturado, respectivamente, con el esquema de bombeo de 1989 ajustado. En la ilustración 2a se observa un abatimiento máximo de más de 18 m en el medio granular en la zona del pozo 3, que decrece hasta 6 m en la esquina poniente del área de estudio. En cuanto al medio fracturado, se observa en la ilustración 2b un abatimiento máximo de 26 m en la zona del pozo B, y un mínimo de alrededor de 16 m en la porción noroeste del área.

Con respecto a la predicción bajo el esquema de bombeo óptimo A, donde se considera únicamente la minimización de abatimientos en el medio fracturado, los abatimientos predichos a enero de 1994 en los medios granular y fracturado se muestran en las ilustraciones 3a y 3b, respectivamente. En la 3a se observa que el abatimiento máximo predicho para el medio granular bajo este esquema de bombeo es de más de 23 m al noreste del área, y el mínimo es de 5 m hacia la esquina poniente. En la 3b, que corresponde al medio fracturado, se aprecia un abatimiento máximo de 24 m en la misma porción noreste, y una recuperación de niveles (signo negativo en la ilustración)

en la mitad suroeste del área con un máximo de recuperación de 20 m en la zona del pozo 12.

La predicción de abatimiento del nivel estático en el periodo de enero de 1989 a enero de 1994 bajo el esquema de bombeo óptimo B se ejemplifica en las ilustraciones 4a y 4b para los medios granular y fracturado, respectivamente. Este esquema de bombeo fue diseñado planteando la minimización de abatimientos en el sistema global, dando la misma ponderación a los dos medios acuíferos. Como se puede observar en la ilustración 4a, el abatimiento máximo en el medio granular es de más de 20 m sobre la porción noreste del área, con un mínimo de 6 m en la esquina poniente. En la 4b se aprecia en el medio fracturado un abatimiento máximo de 21 m hacia el noreste en la zona de los pozos 19 y 20, y abatimientos entre 8 y 10 m en la porción suroeste del área.

Conclusiones y recomendaciones

De los resultados de la predicción bajo los tres esquemas de bombeo propuestos, se concluye que si bien el esquema de bombeo de 1989 ajustado conduce a los menores abatimientos en el medio

3. Predicción de abatimiento del nivel estático (en metros) de enero de 1989 a enero de 1994 con el esquema de bombeo óptimo A; a) en el acuífero granular y b) en el acuífero fracturado

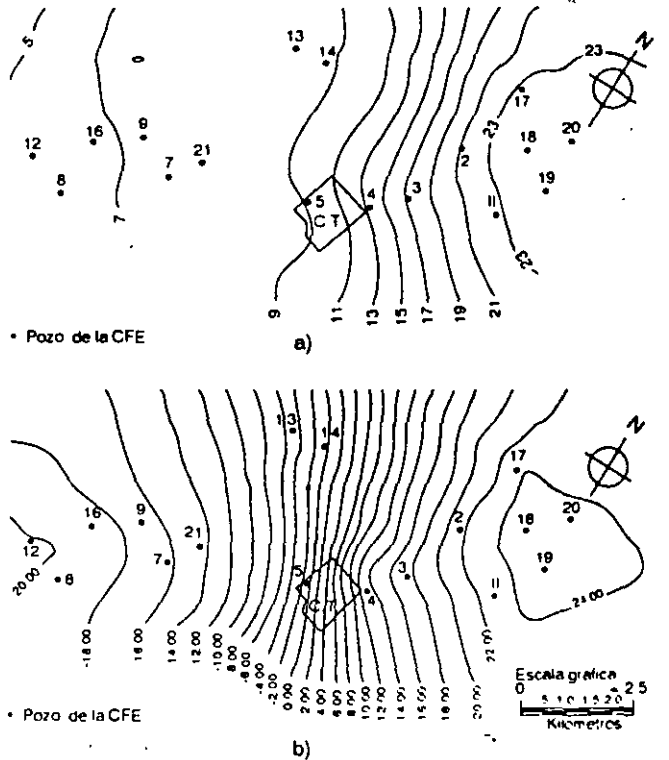
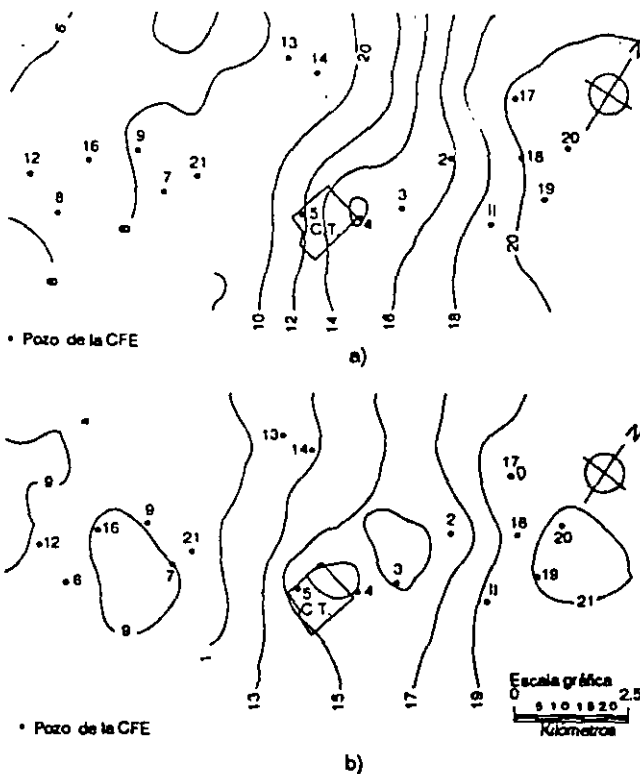


Fig. 4. Predicción de abatimiento del nivel estático (en metros) de enero de 1989 a enero de 1994 con el esquema de bombeo óptimo B; a) en el acuífero granular y b) en el acuífero fracturado



granular, es también el esquema que ocasiona los mayores abatimientos en el medio fracturado, con los inconvenientes del caso para la operación de los pozos de la CFE, en particular para los de la batería I.

Por otra parte, el esquema de bombeo óptimo A ofrece las mejores condiciones para la operación de los pozos de la CFE de las baterías I y II; sin embargo, provoca los mayores abatimientos en el medio granular.

En cuanto al esquema de bombeo óptimo B, se observa que ocasiona abatimientos relativamente pequeños en el medio fracturado en las zonas de las baterías I y II, y abatimientos menores a los que produce el esquema óptimo A en la zona de la batería III. Además, como es de esperarse, el esquema óptimo B induce abatimientos inferiores en el medio granular que los obtenidos con el esquema de bombeo óptimo A.

Comparando las predicciones del esquema óptimo B con las del esquema de bombeo de 1989 ajustado, se observa que aunque este último ocasiona menores abatimientos en la porción noreste del área, su efecto es fuerte sobre la mayor parte del medio fracturado, afectando considerablemente a la mayoría de los pozos de la CFE.

De las comparaciones anteriores se puede concluir que el esquema de bombeo óptimo B ofrece ventajas de orden hidrogeológico y socioeconómico sobre los otros dos esquemas. Desde el punto de vista operacional, el cuadro 6 indica los volúmenes anuales de extracción recomendables. En este cuadro se aprecia que para la batería I sólo los pozos 5, 8, 16 y 21 deberán operar normalmente, quedando los pozos 7, 9 y 12 de respaldo. Es conveniente que los pozos 13 y 14 que conforman la batería II se utilicen de respaldo. En el caso de la batería III, la extracción se deberá efectuar en los pozos 4, 11, 17, 19 y 20, manteniendo los pozos 2, 3 y 18 de respaldo.

En todos los casos se recomienda atender a la hidrometría mensual de los pozos, procurando que sus volúmenes anuales de extracción se apeguen a los indicados en el cuadro 6. Los pozos de respaldo sólo deberán operar temporalmente en caso de fallas mecánicas en los otros.

6. Volumen de extracción anual recomendado en los pozos de la CFE para una demanda total promedio de 450 l/s

Pozo	Volumen (miles de m³)
<b>Batería I</b>	
5	1072
7	0
8	1325
9	0
12	0
16	1167
21	1198
<b>Batería II</b>	
13	0
14	0
<b>Batería III</b>	
2	0
3	0
4	2397
11	883
17	2365
18	0
19	1545
20	2239
<b>Total:</b>	<b>14191</b>

**Referencias**

Chávez, A., M. Hernández, y S. Flores. "Modelación digital y optimación de acuíferos", *Ingeniería Hidráulica en México*, pp. 31-39, mayo-agosto de 1989.

Departamento de Geohidrología, y Residencia de Estudios de Ingeniería Civil de Querétaro. *Modelación del Comportamiento del Acuífero de Villa de Reyes, S. L. P. para el Estudio de disponibilidad de agua a la Central*

- Termoeléctrica San Luis Potosí; Comisión Federal de Electricidad, octubre de 1989.
- Eastern Software Products, Inc.: *Linear programming for IBM personal computer*, v. 3.12, 1983.
- Flores, S., A. Alcalá y M. Hernández. *Características geohidrológicas en el área de la Central Termoeléctrica San Luis Potosí*, Pub. GH-5, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, CFE, julio de 1990.
- Maddock, T. III. "Algebraic technological function from a simulation model", *Water Resour. Res.*, B(1), 129-134, 1972.
- McDonald, M. G., y A. W. Harbaugh. "A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model", *US Geological Survey*, Reston, VA, 528 p., 1984.





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO HOW GOOD ARE ESTIMATES OF TRANSMISSIVITY FROM SLUG TEST IN FRACTURED ROCK?**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# How Good Are Estimates of Transmissivity from Slug Tests in Fractured Rock?

by Allen M. Shapiro<sup>a</sup> and Paul A. Hsieh<sup>b</sup>

## Abstract

Slug tests in fractured rock usually are interpreted with models that assume homogeneous formation properties, even though hydraulic properties of fractures can vary by many orders of magnitude over the length of boreholes. To investigate the impact of heterogeneity on the interpretation of slug tests in fractured rock, slug tests were conducted over large intervals of boreholes in crystalline rock in central New Hampshire, and interpreted using a homogeneous model. The results of the slug tests were then compared with estimates of transmissivity from fluid-injection tests conducted over shorter intervals in the same boreholes. The fluid-injection tests showed transmissivity to vary more than six orders of magnitude over the length of the boreholes; however, the sum of the transmissivities from the fluid-injection tests were within an order of magnitude of the transmissivity estimated from the slug tests. Although the two estimates of transmissivity were within an order of magnitude of each other, the water level responses during the slug tests did not exactly match the responses predicted by the homogeneous model. To investigate the effect of heterogeneity on water level responses during slug tests, a Laplace-transform solution was developed for slug tests conducted in boreholes containing multiple fractures with hydraulic properties that vary over the length of the borehole. A comparison of this solution with the homogeneous model shows no difference between the shape of water level responses in a homogeneous formation and a (layered) heterogeneous formation. Furthermore, the transmissivity estimated using a homogeneous model is within an order of magnitude of the prescribed transmissivity in the heterogeneous model. Thus, differences between responses predicted from a homogeneous model and measured water levels during slug tests can be attributed to phenomena such as nonradial flow in the vicinity of the borehole, and not heterogeneous hydraulic properties over the length of the borehole. The experimental results of this investigation show that even when conditions such as nonradial flow are present in the vicinity of the borehole, interpretations of slug tests using a homogeneous model provided order-of-magnitude estimates of transmissivity in the crystalline rock terrane under consideration.

## Introduction

Slug tests are single-hole hydraulic tests used to estimate formation transmissivity,  $T$ , and storativity,  $S$ . Usually, slug tests are conducted by perturbing the water level in a well and monitoring the subsequent water-level response. Because the volume of water used to perturb hydraulic conditions in the well is small relative to the volume of fluid in the formation, slug tests stress only a small volume of the formation about a given well. Thus, slug tests cannot be used to determine large-scale formation properties or to identify heterogeneity in formation properties, which are important factors when considering fluid movement and contaminant migration in subsurface environments. Nevertheless, slug tests are regarded as a simple and efficient means of estimating  $T$  and  $S$  in the vicinity of a given well. In many formations with contaminated waters, slug tests are regarded as the only means of hydraulic

characterization, because they involve limited contact with contaminated formation waters and thus, limited costs associated with cleaning equipment and disposal of contaminated waters extracted from the formation. Consequently, slug tests have been applied widely in characterizing a variety of geologic settings, including unconsolidated sediments and fractured rock.

Solutions to mathematical models of slug tests in fractured rock have been developed by several investigators. Barker and Black (1983) considered slug tests in a formation where horizontal fractures intersect a borehole and interact with regularly spaced slab-shaped rock matrices between the fractures. Dougherty and Babu (1984, 1985) solved the equations for slug tests conducted in a homogeneous dual-porosity medium, including the effects of a borehole that partially penetrates the formation. Karasaki et al. (1988) developed a range of slug test solutions that consider different combinations of flow geometries in fractures intersecting the borehole.

For the most part, the solutions discussed above have relied upon the assumption of homogeneity in formation properties, even though it is widely recognized that hydraulic properties of fractures can vary significantly over the length of boreholes. Furthermore, in many cases, the water-level responses from the slug test solutions

<sup>a</sup>U.S. Geological Survey, 431 National Center, Reston, Virginia 20192.

<sup>b</sup>U.S. Geological Survey, 345 Middlefield Road, Mail Stop 496, Menlo Park, California 94025.

Received August 1996, accepted January 1997.

discussed above are nonunique, meaning that different combinations of parameter values and flow geometries may lead to similar hydraulic responses in the borehole (Barker and Black 1983; Karasaki et al. 1988). Thus, it is difficult to apply the solutions discussed above to differentiate among conceptual models and uniquely identify formation properties.

Consequently, slug-test solutions developed specifically for fractured formations are not commonly applied when estimating T and S from slug tests conducted in fractured rock. Instead, models of slug tests developed for homogeneous porous media have been used, for example, the models of Hvorslev (1951), Cooper et al. (1967) and Bouwer and Rice (1976), even though the measured water levels from slug tests in fractured rock may show only a qualitative similarity to these models. Therefore, when characterizing fractured rock terranes using slug tests, where heterogeneity in fracture properties is anticipated, we must ask if estimates of T and S are reasonable if they are based on conceptual models of homogeneous porous media.

Barker and Black (1983) performed a comparison between their slug-test solution and the slug-test solution of Cooper et al. (1967). Barker and Black (1983) showed that estimates of T made using a homogeneous model were within an order of magnitude of the transmissivity of the fractures. However, their comparison was based on their conceptual model of fractured rock, which assumed homogeneous fracture properties over the length of the borehole. Harvey (1992) investigated the estimation of formation properties from slug tests simulated in three-dimensional, random hydraulic conductivity fields; however, the distribution of heterogeneity was not representative of fractures in rock terranes.

The purpose of this paper is to examine experimentally the robustness of interpreting slug tests in fractured rock with a conceptual model that assumes homogeneous porous-medium properties. Boreholes completed in crystalline rock in the Mirror Lake watershed in central New Hampshire were tested hydraulically

using two methods: slug tests and fluid-injection tests using straddle-packer apparatus. The straddle-packer apparatus provided detailed estimates of transmissivity over 5 m intervals of the borehole; whereas the slug tests were conducted over intervals of the same boreholes that ranged from 8 to 166 m in length. The transmissivity estimated from the slug tests, using the solution of Cooper et al. (1967), is compared with the sum of the transmissivities estimated from the fluid-injection tests over comparable sections of the borehole to investigate the effect of assuming homogeneity when interpreting slug tests conducted in boreholes with heterogeneous fracture properties.

This paper also examines the role of heterogeneous fracture properties on slug-test responses. A Laplace-transform solution developed to investigate slug tests conducted in boreholes having fractures with variable T and S over the length of the borehole. By prescribing distributions for T and S, the slug-test response in a heterogeneous formation is compared with the solution of Cooper et al. (1967) to investigate the effect of assuming homogeneous formation properties when interpreting slug tests.

### Mirror Lake Site

The Mirror Lake watershed is at the lower end of the Hubbard Brook Valley in the southern part of the White Mountains in central New Hampshire (Figure 1). The Mirror Lake watershed lies partly within the Hubbard Brook Experimental Forest, which is an ecosystem research site operated by the U.S. Forest Service. Starting in 1990, the U.S. Geological Survey installed an array of boreholes in the bedrock and piezometers in the glacial drift in the Mirror Lake area and Hubbard Brook Valley as part of investigations to describe and evaluate field techniques and interpretive methods of characterizing fluid movement and chemical transport in fractured rock over distances from meters to kilometers (Shapiro and Hsieh, 1991, 1996; Shapiro et al. 1995). The hydraulic tests and interpretation discussed in this paper are a part of the research initiative in fractured-rock hydrogeology at the Mirror Lake site.

In the Mirror Lake area, pelitic schist, which was folded and metamorphosed to a sillimanite grade, has been extensively intruded by dikes, anastomosing fingers and pods of granite (Barton 1996). Small amounts of pegmatite and lamprophyre in the form of dike also are present in the bedrock. The distribution of rock types and fractures in road cuts and outcrops in the Mirror Lake area indicate that granite and schist are not spatially persistent over distances greater than approximately 15 m, and the spatial configuration of these rock types is highly irregular. Furthermore, the granite appears to be more densely fractured than the schist, and the fractures in the granite appear to be shorter and more nearly planar than those in the schist (Barton 1996).

Boreholes in the Mirror Lake area are cased through glacial drift and completed as open holes in the bedrock. The boreholes are approximately 15 cm in diameter and generally are completed to depths ranging from 60 to 300 m. Figure 1 shows the location of boreholes in the Mirror Lake area at the end of 1996. The hydraulic tests described in this article were conducted in boreholes CO2, FS2, FS3, R1 and TR1.

Standard geophysical logging tools, an acoustic-televiewer log and a submersible borehole television camera were used in the borehole to determine the location and orientation of fractures, borehole characteristics and rock type (Johnson 1996; Paillet 1996). Figure 2 is an interpretation of the acoustic-televiewer log conducted in a portion of borehole R1. The figure shows an opened and ori-

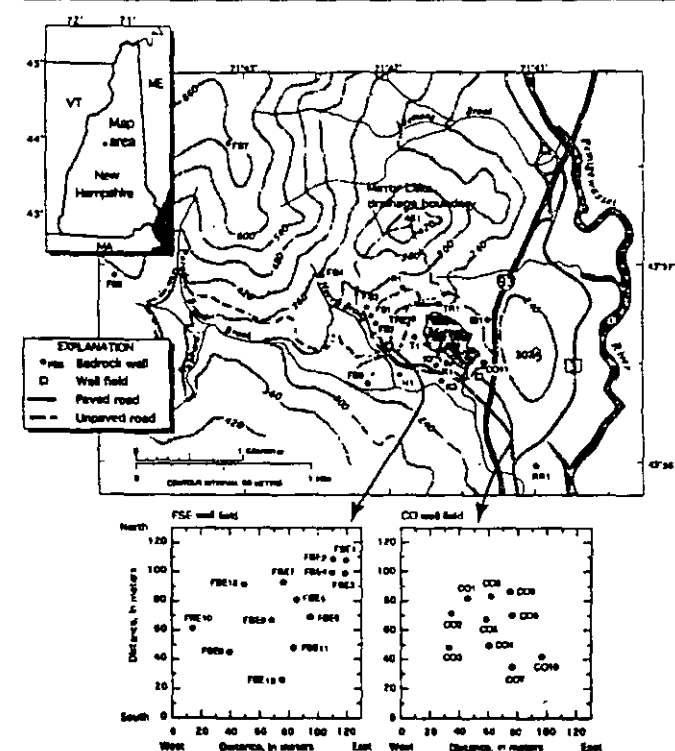


Figure 1. Map of Mirror Lake area in New Hampshire and location of bedrock boreholes.

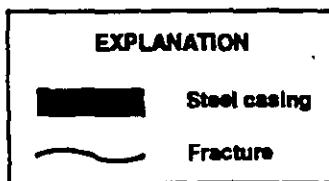
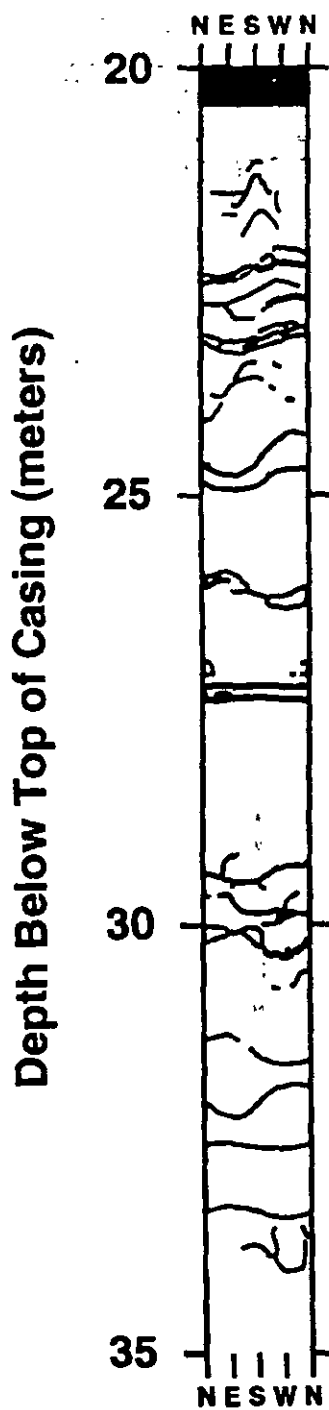


Figure 2. Distribution of fractures interpreted from acoustic-televiwer log of borehole R1 from 20 to 35 m below top of casing.

ented view of the inside of the borehole wall and the location of fractures intersecting the borehole. The fracturing in most boreholes in the Mirror Lake area is similar to that shown in Figure 2. In general, a large number of fractures intersect the boreholes, however,

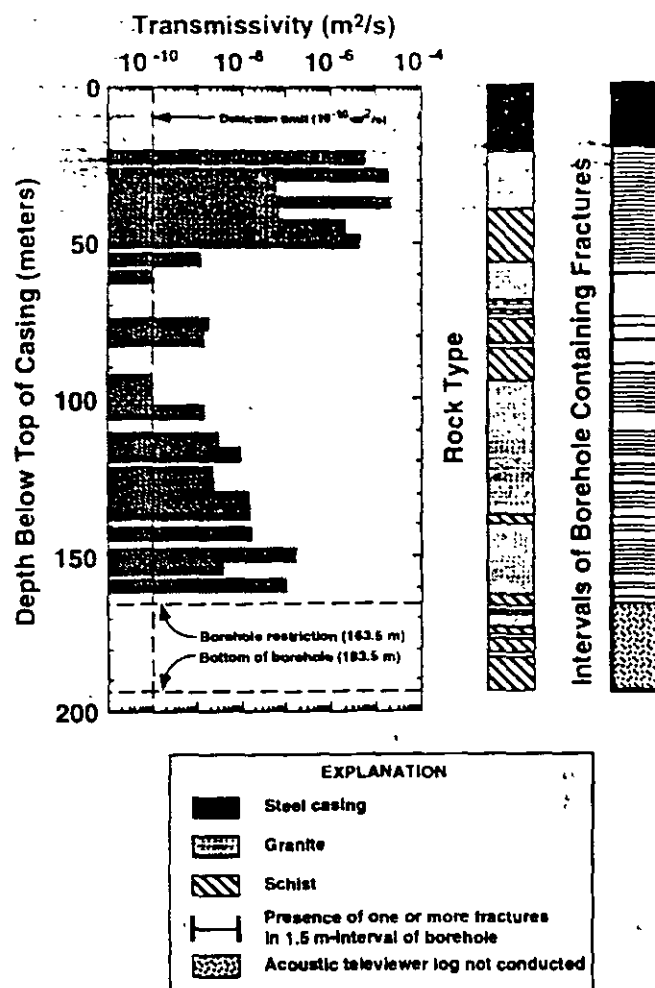


Figure 3. Distribution of transmissivity interpreted from fluid-injection tests, rock type and fractures in borehole R1.

boreholes are not uniformly fractured, and the degree of fracturing depends on the rock type (Figure 3).

### Slug Tests

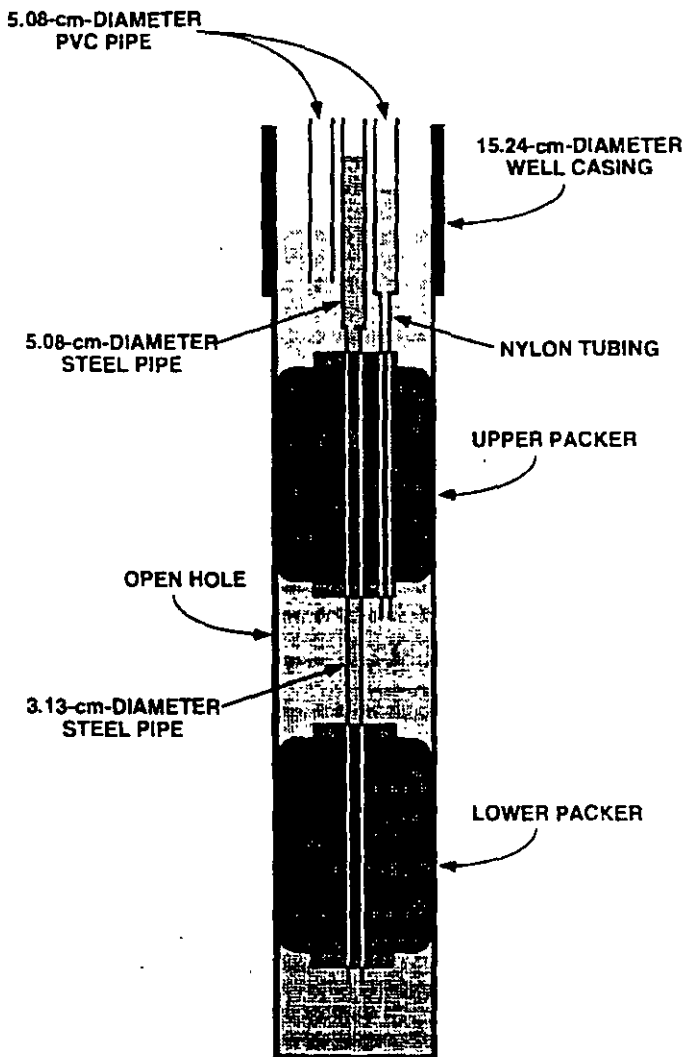
Slug tests were conducted in intervals of boreholes CO2, FS2, FS3, R1 and TR1. Inflatable packers were installed in these boreholes to isolate large intervals for the long-term monitoring of hydraulic heads in the bedrock (Hsieh et al. 1996). In boreholes FS2, FS3, R1 and TR1, two packers were installed in each well to isolate three intervals, while in borehole CO2, one packer was installed to isolate two intervals. The intervals ranged from 8 to more than 160 m in length (Table 1). The intervals were instrumented so that fluid pressure in each interval could be monitored from land surface by directly measuring a water level open to the atmosphere (Figure 4). The water level in the middle interval of each borehole was accessed using continuous tubing that extended through the upper packer. The water level in the lower interval in each borehole was accessed through the core pipe through the center of the packers.

Slug tests were conducted in each interval of the boreholes by adding water to the 5.08 cm diameter pipes at land surface (Figure 4). The water levels in the pipes were monitored over time using pressure transducers connected to a data logger. Manual measurements using an electric water-level sounder were made periodically as a check on the transducer readings. Water-level responses from

**Table 1**  
**Transmissivity and Storativity Estimated from Slug Tests (using solution of Cooper et al. (1967))**  
**in Intervals of Boreholes CO2, FS2, FS3, R1, and TR1, at the Mirror Lake Site and the Sum of Transmissivities**  
**from Fluid-Injection Tests Conducted in Similar Intervals of the Same Boreholes**

Well Name	Interval Top: Depth below Top of Casing m	Interval Bottom: Depth below Top of Casing m	Number of Fluid-Injection Tests over Interval	Fluid-Injection Test: Transmissivity Summed over Interval m <sup>2</sup> /s	Slug Test: Transmissivity of Interval m <sup>2</sup> /s	Slug Test: Storativity of Interval
CO2	8.2	32.6	4	$9.4 \times 10^{-7}$	$2.7 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-9}$
CO2	33.2	61.6	5	$1.0 \times 10^{-6}$	$1.5 \times 10^{-5}$	$1.1 \times 10^{-10}$
FS2	10.5	32.7	2	$1.7 \times 10^{-9}$	***	***
FS2	33.3	66.2	9	$2.3 \times 10^{-7}$	$7.6 \times 10^{-8}$	$1.1 \times 10^{-3}$
FS2	66.8	108.9	8	$3.3 \times 10^{-7}$	$4.1 \times 10^{-7}$	$1.1 \times 10^{-4}$
FS3	12.2	26.2	3	$8.2 \times 10^{-6}$	$3.4 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-2}$
FS3	26.8	59.7	3	$2.5 \times 10^{-6}$	$5.0 \times 10^{-8}$	$1.1 \times 10^{-2}$
FS3*	60.3	226.1	11	$6.2 \times 10^{-5}$	$2.4 \times 10^{-4}$	$1.1 \times 10^{-8}$
R1	20.6	31.3	1	$2.3 \times 10^{-5}$	$1.7 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-2}$
R1	31.9	64.8	9	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.5 \times 10^{-5}$	$1.1 \times 10^{-10}$
R1**	65.4	194.3	15	$3.2 \times 10^{-7}$	$5.9 \times 10^{-7}$	$1.1 \times 10^{-4}$
TR1	52.8	61.1	1	$1.9 \times 10^{-7}$	$2.8 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-2}$
TR1	61.7	91.8	4	$3.2 \times 10^{-6}$	$8.0 \times 10^{-6}$	$1.1 \times 10^{-10}$
TR1	92.7	191.2	11	$1.5 \times 10^{-6}$	$1.1 \times 10^{-6}$	$1.1 \times 10^{-5}$

\* Borehole FS3 restricted at 196.6 m. Fluid-injections test not conducted below 196.6 m  
 \*\* Borehole R1 restricted at 165.5 m. Fluid-injection tests not conducted below 165.5 m  
 \*\*\* Response too slow to measure.



**Figure 4. Instrumentation for multilevel monitoring of hydraulic head in a bedrock well.**

the slug tests conducted in intervals of borehole R1 are shown in Figure 5. In Figure 5, the dimensionless water-level response in the well,  $\Delta H/\Delta H_0$ , is plotted as a function of time, where  $\Delta H$  is the time-varying change in the water level from the initial static water level and  $\Delta H_0$  is the initial change in the water level at the onset of the slug test. The oscillatory water level recorded in the upper interval of the well is the result of water moving between the 5.08 cm diameter PVC pipe and the larger (15.24-cm) diameter well casing; in the upper interval, water was poured into the 5.08 cm diameter PVC pipe to initiate the slug test.

Transmissivity and storativity were estimated from the results of each slug test by using the solution of Cooper et al. (1967), which is based on the assumption of radially symmetric flow in a confined, homogeneous and isotropic formation, where the well fully penetrates the formation. Estimates of T and S from each slug test were made by minimizing the sum of the squared residuals between the measured dimensionless water level and the solution of Cooper et al. (1967). The minimization procedure is based on the following expression,

$$\rho(\alpha, \beta) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\Delta H(t_i)}{\Delta H_0} - \frac{\Delta H'(Bt_i, \alpha)}{\Delta H_0} \right)^2 \quad (1)$$

where  $\rho$  is the sum of the squared residuals,  $\Delta H'$  is the change in water level as predicted by the solution of Cooper et al. (1967),  $\Delta H$  is the measured change in water level from the slug test,  $\alpha$  is the dimensionless constant defining the ratio of storage in the formation to storage in the borehole,  $\alpha = r_c^2 S/r_b^2$ ,  $r_b$  is the radius of the borehole,  $r_c$  is the radius of the casing,  $t_i$  corresponds to times at which equivalent values of  $\Delta H$  and  $\Delta H'$  are achieved,  $N$  is the number of points of comparison between the slug-test data and the solution of Cooper et al. (1967), and  $\beta$  scales the time in the solution of Cooper et al. (1967) for comparison with the measured water levels. In this analysis, values of  $t_i$  correspond to  $\Delta H/\Delta H_0$  and  $\Delta H'$  equal to 0.95, 0.90, 0.85, 0.80, ..., 0.05. In cases where the slug test was terminated prior to reaching the ambient water level in the interval, a truncated series of values for  $t_i$  was used in performing the minimization procedure. The values of  $\alpha$  and  $\beta$ , which minimize

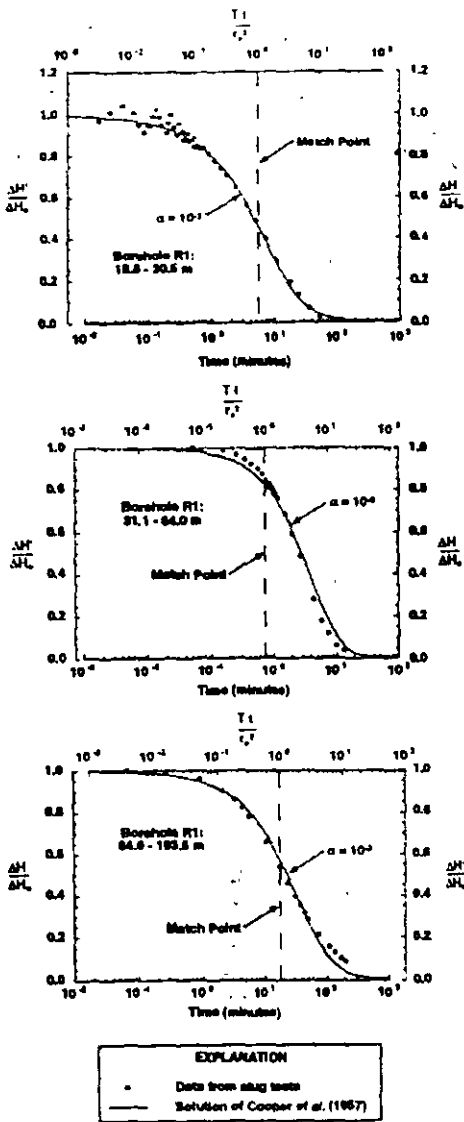


Figure 5. Water level responses for slug tests conducted in borehole R1 and the slug-test solution of Cooper et al. (1967).

the sum of the squared residuals in Equation 1, are used to estimate  $T$  and  $S$ ;  $\beta$  is used to estimate  $T$  and  $\alpha$  is used to estimate  $S$  (Cooper et al. 1967). In this analysis, only values of  $\alpha$  equal to  $10^{-1}$ ,  $10^{-2}$ ,  $10^{-3}$ , . . . ,  $10^{-9}$  were considered in the minimization procedure.

Values of  $T$  and  $S$  estimated from the slug tests using the minimization procedure discussed above are given in Table 1. Figure 5 shows the fit between the slug test data and the solution of Cooper et al. (1967) for the slug tests conducted in intervals of borehole R1. In general, the results of the slug tests shown in Figure 5 resemble the shape of curves predicted by the solution of Cooper et al. (1967). However, the match between the data and the type curves is not an exact one; the differences are most pronounced at the early and late times during the tests. The solution of Cooper et al. (1967) assumes homogeneous formation properties, whereas the boreholes at the Mirror Lake site have numerous fractures with different hydraulic properties over the length of the tested intervals. In addition, fracture connectivity and individual fracture properties may create flow conditions that are not radially symmetric about the well.

The transmissivity of the tested intervals ranges over three orders of magnitude,  $10^{-8}$  to  $10^{-5}$   $m^2/s$ , which is reasonable in

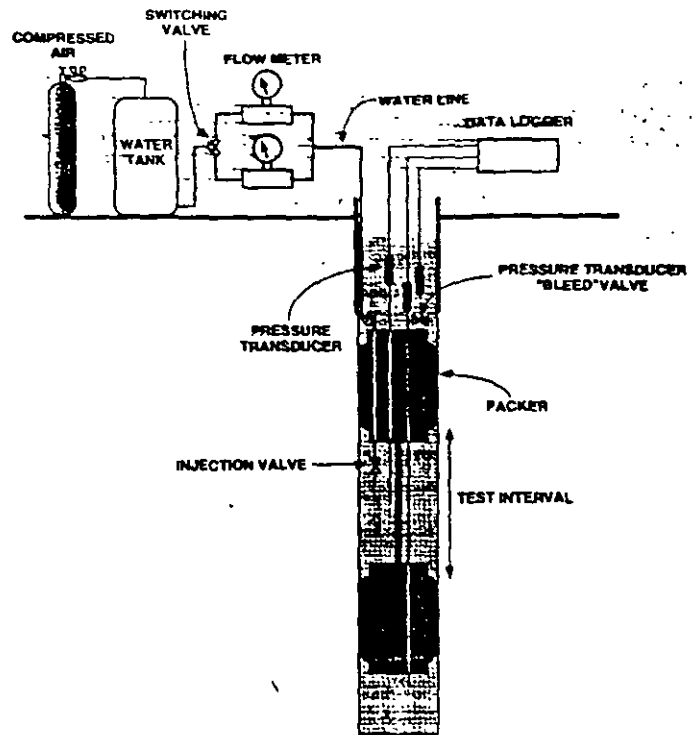


Figure 6. Instrumentation for conducting fluid-injection tests in a bedrock well.

light of the heterogeneous distribution of fractures in the granite and schist at the Mirror Lake site. The storativity estimated from the slug tests ranges from  $10^{-10}$  to  $10^{-2}$ , where most of the values of  $S$  are at the extremes of this range. This range of storativity probably is not physically realistic in granite and schist; however, estimates of  $S$  usually are regarded as being unreliable from single-hole tests such as slug tests. The range in the estimates of  $S$  also may indicate the assumptions implicit in the solution of Cooper et al. (1967), for example, radially symmetric flow, are not being encountered in the tested intervals.

### Fluid-Injection Tests

Fluid-injection tests were conducted in all boreholes at the Mirror Lake site to provide a detailed description of the hydraulic properties in the bedrock. Fluid-injection tests were conducted using a straddle-packer apparatus, which hydraulically isolates a short interval of the borehole (Figure 6); usually, a 5 m interval was used for the fluid-injection tests. For each test, fluid was injected between the packers using a pressurized tank at land surface, while the flow rate and fluid pressure in the isolated interval were monitored. Fluid pressures above and below the isolated interval also were measured as a means of checking for fluid leaking around packers or the "short-circuiting" of fluid to the borehole through fracture connections in the rock. Fluid pressures were measured using pressure transducers, and an in-line flowmeter was used to measure the flow rate. A valve was used to switch between two flowmeters depending on the permeability of the packed-off interval. One flowmeter was calibrated between  $6.75 \times 10^{-5}$  and  $5.09 \times 10^{-3}$  liters per second (L/s), while the second flowmeter was calibrated between  $2.93 \times 10^{-3}$  and  $1.33 \times 10^{-1}$  L/s. An air-actuated, down-hole valve in the packed-off interval was used to start and stop flow of water during the test.

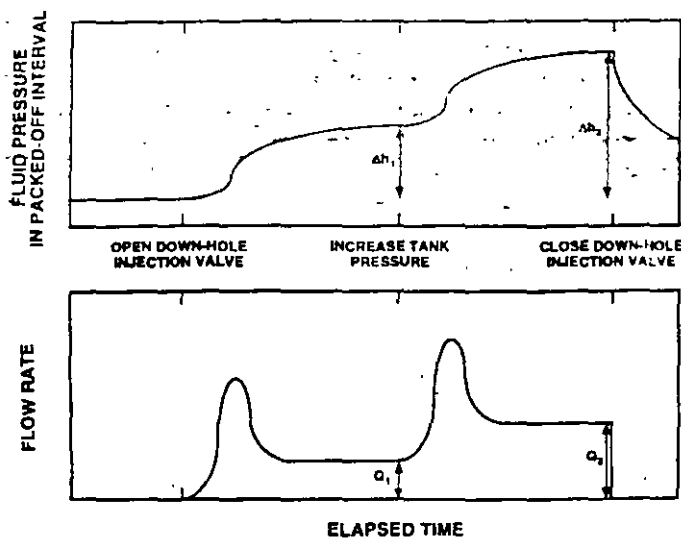


Figure 7. Typical results for fluid pressure and flow rate measured in the packed-off interval during fluid-injection tests.

Intervals for fluid-injection tests were chosen on the basis of the acoustic-televiewer survey of the borehole wall. Only those sections of the borehole that penetrated fractures were tested. Intervals that penetrated no fractures were assumed to be below the detection limit of the flowmeters in the apparatus, which is approximately  $5 \times 10^{-5}$  L/s.

Typical responses for the fluid pressure in the packed-off interval and the flow rate during an injection test are shown in Figure 7. At the start of the test there is an increase in both the fluid pressure and the flow rate as water pressurizes the borehole between the packers. Gradually the flow rate declines and begins to stabilize as the formation accepts fluid. The test is continued until a quasi-steady flow rate and fluid pressure are achieved (usually within 10 minutes). A second fluid injection test is conducted at a higher injection pressure (Figure 7) to test if fracture properties are a function of the injection pressure. For tests conducted in the crystalline rock of the Mirror Lake area, there was no detectable change in fracture properties over the range of injection pressures used.

Using the flow rate,  $Q$ , and the change in hydraulic head,  $\Delta h$ , measured in the packed-off interval at the end of the injection test, the transmissivity of the packed-off interval can be estimated using the Thiem equation (Bear 1979),

$$T = \frac{Q}{2\pi\Delta h} \ln\left(\frac{R}{r_s}\right) \quad (2)$$

where  $R$  is the radius of influence at which there is assumed to be no change in the hydraulic head, and  $r_s$  is the radius of the borehole. For tests conducted at the Mirror Lake site, the borehole radius is 0.075 m and the radius of influence was assumed to be 3 m.

The Thiem equation is based on the assumption of steady-state, radial flow in a homogeneous, isotropic and confined formation with no measured drawdown at a given radial distance ( $R$ ) from the well. However, transient responses are exhibited in the fluid-injection tests, even at the end of the test period; thus, interpreting fluid-injection tests using a steady-state assumption is an approximation. Although transient pressure responses from the fluid-injection tests can be interpreted to estimate  $T$ , analyses that consider the variable flow rate and the compressibility of the straddle-packer apparatus usu-

ally are not warranted because other simplifying assumptions (for example, radially divergent flow) may not be appropriate. Thus, estimates of  $T$  from the Thiem equation are regarded as order-of-magnitude estimates. In general, we may anticipate that an estimate of  $T$  from Equation 2 should be lower than that obtained from an interpretation of the transient pressure responses, because a steeper hydraulic gradient is imposed by fixing the drawdown to be zero at a distance from the well,  $R$ . Also, the radius of influence is not known; however, only order-of-magnitude changes in the radius of influence will affect estimates of  $T$ .

Estimates of  $T$  from fluid-injection tests conducted in borehole R1 are shown in Figure 3. The transmissivity of the tested (fractured) intervals range from the detection limit, which is about  $10^{-10}$ , to  $10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s. Flow in the untested (unfractured) intervals is assumed to be below the detection limit. The results shown in Figure 3 are typical of most boreholes in the Mirror Lake area. The transmissivity over the length of the borehole varies more than six orders of magnitude and there are only two or three highly transmissive intervals over the entire length of the borehole. Estimates of  $T$  for most intervals are two or more orders of magnitude below those for the most permeable intervals. Furthermore, estimates of  $T$  do not vary smoothly over the length of the borehole. The most permeable intervals may be adjacent to unfractured intervals or intervals with transmissivity at the detection limit.

The lower parts of boreholes FS3 and R1 were inaccessible to the straddle-packer apparatus due to restrictions in the borehole diameter. However, slug tests conducted in FS3 and R1 probably tested the entire lower interval of these boreholes, because it is unlikely that the restrictions hydraulically isolated the lower section of the borehole.

### Comparison of Estimates of Transmissivity

In Table 1, the transmissivity estimated from the slug tests using the model of Cooper et al. (1967) is compared to the sum of the

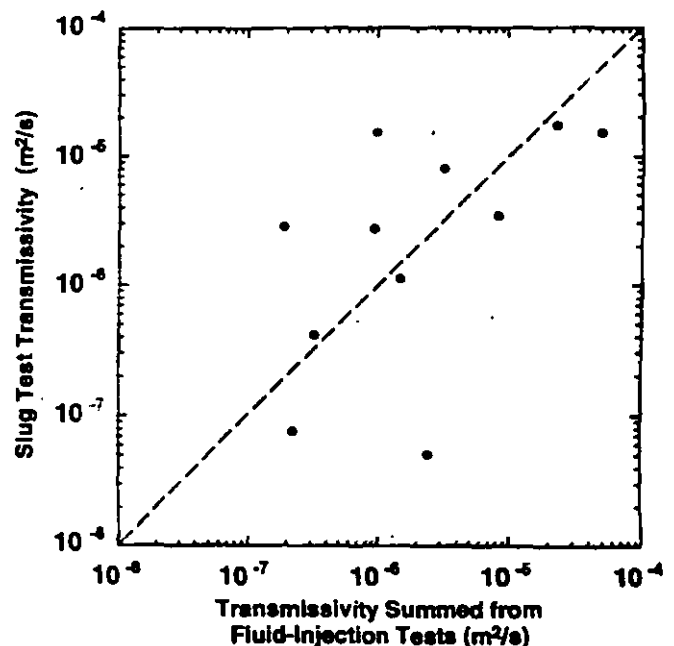


Figure 8. Transmissivity estimated from slug tests (using solution of Cooper et al. (1967) in intervals of boreholes CO2, FS2, FS3, R1, and TR1, and the sum of transmissivities from fluid-injection tests conducted in similar intervals of the boreholes.

transmissivities estimated from fluid-injection tests conducted in the same boreholes. Figure 8 shows a plot of the results given in Table 1, where the logarithm of the two estimates of  $T$  are compared. In general, the two estimates of  $T$  for a given interval are within an order of magnitude of each other, and Figure 8 shows there is no apparent bias between the two estimates of  $T$ . However, for tests conducted in the lower intervals of boreholes FS3 and R1, the interpretation of the slug tests provided a larger estimate of  $T$  than the sum of the transmissivities from the fluid-injection tests (Table 1). This may be the result of being unable to access a portion of these intervals with the straddle-packer apparatus because of restrictions in these boreholes; thus, the sum of the transmissivities from the fluid-injection tests does not account for the transmissivity of the intervals that were inaccessible.

The fluid-injection tests provide details of the variable transmissivity over the length of the boreholes. However, the sum of the transmissivities from the fluid-injection tests is within an order of magnitude of the estimates of  $T$  interpreted from slug tests using a homogeneous porous medium model. Although the slug tests and fluid-injection tests most likely are testing a similar volume of rock about the borehole, it is unlikely that a better correlation can be achieved between the estimates of  $T$  from the two types of tests. The interpretation of the fluid-injection tests assumes a radius of influence and a steady-state flow regime, whereas a transient fluid response is assumed in the interpretation of the slug tests. Furthermore, because of the likelihood of complex fracture connectivity in the vicinity of the borehole, both tests probably are subject to nonradial flow. However, both tests may not be affected similarly by a nonradial flow regime, because the slug tests and fluid-injection tests are conducted over different lengths of the same borehole. Therefore, the difference between the estimates of  $T$  from the slug tests and fluid-injection tests should be considered within the error of the analyses. Finally, because a steady-state interpretation of the fluid-injection tests was considered, estimates of storativity from the fluid-injection test were not made. Thus, information on the variability of  $S$  over the length of the borehole is not available for comparison with the estimate of  $S$  from the interpretation of the slug tests.

### Heterogeneous Fracture Properties and Slug Test Responses

Although the two estimates of  $T$  discussed above are within an order of magnitude of each other, the measured water levels during the slug test do not exactly match the type curves predicted by the model of Cooper et al. (1967). It remains to be seen whether this is an artifact of the heterogeneous fracture properties over the length of the borehole, or other processes, such as nonradial flow in the vicinity of the borehole (Karasaki et al. 1988) or the hydraulic interaction between fractures and a porous rock matrix (Barker and Black 1983). In this section, we investigate the effect of conducting slug tests in boreholes having heterogeneous fracture properties. The equations defining the water-level response during a slug test are solved for conditions where the borehole is intersected by numerous fractures, each with unique hydraulic properties. The fractures intersecting the borehole are assumed to respond analogously to a layered formation in which there is no hydraulic communication between fractures (Figure 9). Furthermore, each fracture is assumed to be homogeneous and isotropic, and thus, flow is radially symmetric about the borehole in each fracture.

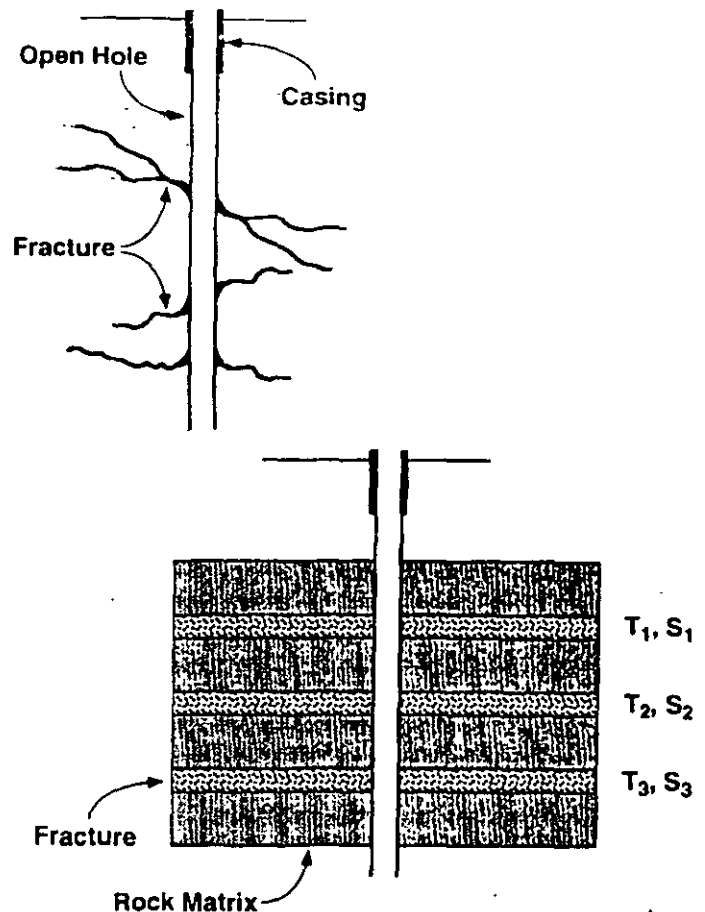


Figure 9. Conceptual model of multiple fractures intersecting a borehole as a layered aquifer where  $T_i$  and  $S_i$  are the transmissivity and storativity of individual fractures.

The conceptual model discussed above is analogous to layered formations considered in other aquifer-test interpretations (Wikramaratna 1984). Karasaki et al. (1988) also considered slug tests in boreholes that intersected two layers; here, that solution is extended to consider multiple fractures intersecting the borehole. Obviously, this conceptual model is a simplification of complex fractured rock formations; nevertheless, the results of this analysis will allow us to illustrate the effect that heterogeneous fracture properties have on water levels during slug tests, and the estimation of  $T$  and  $S$  in such formations using models that assume homogeneous porous-medium properties.

The Laplace-transform solution for the water-level response during a slug test conducted in a borehole that intersects multiple fractures is given in the Appendix. In this solution, we assume that there are a discrete number of fractures, where  $T_i$  and  $S_i$ ,  $i=1, 2, \dots, M$ , are the transmissivity and storativity of the individual fractures intersecting the borehole, and  $M$  is the number of fractures intersecting the borehole. The effective formation transmissivity of the heterogeneous model,  $T_f$ , is assumed to be the sum of the transmissivities of the individual fractures, or

$$T_f = \sum_{i=1}^M T_i \quad (3)$$

The formation storativity, however, is not readily defined from the storativities of the individual fractures. The formation storativity depends on the hydraulic diffusivity,  $T_i/S_i$ , of the individual frac-



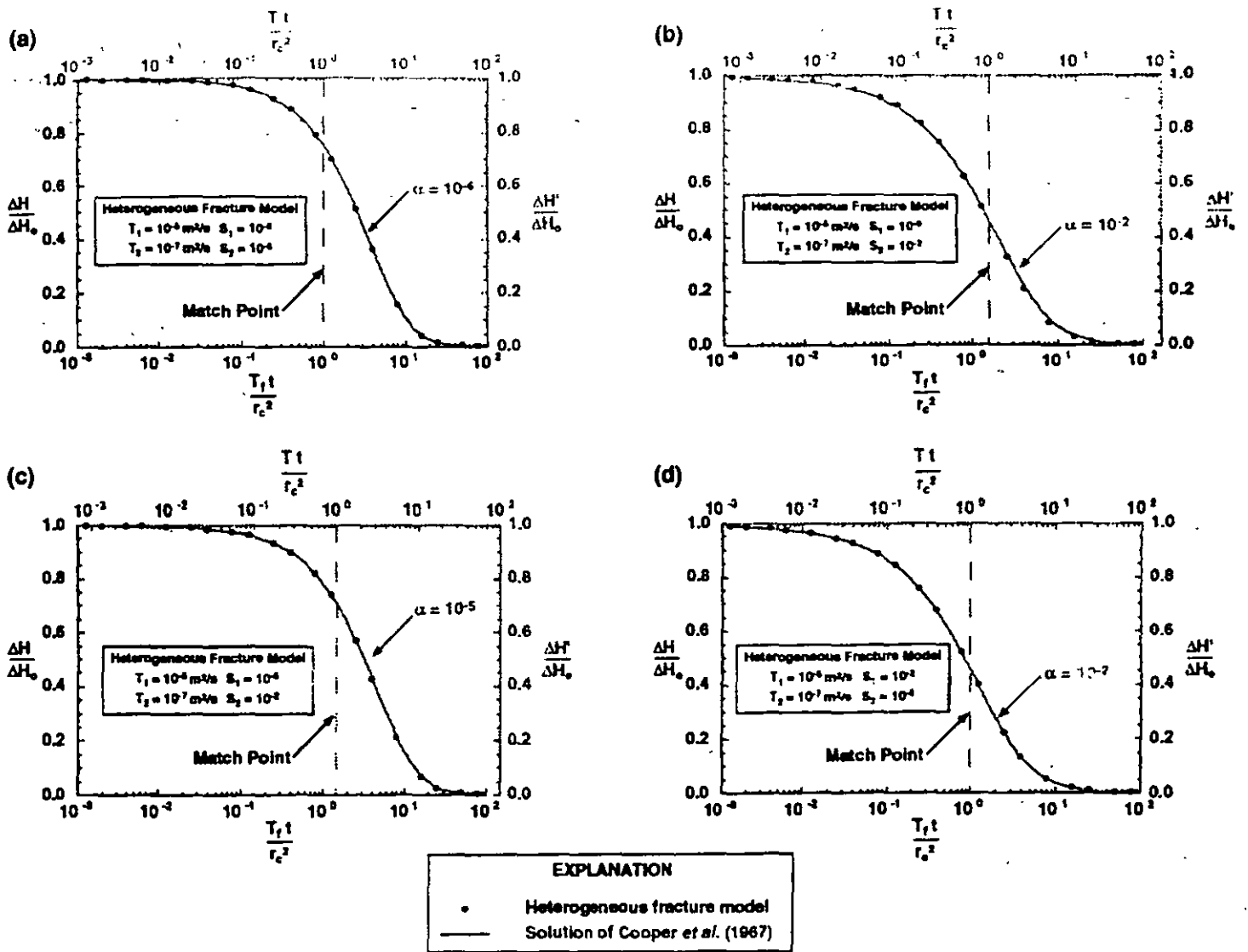


Figure 10. Four cases of slug tests in boreholes having two fractures with different transmissivity and storativity; the solution from the heterogeneous model (given in the Appendix) is compared with the slug test solution of Cooper et al. (1967).

Table 2  
 Transmissivity,  $T_r$ , from the Heterogeneous Model and Estimate of  $T$  from the solution of Cooper et al. (1967)  
 for the Cases Shown in Figures 10 and 11

Example	M, Number of Fractures	$T_r = \sum_{i=1}^M T_i$ (m <sup>2</sup> /s)	$T_r$ from Solution of Cooper et al. (1967) (m <sup>2</sup> /s)	$S_r$ from Solution of Cooper et al. (1967)
Figure 10a	2	$1.01 \times 10^{-5}$	$1.01 \times 10^{-5}$	$10^{-6}$
Figure 10b	2	$2.00 \times 10^{-5}$	$1.29 \times 10^{-5}$	$10^{-2}$
Figure 10c	2	$1.01 \times 10^{-5}$	$0.70 \times 10^{-5}$	$10^{-5}$
Figure 10d	2	$1.01 \times 10^{-5}$	$1.01 \times 10^{-5}$	$10^{-2}$
Figure 11a	20	$9.40 \times 10^{-3}$	$9.18 \times 10^{-3}$	$10^{-6}$
Figure 11b	20	$9.40 \times 10^{-3}$	$9.62 \times 10^{-3}$	$10^{-9}$
Figure 11c	20	$9.40 \times 10^{-3}$	$6.65 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
Figure 11d	20	$9.40 \times 10^{-3}$	$8.00 \times 10^{-3}$	$10^{-7}$

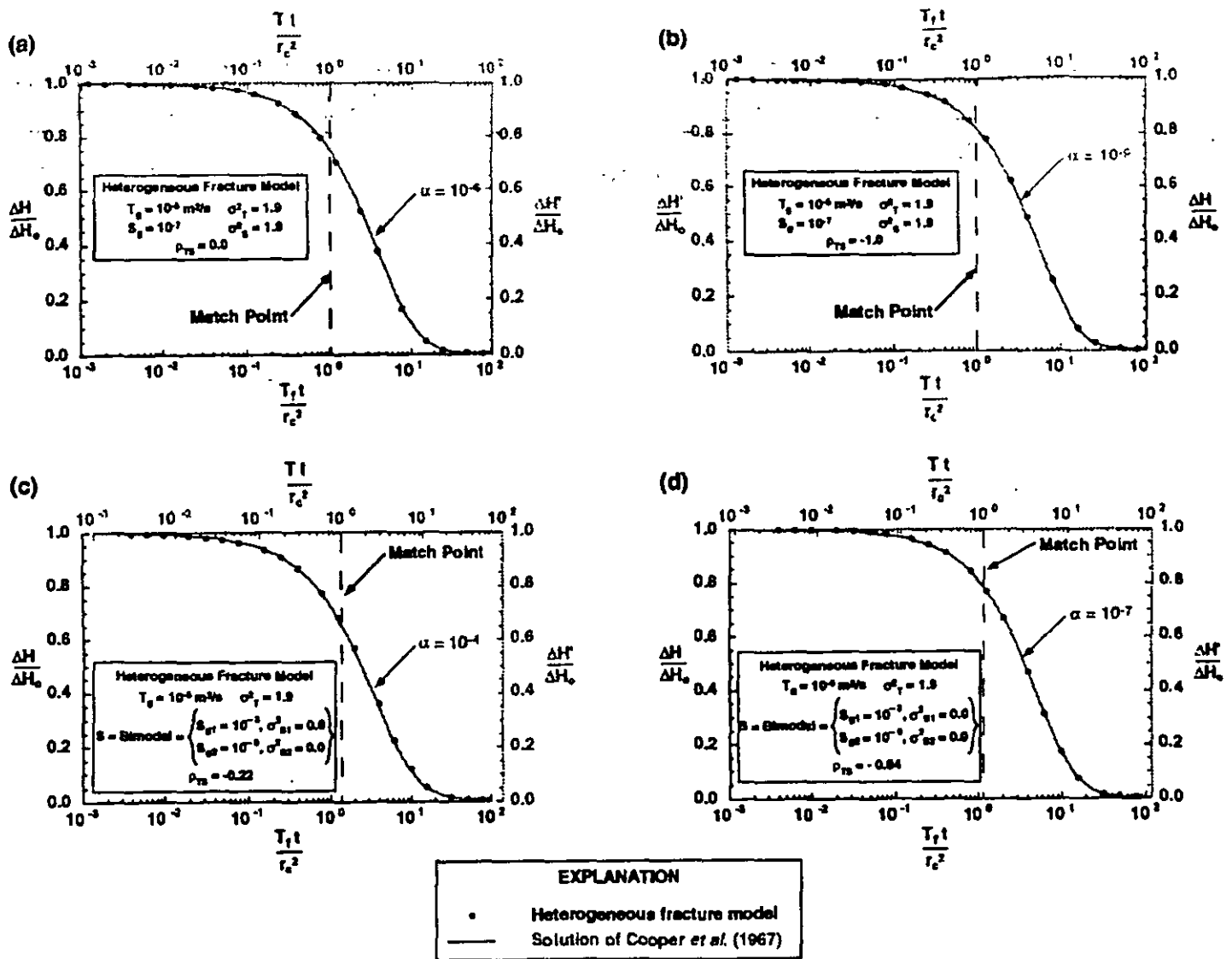


Figure 11. Four cases of slug tests in boreholes having multiple fractures with different transmissivity and storativity; the solution from the heterogeneous model (given in the Appendix) is compared with the slug test solution of Cooper et al. (1967).

tures. Only for the case in which the storativity of each fracture is the same will the formation storativity be equal to the sum of the storativities of the individual fractures.

The slug-test solution in a heterogeneous formation will be compared with the solution of Cooper et al. (1967) to illustrate the effect of heterogeneity on slug-test responses. Estimates of formation transmissivity from the solution of Cooper et al. (1967) will be denoted by  $T$  and will be made by minimizing the sum of the squared residuals between the two solutions in a manner similar to that discussed following Equation 1.

To illustrate the effect of heterogeneous fracture properties on slug-test responses, we first simulate several simple examples of a borehole intersected by two fractures only. This will be followed by more complex examples, where distributions for  $T_f$  and  $S_f$  are assumed for a number of fractures. Figure 10 shows four cases of slug tests simulated in boreholes intersected by two fractures, where the fractures have different hydraulic properties. In figure 10, extreme values of  $S_f$  are examined, for example, variability in the storativity of fractures may be dependent on the presence of fracture-fill material. In each case, the water-level response of the slug test simulated in the heterogeneous model is compared to the solu-

tion of Cooper et al. (1967). The formation transmissivity as defined by Equation 3 is compared to estimates of  $T$  using the solution of Cooper et al. (1967). The results of this comparison are given in Table 2.

From the results shown in Figure 10 and Table 2, the following conclusions are drawn. If the storativities of the fractures are equal, while the transmissivities are different,  $T_f$  is estimated correctly by the homogeneous model (Figure 10a). If, however, the transmissivities of the fractures are equal, while the storativities are different, there may be errors in estimating  $T_f$  using a homogeneous model (Figure 10b). However, the error in estimating  $T_f$  from the homogeneous model is within an order of magnitude of the calculated transmissivity from Equation 3. In cases where both the transmissivity and the storativity of the layers vary (Figures 10c and 10d), the robustness of estimating  $T_f$  using a homogeneous model depends on the storativity of the fracture with the largest transmissivity. In Figure 10c, the fracture having the largest transmissivity has the smallest storativity (i.e., a negative correlation between  $T$  and  $S$ ). In this case, there is an error in estimating  $T_f$ ; however, again, the error in estimating  $T_f$  using a homogeneous model is less than an order of magnitude. In Figure 10d, the fracture with the

largest transmissivity also has the largest storativity. In this case, there is no error in estimating  $T_f$  using a homogeneous model. Furthermore, in all of these examples, the shape of the water-level responses as predicted by the heterogeneous model is similar to the shape of the response for the homogeneous model.

In Figure 11, slug-test responses in boreholes intersected by multiple fractures with varying hydraulic properties are considered. In the examples shown in Figure 11, 20 fractures are assumed to intersect the borehole. The transmissivity of the fractures is assumed to be log-normally distributed with a geometric-mean transmissivity ( $T_g$ ) equal to  $10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s and a variance of  $\log_{10}T$  ( $\sigma_T^2$ ) equal to 1.9. In realizations of the transmissivity, these parameters produce values of  $T_i$  that vary over six orders of magnitude or more. For the slug-test responses shown in Figure 11a and 11b, the storativity of the fractures also is assumed to be log-normally distributed with a geometric mean ( $S_g$ ) equal to  $10^{-7}$  and a variance of  $\log_{10}S$  ( $\sigma_S^2$ ) equal to 1.9. In Figure 11a, the transmissivity and storativity are assumed to be uncorrelated,  $\rho_{TS} = \sigma_{TS} / (\sigma_T^2 \sigma_S^2)^{1/2} = 0$ , where  $\rho_{TS}$  is the correlation coefficient of  $\log_{10}T_i$  and  $\log_{10}S_i$ , and  $\sigma_{TS}$  is the covariance of  $\log_{10}T_i$  and  $\log_{10}S_i$ . In Figure 11b, the transmissivity and storativity are assumed to be negatively correlated with  $\rho_{TS} = -1$ ; thus, larger values of transmissivity are associated with smaller values of storativity. Negative correlation between T and S for fractures may naturally arise if fractures contain fill material; fractures with fill material may have lower permeability than unfilled fractures while also having a larger storativity than unfilled fractures. In Figures 11a and 11b, there is only a slight error in estimating the formation transmissivity when using the model of Cooper et al. (1967) (see Table 2).

In Figures 11c and 11d, 20 fractures also are assumed to intersect the borehole. The transmissivity of the fractures again is assumed to be log-normally distributed where  $T_g = 10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s and  $\sigma_T^2 = 1.9$ . However, in these cases the fractures are assumed to have a bimodal distribution for  $\log_{10}S$ , which is assumed to be the sum of two normal distributions, where equal probability is given to each distribution. For the results shown in Figures 11c and 11d, the variance of the modes of the distributions are assumed to be zero; thus, the storativity assigned to the fractures is either  $10^{-3}$  or  $10^{-9}$ . Bimodal values of storativity rather than a continuous distribution of storativity could arise if some fractures are filled with the same type of geologic material while other fractures are unfilled. In Figure 11c,  $\log_{10}T_i$  and  $\log_{10}S_i$  have only a slight negative correlation, while in Figure 11d,  $T_i$  and  $S_i$  are assumed to be more negatively correlated than the case shown in Figure 11c. The cases where  $S_i$  has discrete bimodal values produces more pronounced differences between  $T_f$  as prescribed in the heterogeneous model and the transmissivity estimated from the homogeneous model than cases where the storativity continuously varies over the range of a distribution. However, again, in Figures 11c and 11d, the error in estimating the transmissivity with the homogeneous model is less than an order of magnitude (Table 2).

As was the case for the heterogeneous model with two fractures, the cases where 20 fractures are assumed to intersect the borehole did not alter the shape of the water-level response in comparison to the homogeneous model. Thus, differences between the shape of measured water-level responses and the homogeneous model of Cooper et al. (1967) must be attributed to phenomena other than heterogeneous fracture properties. Phenomena such as nonradial flow or changing flow geometries in the vicinity of the borehole (Karasaki et al. 1988), or the hydraulic interaction between fractures and a

porous rock matrix (Barker and Black 1983) are the most likely causes of differences between measured slug-test responses and the homogeneous model of Cooper et al. (1967).

## Summary and Conclusions

Slug tests are used commonly to estimate transmissivity, T, and storativity, S, in the vicinity of boreholes in fractured rock terranes. However, solutions that have been derived specifically to interpret slug tests in conceptual models of fractured rock have too many parameters to obtain unique fits between predicted and measured water-level responses. Therefore, slug tests in fractured rock usually are interpreted with models that assume homogeneous formation properties, even though fracture properties may vary over the length of the borehole, or measured water level responses may only qualitatively resemble the predicted responses of the homogeneous model. This paper investigated the impact of heterogeneous fracture properties on slug test responses and the estimation of T using an interpretive model that assumes homogeneous formation properties.

Slug tests were conducted in five boreholes in crystalline rock in central New Hampshire in intervals that ranged from 8 to more than 160 m. The slug tests were interpreted using the solution of Cooper et al. (1967), which assumes homogeneous T and S over the tested interval. Fluid-injection tests conducted over 5 m intervals in the same boreholes showed the transmissivity to vary over six orders of magnitude in the boreholes. However, the sum of the transmissivities from the fluid-injection tests were within an order of magnitude of the estimated T from the slug tests. The water-level responses of the slug tests, however, did not exactly match the predicted responses from the solution of Cooper et al. (1967).

To investigate the effect of heterogeneous fracture properties on slug-test responses, a Laplace transform solution was developed for slug tests conducted in boreholes containing multiple fractures with varying hydraulic properties over the length of the borehole. Using a homogeneous model to estimate T in boreholes having fractures with varying hydraulic properties results in errors of less than an order of magnitude. The variability in the storativity of the fractures influences the magnitude of this error. For cases where the storativities of fractures varies continuously over the range of a distribution, errors in estimating T using a homogeneous model are less than 5 percent. However, for cases where the storativities of the fractures have discrete bimodal values, errors in estimating T using a homogeneous model were shown to be as great as 30 percent for the cases considered in this paper.

Furthermore, water-level responses in slug tests conducted in boreholes with heterogeneous fracture properties over the length of the borehole have the same shape as slug-test responses in homogeneous formations. Thus, differences between measured water-level responses during slug tests and the responses predicted by the homogeneous model cannot be attributed to fracture properties that vary over the length of the borehole. Differences between the homogeneous model and measured water-level responses during slug tests are most likely the result of phenomena such as nonradial flow or the varying geometry of flow in the vicinity of the borehole, or the interaction between fractures and a porous rock matrix.

The experimental results of this investigation show estimates of T interpreted using a homogeneous model of slug responses provided order-of-magnitude estimates of T in comparison to fluid-injection tests using a straddle packer apparatus in crystalline rock in central New Hampshire. All fractured rock terranes

may not yield similar results to those given here. However, the conditions in the crystalline rock considered in this investigation are extreme because the transmissivity of fractures varies over six orders of magnitude in most boreholes and phenomena such as non-radial flow in the vicinity of the boreholes is detected. Thus, interpreting slug tests in fractured rock using a homogeneous model of formation properties may be adequate in providing order-of-magnitude estimates of transmissivity in the vicinity of the borehole in most fractured rock terranes. However, caution should be used in applying the estimates of  $T$  from slug tests, because slug tests hydraulically stress only a small volume of the formation and thus cannot be used to interpret formation heterogeneity or large-scale formation properties.

## Appendix

The conceptual model of fractures intersecting a borehole given in Figure 9 is considered. There is assumed to be no cross flow between the fractures, and each fracture is assumed to be homogeneous and isotropic. Furthermore, under ambient hydraulic conditions, the hydraulic heads in the fractures are assumed to be equal and spatially uniform. Also, frictional forces along the borehole wall are assumed to be negligible. Thus, throughout the duration of the slug test, the hydraulic head in each fracture at the borehole radius is equal to the water level in the borehole. This is expressed as

$$w(t) = h_i(r = r_s, t) \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.1})$$

where  $w(t)$  is the time-varying water level in the borehole,  $h_i$  is the hydraulic head in an individual fracture denoted by the subscript  $i$ ,  $r$  is the radial coordinate measured from the center of the well,  $r_s$  is the radius of the open interval of the borehole,  $t$  is time and  $M$  is the total number of fractures intersecting the borehole.

The slug test is conducted by perturbing the water level in the borehole at  $t = 0$  and then measuring the subsequent water-level response. The equation governing the conservation of fluid volume in the borehole is

$$-\pi r_c^2 \frac{dw}{dt} + 2\pi r_s \sum_{i=1}^M T_i \left. \frac{\partial h_i}{\partial r} \right|_{r=r_s} = 0 \quad (\text{A.2})$$

where  $r_c$  is the radius of the well casing and  $T_i$  is the transmissivity of an individual fracture denoted by the subscript  $i$ . Equation A.2 is subject to the initial condition

$$w(t = 0) = H_1 = h_i(r = r_s, t = 0) \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.3})$$

where  $H_1$  is the water level in the well at the onset of the slug test.

The solution to Equations A.2 and A.3 requires a knowledge of the hydraulic responses in the individual fractures. The equation of fluid volume conservation in each fracture is written

$$r_i \frac{\partial h_i}{\partial t} - T_i \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial h_i}{\partial r} \right) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.4})$$

where  $S_i$  the storativity of an individual fracture denoted by the subscript  $i$ . Equation A.4 is subject to the initial condition

$$h_i(r, t = 0) = H \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.5})$$

where  $H$  is the spatially uniform hydraulic head in each fracture at the onset of the slug test. Equation A.1, written for each fracture, serves as the boundary condition at the borehole for Equation A.4. The boundary condition for each fracture at a distance far from the borehole is

$$h_i(r \rightarrow \infty, t) = H \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.6})$$

For the purpose of solving the previous equations and comparing the results with the model of Cooper et al. (1967), the following dimensionless variables are considered

$$w' = \frac{H - w}{H - H_1} \quad (\text{A.7})$$

$$h' = \frac{H - h}{H - H_1} \quad (\text{A.8})$$

$$t' = \frac{T_f t}{r_c^2} \quad (\text{A.9})$$

$$r' = \frac{r}{r_s} \quad (\text{A.10})$$

where  $w'$ ,  $h'$ ,  $t'$  and  $r'$  are the dimensionless forms of  $w$ ,  $h$ ,  $t$  and  $r$ , respectively, and  $T_f$  is the formation transmissivity for the system of fractures,

$$T_f = \sum_{i=1}^M T_i \quad (\text{A.11})$$

Introducing the dimensionless variables into (A.1)-(A.6) yields

$$w'(t') = h'_i(r' = 1, t') \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.12})$$

$$-\frac{dw'}{dt'} + 2 \sum_{i=1}^M \sigma_i \left. \frac{\partial h'_i}{\partial r'} \right|_{r'=1} = 0 \quad (\text{A.13})$$

$$w'(t' = 0) = 1 = h'_i(r' = 1, t' = 0) \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.14})$$

$$\frac{\alpha_i \partial h'_i}{\sigma_i \partial t'} - \frac{1}{r'} \frac{\partial}{\partial r'} \left( r' \frac{\partial h'_i}{\partial r'} \right) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.15})$$

$$h'_i(r', t' = 0) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.16})$$

$$h'_i(r' \rightarrow \infty, t') = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.17})$$

where the dimensionless parameters,  $\sigma_i$  and  $\alpha_i$  are defined as

$$\sigma_i = \frac{T_i}{T_f} \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.18})$$

$$\alpha_i = \frac{r_s^2 S_i}{r_c^2} \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.19})$$

Taking the Laplace transform of (A.12)-(A.17) yields

$$\bar{w} = \bar{h}'_i(r' = 1) \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.20})$$

$$\frac{p \alpha_i \bar{h}_i'}{\sigma_i} - \frac{1}{r'} \frac{\partial}{\partial r'} \left( r' \frac{\partial \bar{h}_i'}{\partial r'} \right) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.21})$$

$$\bar{h}_i'(r' \rightarrow \infty) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.22})$$

$$1 - p\bar{w}' + 2 \sum_{i=1}^M \sigma_i \frac{\partial \bar{h}_i'}{\partial r'} \Big|_{r'=1} = 0 \quad (\text{A.23})$$

where  $\bar{w}'$  and  $\bar{h}_i'$  are the Laplace transforms of  $w'$  and  $h_i'$ , respectively, and  $p$  is the Laplace transform variable.

The solution to Equation A.21, using Equations A.20 and A.22 as boundary conditions, is

$$\bar{h}_i' r' = \frac{\bar{w}' K_0 \left( r' \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)}{K_0 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)} \quad i = 1, 2, \dots, M, \quad (\text{A.24})$$

where  $K_0$  is the Bessel function of the second kind of order zero.

The solution for  $\bar{w}'$  is obtained by introducing Equation A.24 into Equation A.23.

$$\bar{w}' = \frac{1}{p + 2 \sum_{i=1}^M \sqrt{p \alpha_i \sigma_i} \frac{K_1 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)}{K_0 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)}} \quad (\text{A.25})$$

where  $K_1$  is the Bessel function of the second kind of order one.

The Laplace transform solution for the distribution of the hydraulic head in each fracture is obtained by introducing Equation A.25 into Equation A.24,

$$\bar{h}_i' r' = \frac{K_0 \left( r' \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)}{K_0 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right) \left[ p + 2 \sum_{i=1}^M \sqrt{p \alpha_i \sigma_i} \frac{K_1 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)}{K_0 \left( \sqrt{\frac{p \alpha_i}{\sigma_i}} \right)} \right]} \quad i = 1, 2, \dots, M \quad (\text{A.26})$$

The real-time solution for  $w'$  and  $h_i'$  is obtained by numerically inverting Equations A.25 and A.26, respectively (Stehfest 1970).

## Acknowledgments

These investigations were conducted with the support of the Toxic Substances Hydrology and National Research Programs administered by the U.S. Geological Survey. The authors also gratefully acknowledge the logistical support provided by Mr. C. Wayne Martin of the U.S. Forest Service, who is stationed at the Hubbard Brook Experimental Forest. The Hubbard Brook

Experimental Forest is operated and maintained by the Northeastern Forest Experiment Station, USDA Forest Service, Radnor, Pennsylvania.

## References

- Barker, J.A., and J.H. Black. 1983. Slug tests in fractured aquifers. *Water Resources Research* 19, no. 6: 1558-1564.
- Barton, C. 1996. Characterizing bedrock fractures in outcrop for studies of ground-water hydrology: An example from Mirror Lake, Grafton County, New Hampshire. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Colorado Springs, Colorado, September 20-24, 1993, ed. D.W. Morganwalp and D.A. Aronson. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4015, 81-87.
- Bear, J. 1979. *Hydraulics of Groundwater*. New York: McGraw-Hill.
- Bouwer, H., and R.C. Rice. 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. *Water Resources Research* 12, no. 3: 423-428.
- Cooper, H.H. Jr., J.D. Bredehoeft, and I.S. Papadopoulos. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research* 3, no. 1: 263-269.
- Dougherty, D.E., and D.K. Babu. 1984. Flow to a partially penetrating well in a double-porosity reservoir. *Water Resources Research* 20, no. 8: 1116-1122.
- Dougherty, D.E., and D.K. Babu. 1985. Correction to "Flow to a partially penetrating well in a double-porosity reservoir." *Water Resources Research* 21, no. 2: 265.
- Harvey, C.F. 1992. Interpreting parameter estimates obtained from slug tests in heterogeneous aquifers. Unpublished Master of Science Thesis, Department of Applied Earth Sciences, Stanford University.
- Hsieh, P.A., R.L. Perkins, and D.O. Rosenberry. 1996. Field instrumentation for multilevel monitoring of hydraulic head in fractured bedrock at the Mirror Lake site, Grafton County, New Hampshire. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Colorado Springs, Colorado, September 20-24, 1993, ed. D.W. Morganwalp and D.A. Aronson. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4015, 137-140.
- Hvorslev, M.J. 1951. Time lag and soil permeability in ground-water investigations. *Bulletin No. 36*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi: Corps of Engineers, U.S. Army.
- Johnson, C.D. 1996. Use of a borehole video camera to identify lithologies, fractures and borehole conditions in bedrock wells in the Mirror Lake area, Grafton County, New Hampshire. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Colorado Springs, Colorado, September 20-24, 1993, ed. D.W. Morganwalp and D.A. Aronson. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4015, 89-93.
- Karasaki, K., J.C.S. Long, and P.A. Witherspoon. 1988. Analytical models of slug tests. *Water Resources Research* 24, no. 1: 115-126.
- Paillet, F.L. 1996. Use of well logs to prepare the way for packer strings and tracer tests: Lessons from the Mirror Lake study. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Colorado Springs, Colorado, September 20-24, 1993, ed. D.W. Morganwalp and D.A. Aronson. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4015, 103-109.
- Shapiro, A.M., and P.A. Hsieh. 1991. Research in fractured-rock hydrogeology: Characterizing fluid movement and chemical transport in fractured rock at the Mirror Lake drainage basin, New Hampshire. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Monterey, CA, March 11-15, 1991, ed. G.E. Mallard and D.A. Aronson, 155-161, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 91-4034, 155-166.
- Shapiro, A.M., and P.A. Hsieh. 1996. Overview of research on use of hydrologic, geophysical and chemical methods to characterize flow and chemical transport in fractured rock at the Mirror Lake site, New Hampshire. In U.S. Geological Survey Toxic Substances Hydrology Program—Proceedings of the Technical Meeting, Colorado Springs, Colorado, September 20-24, 1993, ed. D.W. Morganwalp and D.A. Aronson. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4015, 71-80.
- Shapiro, A.M., P.A. Hsieh, and T.C. Winter. 1995. The Mirror Lake fractured-rock research site—A multidisciplinary research effort in characterizing ground-water flow and chemical transport in fractured rock. U.S. Geological Survey Fact Sheet FS-138-95.
- Stehfest, H. 1970. Algorithm 368 numerical inversion of Laplace transforms, D-5. *Commun. ACM* 13, no. 1: 47-49.
- Wikramaratna, R.S. 1984. An analytical solution for the effects of abstraction from a multi-layered confined aquifer with no cross flow. *Water Resources Research* 20, no. 8: 1067-1074.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO COMPUTER MODELS IN GROUND – WATER EXPLORATION**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# Computer Models in Ground-Water Exploration

by Irwin Remson<sup>a</sup>, Steven M. Gorelick<sup>b</sup>, and Julianne F. Fliegner<sup>c</sup>

## ABSTRACT

Four case histories illustrate the various roles that digital computer simulation models can play in ground-water exploration. The case histories describe their use in evaluating aquifer parameters and characteristics, in estimating ground-water recharge, in resolving data inconsistencies, and in determining the optimal allocation of exploration funds. The models are especially useful in identifying data deficiencies and inconsistencies.

## INTRODUCTION

Digital computer simulation models are employed extensively as predictive and management tools in ground-water investigations. While ultimately an aid to water planning, the computer simulation approach serves equally important functions in ground-water exploration.

The first advantage of model development is that it requires the investigator to determine and deal with data inadequacies. Second, construction of a model allows the hydrogeologist to test a conceptualized view of a complex ground-water system. Interaction with the model forces an accurate representation of system characteristics

and checks assumptions regarding system functioning. Third, optimal allocation of exploration funds may be determined by incorporating the simulation model into a linear program and performing sensitivity analysis.

Four case histories are used to illustrate the various roles that such digital computer simulation models can play in ground-water exploration.

## FOUR CASE HISTORIES

### 1. Estimating Aquifer Characteristics in the Palo Alto Baylands, California

The first case history describes the use of modeling in estimating aquifer parameters and characteristics in the Palo Alto Baylands, California. The area modeled is located on the southwestern margin of San Francisco Bay, California (Figure 1). A portion of this marsh in its natural state was the subject of a near-surface hydrogeologic investigation by Howland (1976). The study was intended to provide insight into the functioning of a tidal marsh ground-water system and to develop a ground-water model for use in marsh management.

The baylands are characterized by an intricate network of incised surface-water channels 3-5 ft (0.9 to 1.5 m) deep and 5 to 15 ft (1.5 to 4.6 m) wide. Shallow ground water is present in a 20-ft (6.1-m) thick layer of "bay mud," which consists of silty clay with lenses of sand, gravel, peat and shell fragments. Hydraulic information was obtained by installing a line of 5 to 10 ft (1.5 to 3-m) deep piezometers in the marsh deposits along

<sup>a</sup>Professor of Applied Earth Sciences and Geology, Stanford University, Stanford, California 94305.

<sup>b</sup>Research Assistant, Department of Geology, Stanford University, Stanford, California 94305.

<sup>c</sup>Former Graduate Student, Department of Geology, Stanford University, Stanford, California 94305.

Discussion open until March 1, 1981

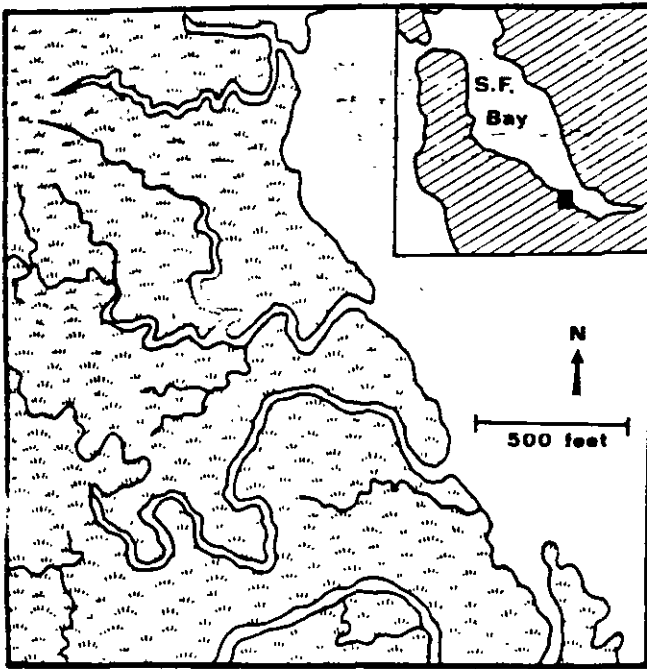


Fig. 1. Surface-water channels in the Palo Alto Baylands, California.

a 30-ft (9.1-m) perpendicular to a main tidal channel. The piezometers were monitored for two days during a neap tide cycle. Water levels in the piezometers responded to the rise and fall of the channel stage.

A computer model was prepared in an attempt to simulate the channel-marsh interactions as observed in the monitored wells. The hydrogeologic system was simulated as an unconfined aquifer discharging to and being recharged from the channel as the stage varied with the tide. The one-dimensional finite difference model was based upon the Boussinesq equation, and was solved using a predictor-corrector technique. Expressed in nondimensional form, the model equations included two unknown parameters. The first parameter corresponded to the ratio of hydraulic conductivity to storage coefficient, and the second parameter corresponded to the thickness of the permeable sediments.

The hydraulic parameters were varied systematically in an attempt to simulate observed water levels. Best results were obtained using an effective thickness of 2.5 ft (0.76 m) for the permeable layer and 1,350 ft (412 m) per day for the ratio of hydraulic conductivity to storage coefficient. Assuming a typical storage coefficient range of between 0.1 and 0.3, the above ratio would indicate a large hydraulic conductivity (between 135 and 405 ft (41.2 and 123.6 m) per day) for the sediments in the permeable layer. Because of this anomalous result, sampling of the

uppermost 3 ft (0.91 m) of the bay mud was undertaken. It showed a dense system of root channels up to 0.2 in. (5 mm) in diameter. It is likely that the large hydraulic conductivity is a result of ground-water piping along these root channels. Finally, the observed water-level fluctuations were less than the simulated water-level fluctuations at distances greater than 6 to 8 ft (1.8 m to 2.4 m) from the channel. This suggested that the thickness of permeable sediments becomes less than the assumed 2.5 ft (0.8 m) at those distances. Field excavations verified that the permeable layer is indeed wedge-shaped, thinning away from the channel.

The model results alerted the investigator to the need for re-evaluation of certain field characteristics of the ground-water system. This led to a realization of the importance of piping along root channels in the channel-marsh hydrogeologic system. In fact, it is possible that a rigorous predictive model might have to consider non-Darcian flow as a result of ground-water piping. Finally, the hypothesis and subsequent field validation of the thinning of the permeable zone with distance from the channel was guided by the model results.

## 2. Determining Ground-Water Recharge in the San Jacinto Valley, California

The second case history describes the use of a model to estimate ground-water recharge in the San Jacinto Valley, California. Figure 2 shows the San Jacinto Valley, California (Fliegner, 1978). It is a graben that has been downfaulted along the San Jacinto fault on the northeast and the Casa Loma fault on the southwest. Bedrock rises to over 8,000 ft (2,440 m) above the valley floor in

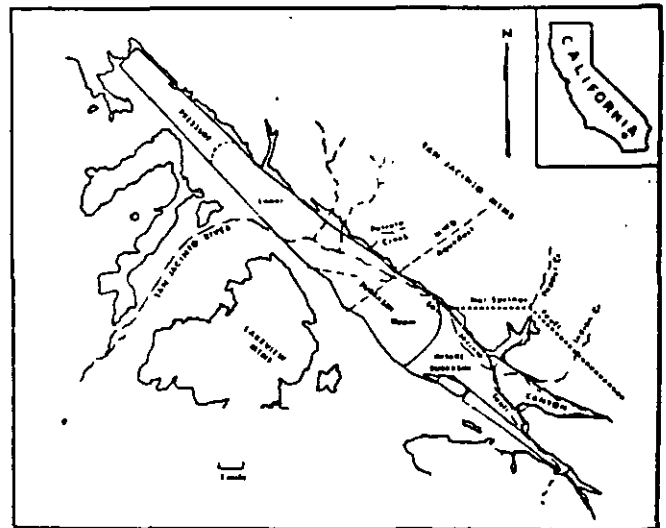


Fig. 2. Ground-water subbasins in the San Jacinto Valley.



the San Jacinto Mountain block to the northeast. Bedrock in the valley is as much as 8,000 ft (2,440 m) below the land surface. An excellent ground-water supply is found in the unconsolidated Quaternary alluvium that fills the graben to a depth of up to 2,000 ft (610 m).

At various times during its Quaternary history, the valley bottom was covered by a lake, where clay settled and formed a seemingly continuous layer over the Lower and Upper Pressure Subbasin shown in Figure 2. Fine sediments in the uppermost 150 to 200 ft (46 to 61 m) create artesian conditions. It has been the accepted view that stream infiltration and leakage to ground water do not occur in the Pressure Subbasin. Instead, all ground-water recharge was believed to occur by infiltration from streams flowing in the Intake Subbasin.

A preliminary two-dimensional finite difference model was prepared using the Illinois State Water Survey Code (Prickett and Lonquist, 1971). It had no leakage in the Pressure Subbasin. Within a few years after the start of pumping, the simulated water levels were hundreds of feet below the historical water levels. A mass water balance was then prepared. Because the water deficiency was great and because the recharge in the Intake Subbasin was known, the model could be satisfied only if substantial leakage occurred in the Pressure Subbasin. Therefore, a revised model was prepared incorporating leakage in the Pressure Subbasin, and it successfully reproduced the historical water levels.

The partial differential equation incorporated into the digital computer code used for the San Jacinto study requires that the conservation of water mass be satisfied. The assumption of zero ground-water recharge as leakage in the Pressure Subbasin left a large deficit in the mass water balance when compared with the large ground-water discharge. The resulting excessive decline in ground-water levels was readily identified when comparisons were made with the historic water levels. Once the problem was recognized, the leakage in the Pressure Subbasin was easily determined because all other values in the water balance were known.

### 3. Resolving Data Inconsistencies at Tooele, Utah

The third case history discusses the use of modeling to resolve data inconsistencies at Tooele, Utah. Figure 3 (Gates, 1965) shows contours based on water-level measurements in the vicinity of Tooele, Utah. The aquifer is part of a thick alluvial fan that is recharged by streams flowing out of the adjacent mountains, located mainly south of Tooele.

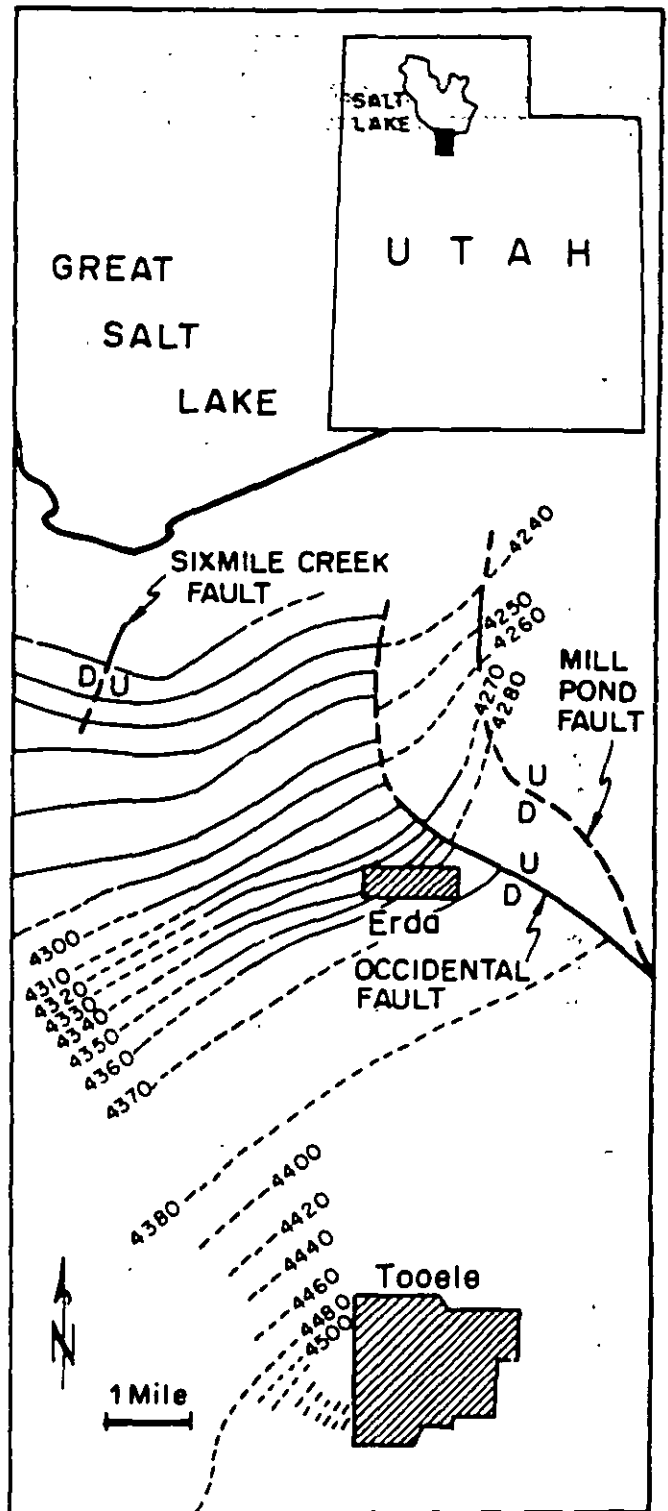


Fig. 3. Ground-water elevations in feet above mean sea level in the vicinity of Tooele, Utah (Gates, 1965).

The aquifer thickness is so great in comparison to drawdown that it could be modeled as a confined aquifer. The ground water discharges to wells, springs and Great Salt Lake in the northern part of the fan.

Preliminary analysis of the available data showed some inconsistencies. Pumping tests

indicated large transmissivities throughout. Values over 1,000,000 gpd/ft (134,000 ft<sup>2</sup>/d) (12,500 m<sup>2</sup>/d) were indicated in parts of the aquifer. On the other hand, specific capacity determinations suggested transmissivities in the neighborhood of 100,000 gpd/ft (13,000 ft<sup>2</sup>/d) (1,250 m<sup>2</sup>/day), and these are out of line with the data from pumping tests.

During the preparation of a two-dimensional finite-difference ground-water model, using the Pinder and Bredehoeft Code (1968), transmissivities were determined by trial and adjustment. Because the differential equation that is solved incorporates Darcy's law, excessively low transmissivities generate ground-water gradients steeper than the historical gradient. Similarly, the use of excessively high transmissivities in the model generates ground-water gradients flatter than the historical gradients. In order to generate historical ground-water gradients, the model required transmissivities in the neighborhood of 700,000 gpd/ft (94,000 ft<sup>2</sup>/d) (8,750 m/d) in the southern part of the alluvial fan. This value was verified by a carefully controlled pumping test.

The Occidental Fault (Figure 3) is said to be a semipermeable fault where it crosses the alluvial fan. Yet, the ground-water contour lines in Figure 3 meet the Occidental Fault at right angles implying that the fault is a flow line. If one prepared a computer model that incorporated leakage across the fault, the model could not generate contours orthogonal to the fault. Once again, preparation of a model in an attempt to generate historical water levels would be a safeguard against the acceptance of inconsistent data.

#### 4. Optimizing Use of Exploration Funds in Taiwan

The fourth case history discusses a management model that was used to determine the optimal allocation of exploration funds for a dewatering project in Taiwan. Aguado *et al.* (1977) were concerned with two problems related to the dewatering of a drydock site in Taiwan (Figure 4). The water level in the excavation was to be maintained at a depth of 49 ft (15 m) using the smallest possible discharge. Therefore, the first problem was to determine the locations and discharges of wells that would maintain water levels at the design depth while using the smallest possible total discharge. The second problem was to identify the kinds and locations of data that affected the management decision most so that the available exploration funds could be used most

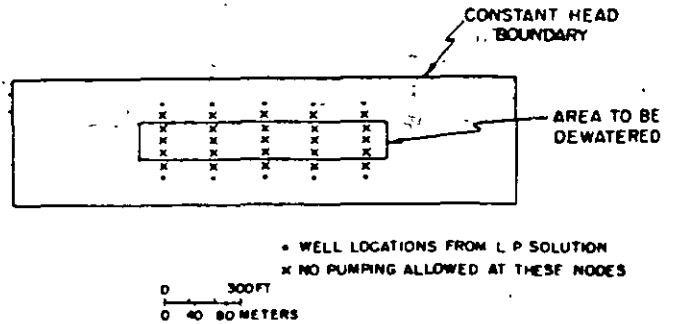


Fig. 4. Optimal pumping locations to dewater a drydock site in Taiwan using minimum discharge as determined from the linear programming model.

effectively. Our concern herein is mainly with the second problem.

The approach used by Aguado *et al.* (1977) was to incorporate a finite difference ground-water simulation model into a linear program. A finite element simulation was used in an alternate formulation. The difference equations together with the boundary conditions and dewatering requirements served as constraints in the management model. The objective function to be minimized was the total pumping needed to meet the dewatering constraints while satisfying the boundary conditions and the ground-water equations in numerical form. The answer to the first problem was obtained by solving the linear program to find the locations and discharge rates of pumping wells that would minimize the objective function while meeting the constraints. It must be noted that the number and locations of discharging wells were constrained by the discretization grid. This constraint has been removed using an improved formulation that minimizes the total cost of the variable pumping charges and the fixed well installation costs (Aguado and Remson, 1980).

The solution to the second problem was obtained by subjecting the management model to sensitivity analysis to determine which system parameters affected the minimum objective value the most and in which part of the system. Both problems were solved using IBM Mathematical Programming System/360 (MPS/360).

The objective function proved most sensitive to values of hydraulic conductivity along the constant head boundaries parallel to the long sides of the excavation (Figure 4). Therefore, the exploration funds are best spent on pumping tests along these boundaries. Hydraulic conductivity of the sediments in other parts of the system had less effect. Hydraulic conductivity values within the excavation had no effect on the minimum value

of the objective function as might be expected for a steady-state solution. Thus, pumping tests within the area to be excavated would contribute no useful information to the management of the system. The use of exploration funds to improve knowledge of head distributions at the boundaries was shown by the sensitivity analysis to be less productive than use of the funds to obtain hydraulic conductivity data.

### CONCLUSIONS

In each of the ground-water investigations discussed, the results of model manipulation helped with the system conceptualization. Furthermore, the site dewatering example showed how sensitivity analysis of a management model could be used to optimize allocation of exploration funds. After such experiences, it has become standard procedure for us to frame problems in the context of ground-water models at the inception of a study whether or not the models are needed for purposes of prediction or management. We find that the utilization of models in identifying data inconsistencies and conceptualization errors thoroughly justifies their use.

### REFERENCES

- Aguado, E., and I. Remson. 1980. Groundwater management with fixed charges. ASCE. Journal to the Water Resources Planning and Management Division, July (in press).
- Aguado, E., N. Sitar, and I. Remson. 1977. Sensitivity analysis in aquifer studies. Water Resources Research, v. 13, no. 4, pp. 733-737.

- Fliegner, J. F. 1978. A groundwater model and the hydrogeology of the San Jacinto Valley, Riverside County, California with emphasis on the Soboba Indian Reservation. MS thesis, Stanford University, Stanford, California, 189 pp.
- Gates, J. S. 1965. Re-evaluation of the groundwater resources of Tooele, Utah. Utah State Engineer. Tech. Pub. No. 12, 68 pp.
- Howland, M. D. 1976. Hydrogeology of the Palo Alto Baylands, Palo Alto, California, with emphasis on the tidal marshes. MS thesis, Stanford University, Stanford, California, 138 pp.
- Pinder, G. F., and J. D. Bredehoeft. 1968. Application of the digital computer for aquifer evaluation. Water Resources Research, v. 4, pp. 1069-1093.
- Prickett, T. A., and C. G. Lonquist. 1971. Selected digital computer techniques for groundwater resource evaluation. Illinois State Water Survey Bull. 55, 62 pp.

*Irwin Remson is Professor of Applied Earth Sciences and Geology and Chairman of the Department of Applied Earth Sciences at Stanford University. He holds A.B., M.A., and Ph.D. degrees from Columbia University. His publications have dealt with saturated and unsaturated flow, hydrologic modeling, and ground-water management. His latest book, Geology in Environmental Planning (with A. D. Howard) complements his academic programs in Hydrogeology and Environmental Earth Sciences.*

*Steven M. Gorelick is a Research Assistant in the School of Earth Sciences, Stanford University. He holds a B.A. in Environmental Science from New College, Florida and an M.S. in Hydrology from Stanford University. His doctoral research involves developing models for the management of ground-water solutes.*

*Julianne F. Fliegner received a B.S. from the University of Redlands, and an M.S. in Hydrogeology from Stanford University. She is currently employed as a Hydrologist in Montana with the Water Resources Division, U.S. Geological Survey.*



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

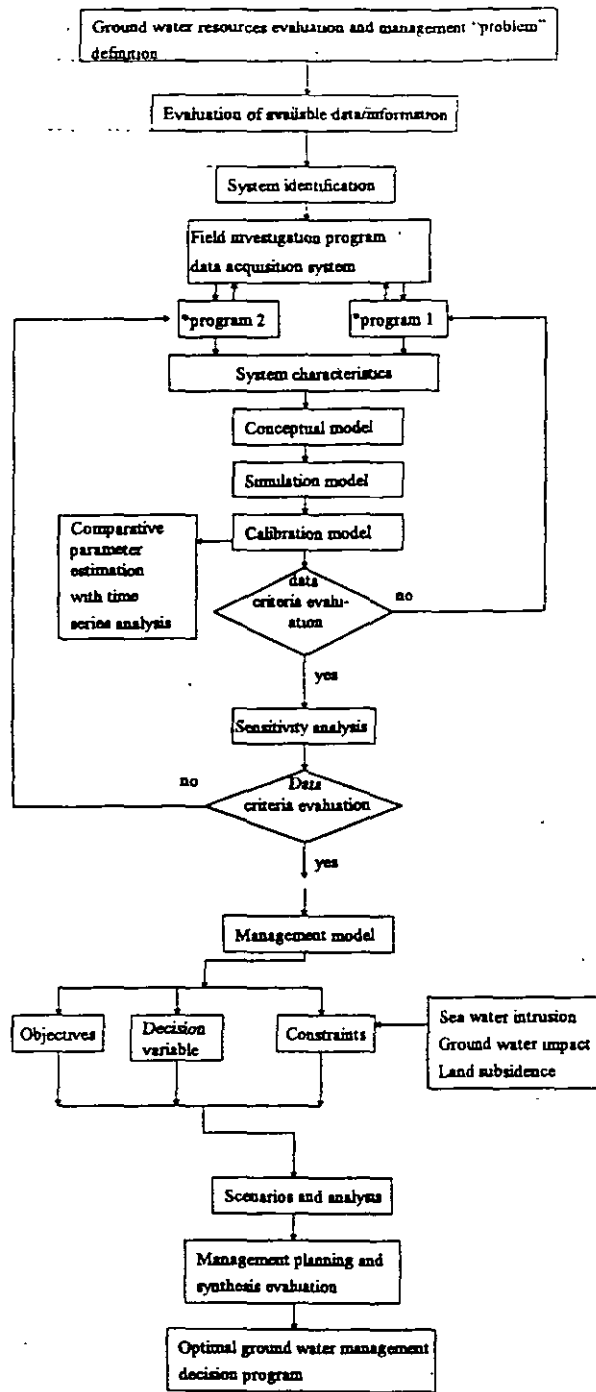
## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO DEVELOPMENT OF A PRELIMINARY GROUND WATER FLOW MODEL FOR WATER RESOURCES MANAGEMENT IN THE PINGTUNG PLAIN, TAIWAN**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**



\*Program 1 - Applications of geostatistical methods in the design of a ground water level monitoring networks for the Pingtung Plain.  
 \*Program 2 - Ground water recharge evaluation study on the Pingtung Plain.

Figure 1. Flow diagram for a ground water resources evaluation and management study in Pingtung Plain (modified from Simmers 1984).

involved. With well-recorded data on ground water levels, precipitation and river discharge, comparative estimation of parameters (e.g., infiltration coefficients) using time series analysis is also presented. A project is being executed which applies geostatistical methods to design a future ground water monitoring network.

The fifth phase involves a sensitivity analysis; this may recognize that the calibrated model does not represent a unique match of the calibration target. The dominant parameters will be identified in this phase. A separate project, already executed, is a ground

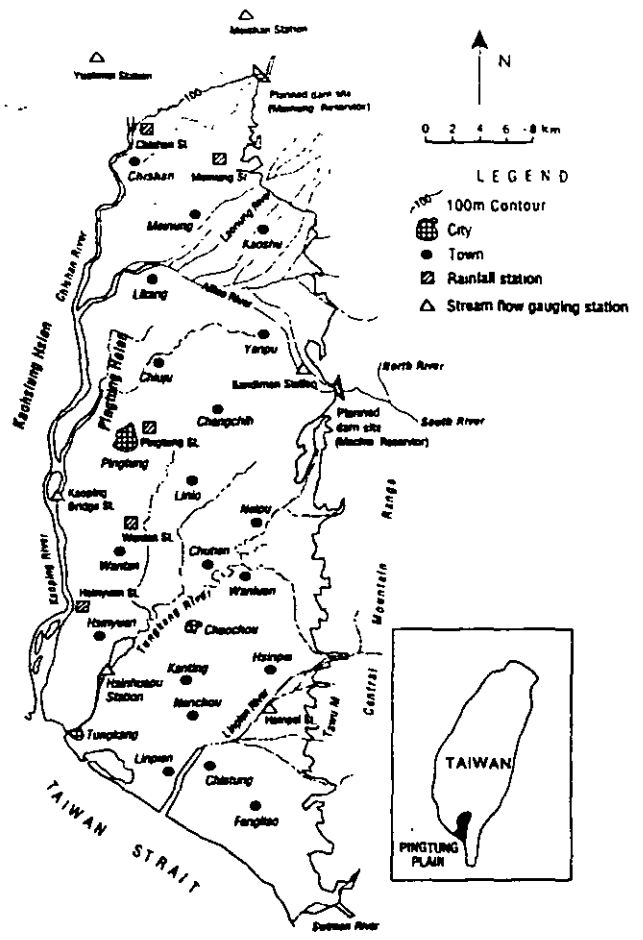


Figure 2. Location map of Pingtung Plain.

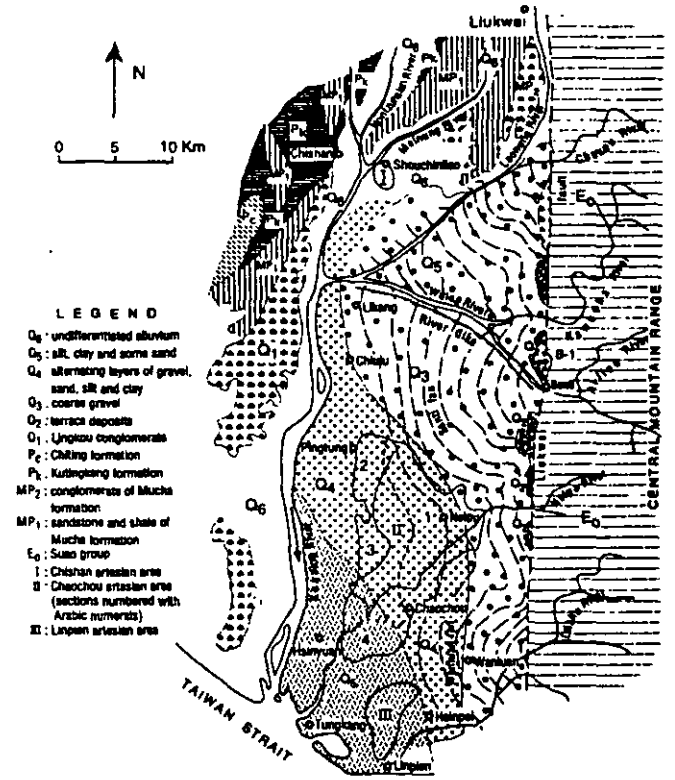


Figure 3. Geological map of the Pingtung Region (after Hsu 1961).

water recharge evaluation study of the Pingtung Plain, aimed at recognizing and quantifying the dominant recharge components. Prediction is to quantify the response of the system to future events. The prediction model is run with calibrated values for parameters and stresses, except for those stresses (water and environmental protection requirements) that are expected to change in the future. Estimates and analysis of the future stresses are needed in order to perform the different exploitation simulation scenarios of the management model, such that an optimal ground water management program is determined via management planning and synthesis evaluation.

The main objectives of this preliminary ground water model can be summarized as:

1. To evaluate ground water occurrence, aquifer characteristics, ground water recharge and ground water exploitation
2. To prepare an inventory of the ground water situation in the study area in order to identify the problems due to human activities
3. To establish a conceptual model of ground water behavior
4. To develop a transient, numerical ground water model
5. To provide decision-makers with a tool to evaluate and predict the influence of various water-use scenarios on the environment. This results will give a framework for future research on a practical DSS (Decision Support System) for ground water management in the Pingtung Plain.

## Physiographic Description

### Geomorphology

The Pingtung Plain is located in the southwestern part of Taiwan. It includes most of Pingtung Hsien and some of Kaohsiung Hsien, and covers an area of 1210 km<sup>2</sup>. It is bounded in the north by low hills, by foothills lying along the right bank of the Kaoping River in the west, by the Central Mountain Range in the east and by the Taiwan Strait to the south. It is rectangular in shape, 22 km wide in an east-west direction and 55 km long in the north-south direction. Being surrounded by hills in the north, west and east, this plain may be considered in a broad sense as a valley. The topography of the Pingtung area may be classified into four categories: (1) The Pingtung Valley; (2) The Eastern Mountain Region; (3) The Northern Mountain Region; and (4) The Region of the Western Foothills.

### Geology

The subsurface geology of Pingtung Plain and its adjacent area has been explored by examining outcrops and interpreting the logs of test holes and existing wells. Rock formations related to ground water occurrence in the area are indicated in Figure 3. A brief description of the consolidated rocks and unconsolidated deposits found in the area is presented as follows: The mountainous regions surrounding the Pingtung Plain consist of rocks of Tertiary age, which can be subdivided into the Suao Group, the Mucha, the Kutingkeng, and the Chiting Formations. The unconsolidated sediments underlying Pingtung Plain are of Quaternary age and are the main aquifer of the ground water province in the plain. With respect to their character, they may be divided into the Linkou conglomerate, an older alluvium and a recent alluvium which may be divided into three categories: a zone of coarse gravel, a zone of alternating gravel and sand, and a zone of fine sediments.

### Climate

The climate of Pingtung Plain is sub-tropical, in accordance with its position just south of the tropic of Cancer. Rainfall is

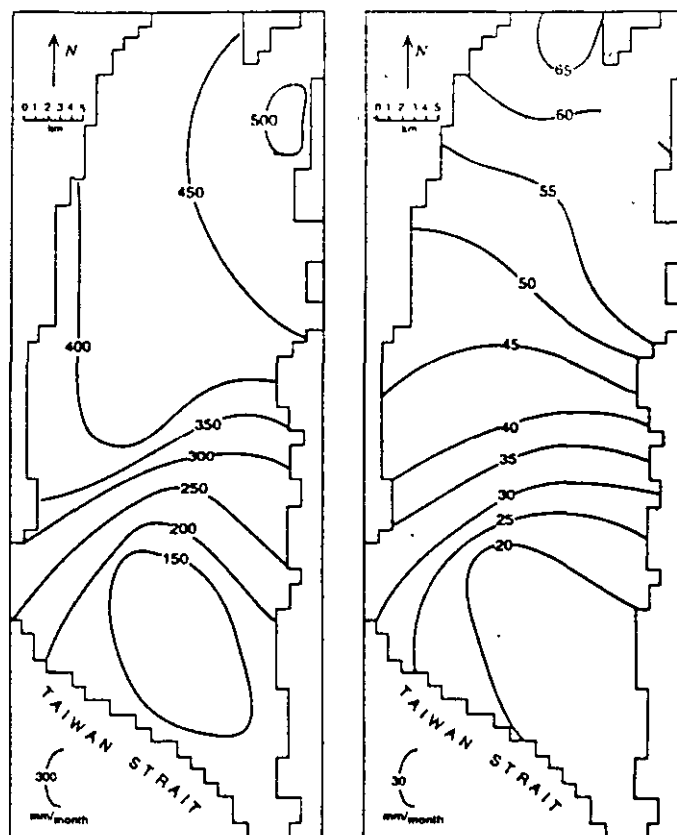


Figure 4a. (left) Average monthly rainfall during the wet season (May-September) and (b) Average monthly rainfall during the dry season (October-April).

alternately affected by typhoons in summer and monsoons in winter. During the summer, typhoons and thunderstorms occur regularly, producing most of the rainfall, while during the winter the monsoons cause a dry season. The rainy season lasts from May to September. Precipitation in the remaining seven months amounts to only about 10 percent of the total; there is usually less than 1 mm rain per month in the dry season.

Total precipitation for the month with highest rainfall at Pingtung Metro station was 927 mm in August 1988; the lowest monthly precipitation was zero in November 1989 at the same location. The average annual precipitation was 2118 mm (period of record 1981-1990). Spatial and monthly precipitation distributions are shown in Figures 4a and b and a comparison between precipitation and ground water level is shown in Figure 5. The latter diagram shows a seasonal fluctuation in the order of 10 m, indicating a phreatic storativity of approximately 5-10 percent.

Average annual temperature in Pingtung is 24° C, with the highest monthly mean value in July (28° C) and the lowest in January (19° C).

Open water (pan) evaporation observations have been made at six hydrometric stations over a period of 10 years (1981-1990). Average annual pan evaporation is about 1200 mm.

### Water Resources Systems

The Pingtung Plain mainly comprises flat areas of the Tungkang and Linpien River catchments, as well as several small streams; the three main rivers finally flow into Taiwan Strait. The plain covers an area of 1210 km<sup>2</sup>, about 30 percent of the total for the Pingtung catchments (4070 km<sup>2</sup>). Since the only source of ground water supplied to the plain comes either directly or indirectly from

Ailiiao O.W. 9170/Sandiman R.F. St.

Groundwater level/Precipitation

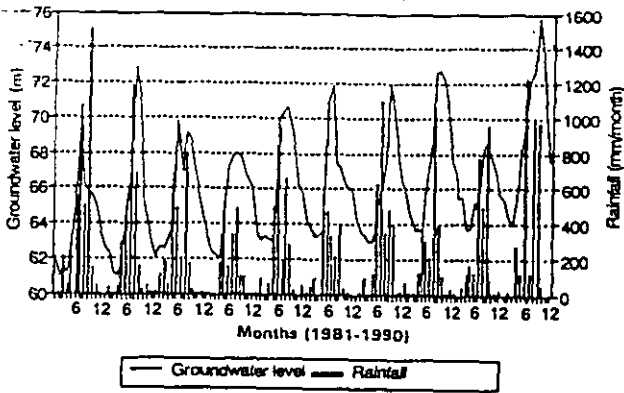


Figure 5. Comparison of monthly precipitation and ground water levels (1981-1990).

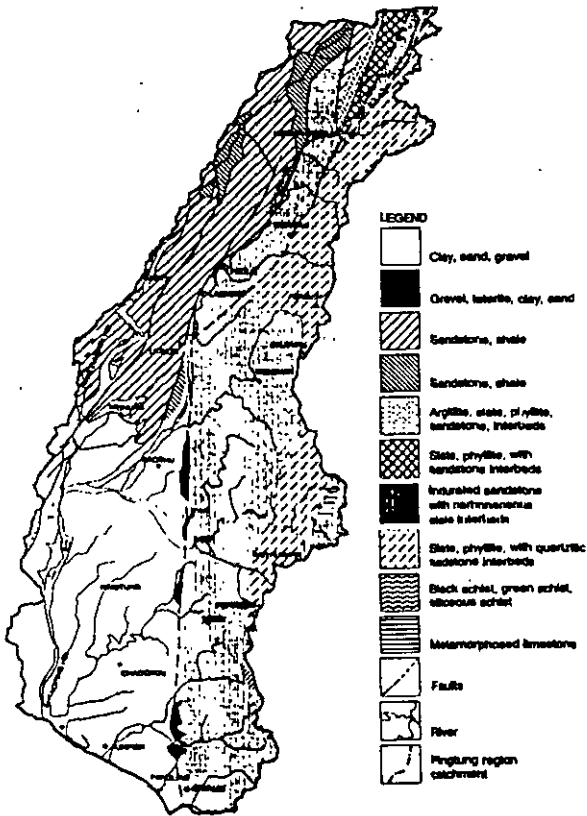


Figure 6. Surface water resource system in the Pingtung Plain.

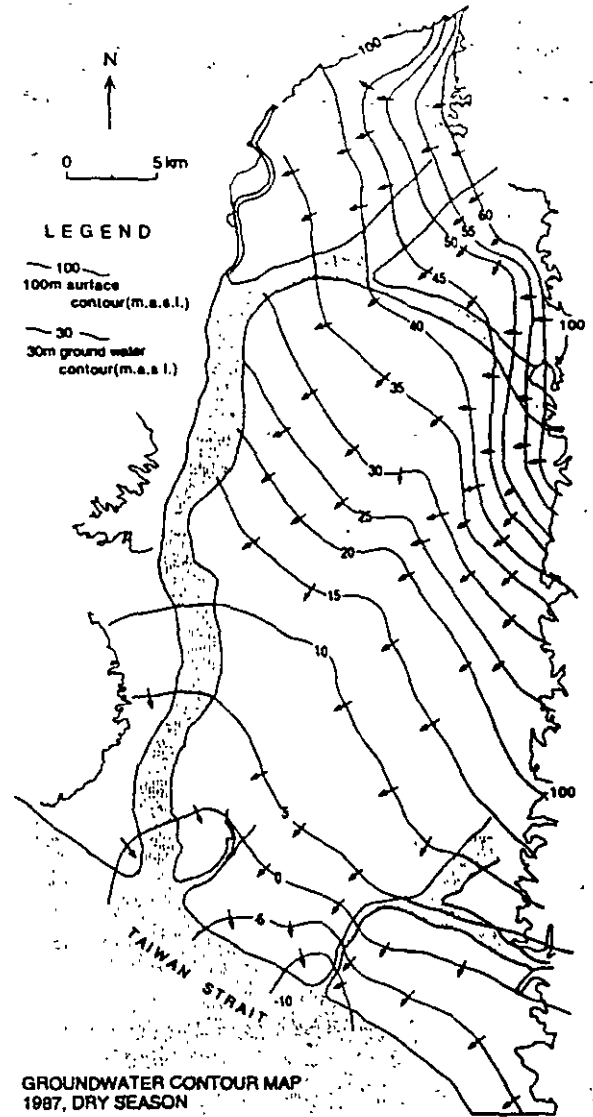


Figure 7. Ground water contour map (after TPWCB 1989).

rainfall in the catchment, rainfall characteristics are the main controlling factor for water resource availability in the plain (Figure 6).

The Kaoping River, with a catchment area of some 3257 km<sup>2</sup> and a length of 171 km, is the second longest river in Taiwan. At the Kaoping meteorological station (Kaoping Bridge) average annual discharge for the period 1981-1990 was  $74 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/year; the highest discharge was  $38 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/month in September 1990 and the lowest  $0.27 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/month in February 1984. Rainfall occurs mainly in the period May to September; precipitation for these five months totals about 90 percent of the 2517 mm average for the year. A dam is planned in the upstream recharge area, which will have significant impact on the ground water regime in the whole plain. The

Table 1  
Hydrological Components of the Pingtung Plain Catchment

	Catchment Area (km <sup>2</sup> )	Discharge (10 <sup>8</sup> m <sup>3</sup> /year)	Rainfall (mm/year)	Runoff Coefficient Percent
Kaoping River	3257	74	2517	90
Tungkang River	472	9.2	2066	94
Linpien River	343	8.5	3156	79

factor will need to be taken into consideration during the proposed integrated surface and ground water management study.

The Tungkang River is located southeast of the Kaoping River and north of the Linpien River. It is the most important surface resource for domestic water supply and industrial use in the neighboring city. It has a catchment area of about 472 km<sup>2</sup> and is 44 km in length. The highest discharge was  $11.5 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/month in July 1972 and the lowest was  $0.3 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/month in June 1980. Average annual discharge for the Tungkang River (Hsinhuapu Station) is  $9.2 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/year (1968–1990). Mean annual rainfall at the flow measuring site is 2066 mm; that for the upstream, midstream and downstream areas are 2493, 2006 and 1700 mm respectively.

The Linpien River is located in the south of the study region and has a catchment area of about 343 km<sup>2</sup>. Average annual discharge for the Linpien River (Hsinpei Station) is  $8.5 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/year (1972–1982). The maximum discharge was  $13.4 \times 10^8$  m<sup>3</sup>/month in August 1972; the minimum was  $2.6 \times 10^4$  m<sup>3</sup>/month in June 1980. Annual rainfall is about 3156 mm; the highest monthly rainfall of 1123 mm occurred in June 1977 and the lowest was 0.4 mm in March 1980. The above information is summarized for easy reference in Table 1.

### Ground Water System

The Pingtung Plain is surrounded to the east and north by mountainous areas and to the west by foothills. These mountainous regions comprise rocks of Eocene-Oligocene age and form a thick

sequence of black slate intercalated with beds of coarse or fine-grained quartzose sandstone. The porosity of the slate is very low, and hence only local joints and cleavages are available for water storage. Most of the precipitation becomes surface runoff, flow into the streams and thus across the plain.

The unconsolidated sediments underlying the Pingtung Plain are of Quaternary age and form the main aquifer for ground water in the plain area. In general, ground water is derived principally from direct precipitation onto the plain and partly from local influent, as inferred from the river seepage. The ground water contour map is shown in Figure 7, and surface water resource system diagram is shown in Figure 6. The recharge derives mainly from direct infiltration through unconsolidated deposits along the foothill belts to the north and east and from infiltration of rivers in the upper part of the plain. Ground water generally moves westward to the Kaoping and Tungkang rivers and southwestward to the sea.

## Conceptual Model of the Ground Water System

### Schematization of the Aquifer Systems

An important tool used to characterize the aquifer are hydrogeological profiles. From cross-section (Figure 8), located as shown on Figure 7, the aquifer system can be classified into three zones by the characteristics of typical alluvial structure. The proximal-fan consists of coarse gravel with poorly sorted pebbles, cobbles and boulders. This zone is considered as the upper unconfined aquifer.

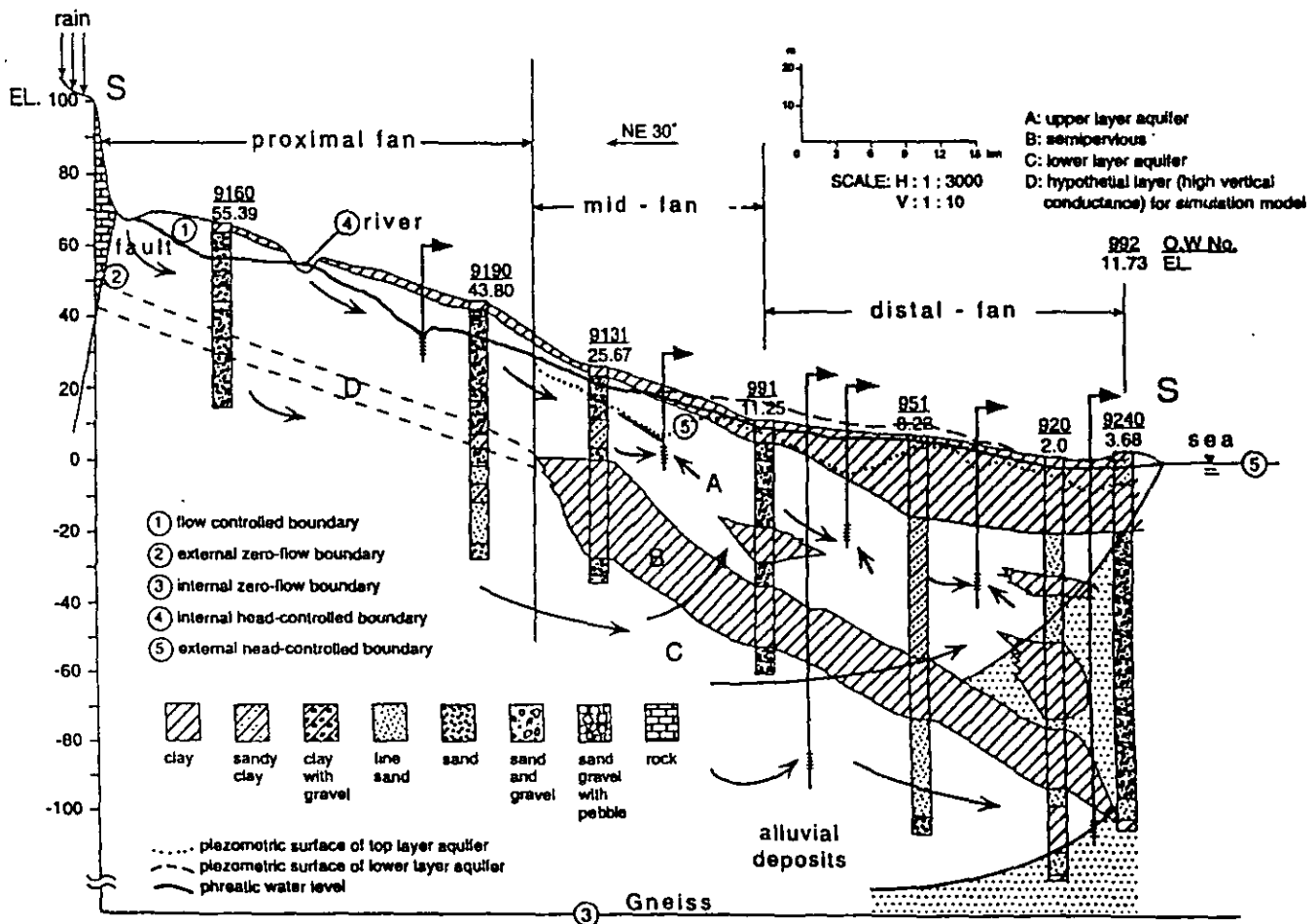


Figure 8. Schematic section for the hydrogeological conceptual model.



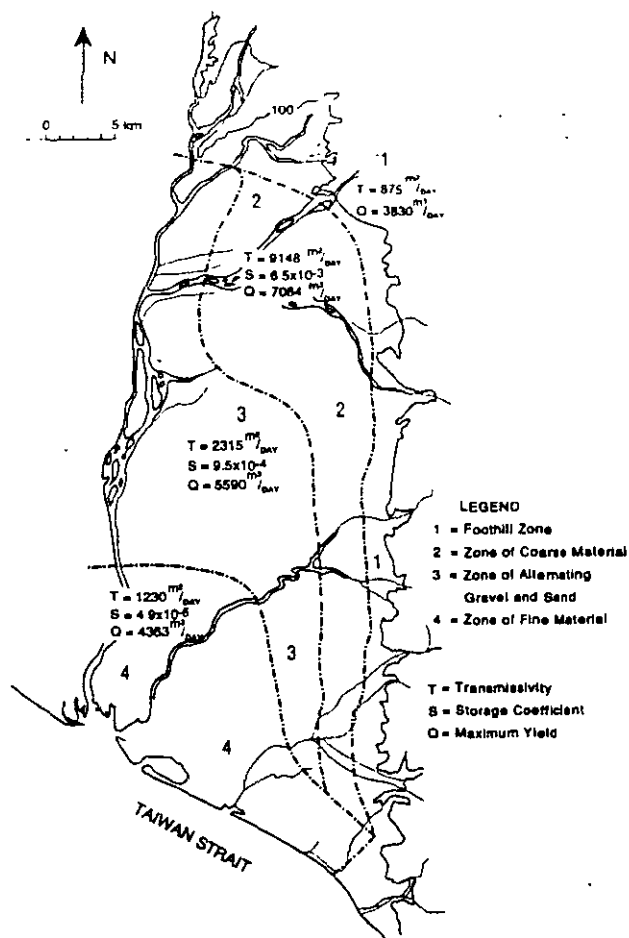


Figure 9. Map showing the properties of water-bearing materials in the Pingtung Plain (after TPGDB 1961).

The mid-fan is composed of moderate size pebbles with thin layers of sand and clay. The distal-fan is mainly an accumulation of clay, silt and black sand. From the mid-fan to distal-fan an intercalation of clay with a thickness of 10-20 m occurs. The main semi-confining clay layer (aquitar) forms the geological boundary between the upper and lower aquifers.

The ground water basin in the study area, its cross-section (Figure 8), can be schematically subdivided into three hydrogeological layers that coincide with the well field inventory by the defined depths 10-30 m, 30-60 m, and below 60 m (Ting 1992). The upper layer, the thickness which varies from 10-60 m, is assumed to be an unconfined aquifer; i.e., the transmissivity varies with saturated thickness. The aquifer of the fluvial deposits in the foothills consists of coarse sand and gravel, decreasing in size to sand in a downstream direction with a thickness in excess of 220 m (the lower boundary of the basin has not yet been reached by drilling, but extends to a depth of at least 150 m below sea level). The middle layer, assumed to be semipervious, is a geological formation which has a very low transmissivity compared to the aquifer, with a thickness of about 20 m of clay and sandy clay. Since this layer does not exist in the proximal-fan, high vertical conductance values are assumed. The lower layer is assumed to be unconfined in the upper reaches of the area and confined from the mid-fan; the storage coefficient may thus alternate between confined and unconfined values. The aquifers are recharged directly by rainfall, by the rivers and by subsurface inflow from the northern upstream part of the fluvial-fan. The study area is hydraulically bounded in the south by the sea (Taiwan Strait).

### Aquifer Characteristics

The magnitude and spatial distribution of aquifer characteristics need to be specified. Depending on the type of aquifer, these characteristics are: hydraulic conductivity,  $K$ , or transmissivity,  $T$ ; storage coefficient,  $S$ ; specific yield,  $\mu$ , and vertical conductance,  $V_c$ . As a result of analyses made of the samples from test holes and existing well logs, the Pingtung Plain is initially divided into four sub-zones with respect to the identified geological formations (Figure 9).

### Boundary Conditions

Ground water flow in the main aquifer layers is governed by conditions at the boundaries of the regional system. In this aquifer study three types of boundary conditions are defined; the specified head boundary, specified flux boundary and the head-dependent flux boundary. For present study the multilayered aquifer system has, for practical purposes, been modeled as a two-layered aquifer system: an upper phreatic aquifer and a lower semiconfined aquifer, separated from the upper aquifer by a discontinuous semiconfining layer. In the lower plain, the upper unconfined aquifer becomes confined by surficial clay layers.

### Hydrological Stress

There are three types of hydrological stresses which need to be considered for simulation of ground water flow in the plain. These are areal recharge, evapotranspiration, and abstraction.

## Numerical Modeling of Ground Water Flow

### Model Structure

The computer model MODFLOW is widely applied in hydrogeological practice for simulating ground water flow. This is a modular three-dimensional finite difference ground water flow model (McDonald and Harbaugh 1988) which simulates transient/steady ground water flow in a complicated ground water basin with various natural hydrological processes and/or artificial activities. It has been used for multiaquifer-oriented modeling; for example, to simulate the response of aquifer systems to ground water resource development scenarios. It can also be used for full three-dimensional modeling. In addition to the determination of ground water head distribution in space and time, MODFLOW can calculate flow fluxes across cell boundaries. In this study MODFLOW was applied for the reasons mentioned above and, moreover, because the program: (1) is well documented and in public domain code; and (2) the program has been divided into a main program and a series of independent subroutines called modules. The modules have, in turn, been grouped into packages. For example, the Recharge option simulates the effect of rainfall and the soil infiltration recharge coefficient, the River package simulates the effect of a river, etc. This feature makes the use of the model very flexible. The last reason is that future studies may readily couple the program with MODMAN (GeoTrans Inc., Sterling, Virginia) and GIS for optimal ground water management.

### Discretization

Based on data availability and hydrogeological conditions, in the case studied here the two aquifer system was divided into 23 columns and 63 rows for simulating ground water flow; grid spacing in both the  $x$  and  $y$  directions was 1000 m and the grid cells total 1449 (Figure 10). Again based on data availability and the dynamic behavior of ground water level, a month is chosen as the period

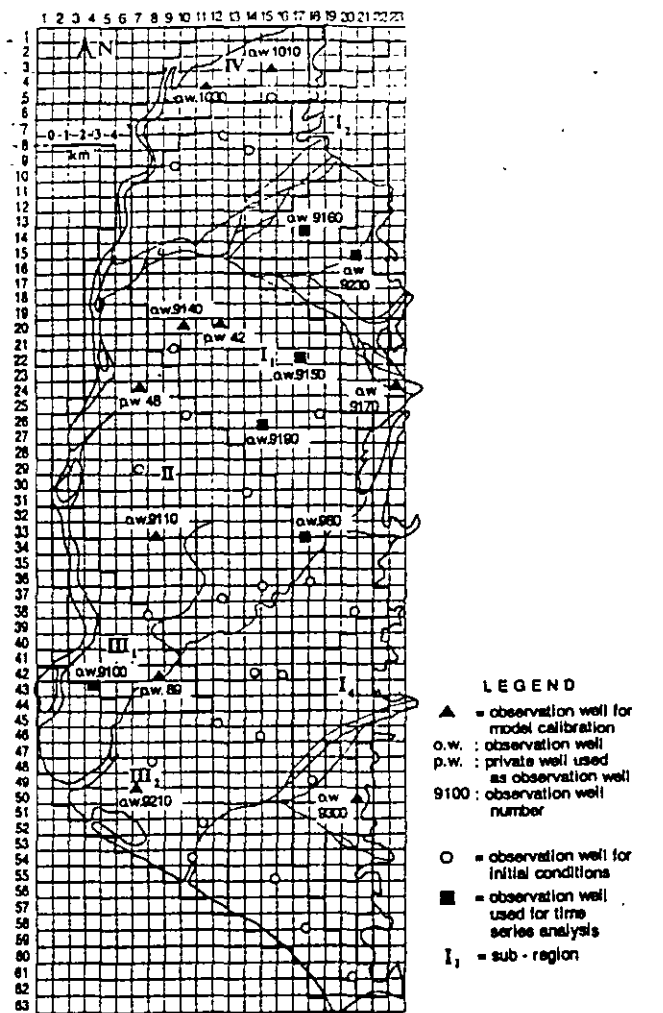


Figure 10. Finite difference grid indicating observation wells and sub-region divisions.

within which all hydrological stresses are assumed constant. Each stress period is divided into two time steps with respect to the timing of calculated and measured ground water level.

#### Initial Conditions and Historical Ground Water Levels

For reasons of data availability, 1988 was chosen to calibrate the model. To start the calculations one must know the initial ground water head throughout the basin. For this purpose contour maps of ground water levels for the two aquifers have been derived (Figure 11), based on measured data from observation wells and river water levels.

Because of inadequate water table records for the shallow aquifer in the Pingtung monitoring network, measurements at several local pumping wells are also used (Figure 10) for interpolation and plotting. The number of observation wells was greater for the deep aquifer than for the shallow aquifer and the measurement series is also longer. Initial ground water levels for the two aquifers are estimated for all cells from the contour maps.

#### Model Inputs

The model inputs include hydrogeological parameters, areal recharge, evapotranspiration, abstraction, river influence and boundary conditions. Each of these hydrological phenomena is simulated in MODFLOW by a separate package.

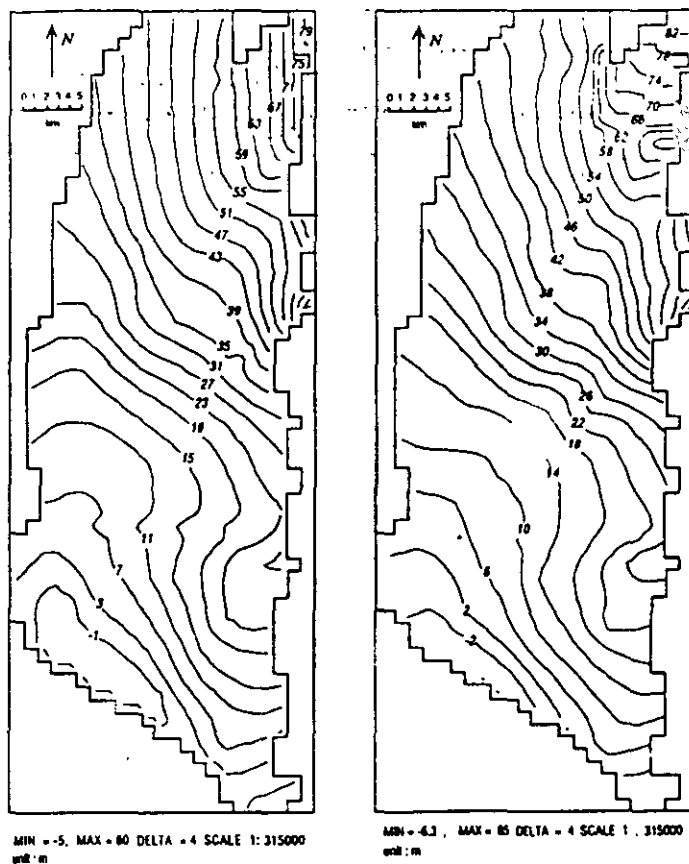


Figure 11a. (left) Contour map of the initial ground water level for layer 1 (December 1987) and (b) Contour map of the initial ground water level for layer 2 (December 1987).

#### Hydrogeological Parameters

Phreatic Storage Factor,  $\mu$ , is a characteristic property of the upper aquifer. Based on previous studies (TPGDB 1961) four sub-regions have been created and initial  $\mu$  values specified. With the aim being to test the conceptual model, which has already been divided into two aquifers (upper layer and lower layer), eight sub-regions (I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, I<sub>3</sub>, I<sub>4</sub>, II<sub>1</sub>, III<sub>1</sub>, III<sub>2</sub>, IV), were introduced. The initiating values were taken from previous studies (TPGDB 1961; WRPC 1982, and Tsao 1991) in which four subregions were also considered (Figure 9). These values are thus assumed to be appropriate for preliminary calibration purposes.

Transmissivity,  $T$ , for a confined aquifer of thickness  $b$  is defined as  $T = K \times b$ , where  $K$  is the hydraulic conductivity; in an unconfined aquifer transmissivity is not as well defined but can still be approximated. However, in the latter case  $b$  is the saturated aquifer thickness. In the Pingtung Plain two aquifers are distinguished from the conceptual model. The transmissivities for each layer are therefore estimated individually from the thickness of the aquifer and the hydraulic conductivity. For the upper unconfined aquifer  $b$  is taken as the initial saturated thickness. In general, to reflect both the sedimentary situation with respect to the alluvial aquifer for the model area and previous pumping tests in the plain (WRPC 1989), the  $T$  values decrease in a downstream direction.

Elastic Storage Coefficient,  $S$ . The storage coefficient for a saturated confined aquifer of thickness  $b$  can be defined as the volume of water that an aquifer releases from storage per unit surface area of aquifer per unit decline in the component of hydraulic head normal to that surface. In the study area these values decrease

from mid-fan to distal-fan because of a reduction in pore size and increasing confinement. The subregions for storativity are the same as those derived for transmissivity; initial values have been taken from the same above studies (TPGDB 1961, Ting 1992, and Tsao 1991) and are shown in Figure 9.

Vertical conductance,  $V_c$ , for a semi-confining layer is defined as  $k'/b'$ , where  $k'$  and  $b'$  are respectively vertical hydraulic conductivity and thickness of the semi-pervious layer. Five subregions for  $V_c$  are used in the study; the initial values assessed from hydrogeological characteristics are shown Figure 8. Since the proximal-fan is a thick, unconfined aquifer extending to the mid-fan area, the semi-pervious horizon does not exist in the former. A higher value is therefore assumed, so that it represents a physical discontinuity in the model.

#### **Interaction with Rivers**

Rivers and streams either contribute to ground water or drain water from it, depending on the head gradient between the river and ground water system. The purpose of the River package (RIV) is to simulate the effects of flow between surface water features and ground water systems. To do this, a river or stream is divided into reaches so that each is completely confined by a single cell. Stream-aquifer seepage is simulated for each reach within the model cell that contains that reach.

River surface and bed elevations and river (stream) bed conductance are contained in this package. River water elevations are calculated for each month using stream discharges and river cross section (Ting 1992); several points have been interpolated. Water surface elevations for the Linpein River were based on the 1972–1982 recorded data. River bed conductance was derived from hydrogeological properties and was subjected to calibration procedures. To complete the process of calculations the RIV1.EXE program was developed for easier manipulation of the data file.

#### **Areal Recharge**

The Recharge package (REC) is designed to simulate areal distributed recharge to the ground water flow system. Most commonly, areal recharge is from direct precipitation infiltration; i.e.,  $R = \alpha \times P$ , where  $R$  is areal recharge,  $\alpha$  is the infiltration recharge coefficient and  $P$  is precipitation. It was known from a previous water resources study that annual recharge on the plain is approximately 36 percent of annual precipitation (TPGDB 1961). Due to the distributed character of the TPCDB study, this figure is initially used for comparative purposes and to test the robustness of the model. Because of the different soil properties, geological characteristics, vegetation, rainfall intensity and phreatic water table, etc, varying values may be derived for each of the different subregions. In the present study six subregions are distinguished, based on the above mentioned study. In brief, therefore, recharge is first estimated by the TPGDB method, this is then used to calibrate the model and results finally checked against those from the water budget method.

The maximum effective stress for the package is the precipitation amount in each subregional area as obtained by the Thiessen polygon method. Areal abstraction was uniformly distributed within each individual polygon. The infiltration recharge coefficient is an approximate value and is based on the above stated 36 percent of precipitation; this percentage is then distributed in each polygon, though it may be changed during the calibration process the REC1.EXE program has been developed for easy calibration. Anderson and Woessner (1992) have stated that a universally

applicable method for estimating ground water recharge has yet to be devised. Given these uncertainties, the model estimates of ground water recharge have been carefully checked against independent results from the water budgeting and chloride mass balance methods (Ting and Overnars 1995). A further estimate of the infiltration recharge coefficient was derived by time series analysis, as presented in Ting (1993, 1996).

#### **Abstraction**

The Well package is designed to simulate the inflow or outflow through recharging or pumping wells. Wells are handled in the package by specifying the location of each well and its rate,  $Q$ . Negative values of  $Q$  are used to indicate well discharge, while positive  $Q$  indicates a recharge well.

The package does not accommodate wells which are open to more than one layer of the model. However, a well of this type can be represented as a group of single-layer wells, each open to one of the layers and having an individual  $Q$  term specified for each stress period. If this approach is used the discharge from the multilayer well must be divided among the group of single-layer wells, proportional to the layer transmissivities.

More than 20 thousand private abstraction wells and hundreds of pumping stations are situated in the plain (WRPC 1989). Based on the conceptual model described above and the well field inventory, the shallow wells are defined, precipitation minus abstraction is calculated and translated to the recharge package. The residual abstraction amounts are assigned to 99 well cells (a model limitation) representing the well fields used for aquaculture. Each designated well cell represents total pumpage from the actual wells in that cell. The program WELL1.EXE was also developed.

#### **Evapotranspiration**

The Evapotranspiration package (ET) simulates the effects of plant transpiration via capillary rise from the saturated zone; i.e., directly from the water table. Evapotranspiration from the unsaturated zone is included in the recharge component. ET subregions are the same as for REC. In this package the maximum rate of evapotranspiration, surface elevation and the extinction depth need to be defined. This model component represents only a minor part of the evapotranspiration in the phreatic area where the water table is close to the surface. A linear relationship between  $E_a$  and  $E_o$  is assumed, depending on the ground water depth, with  $E_a$  tending to zero for ground water depths approaching 4.5 m.

Surface elevation is derived from the elevation of well locations. From this, a surface elevation contour map is plotted and an extinction depth of 4.5 meters based on soil properties is assumed. With the aim to allow easy manipulation of the data file, the ETR1.EXE program was also developed for this package.

#### **Boundary Conditions**

Head-Dependent Flux Boundary. The General-head boundary (GHB) package is used to simulate interactions between the Kaoping River and the upper aquifer. The data required are the same as for the River package; i.e., river surface and bed elevations and river bed conductance. Similarly, the program GHB1.EXE was developed for easy data use. Because of the lack of information on the Kaoping River bed conductance, values were derived from the hydrogeological properties used for the Ailiao River. River bed conductance is therefore subject to calibration.

Specified Head Boundary. Because the area adjoins the Taiwan Strait and part of the tidal river, the relevant boundary cells were assigned constant heads for the phreatic aquifer. In the upper con-

confined aquifer in the lower area, with artesian characteristics, a constant head boundary is represented by the ground water table.

**Lateral Inflow Boundary.** A flux through some of the cells in the foothills was assumed to flow downwards to the plain. These cell values were initially declared as having zero flux before calibration.

Due to the complex input formats and revised factors for the ETR, REC, WEL, RIV and GHB packages in the present study, five input file programs were developed for these packages; it is easy to adjust the factors during calibration. The final data file was hence imported to a newly developed processing program (Chiang and Kinzelbach 1992), called PM, for MODFLOW simulation.

### Model Calibration

The model must first be calibrated before it can be used to generate water head forecasts; that is, model parameters are adjusted until the simulation is consistent with the analyst's understanding of the ground water system and all available data. Computed values of head should closely match these measured at selected points (observation wells) in the aquifer (Figure 10). This means that a set of historical data is used to compare with the generated water heads derived by simulation. Analysis of the difference between measured and computed heads gives an indication as to where adjustment of output parameters may be necessary in order to minimize this difference.

In most hydrogeological settings, such as in the area of this study, it is inappropriate to assume steady-state conditions because of large seasonal fluctuations in water levels; steady-state data may also not be available (Anderson and Woessner 1992). There are basically two methods of model calibration: trial-and-error adjustment of parameters and automated parameter optimization.

In the present study the calibrated period is January to December 1988, during which large seasonal fluctuations in water level occur. Transient calibration and trial-and-error procedures are used.

### Calibration Procedures

In trial-and-error calibration (Figure 12) initial parameter values are assigned to each cell. Computed and measured values of head are compared and model parameters adjusted to improve the fit.

The following input parameters have received particular attention during the initial calibration:

- Phreatic storage factor
- Transmissivity (layers 1 and 2)

- Vertical conductance (between upper and lower clay)
- Elastic storage coefficient
- Infiltration recharge coefficient
- Factor for potential ET
- Hydraulic conductance of river interconnections
- Conductance between the external source and cell.

It will be clear that with optimization using eight parameters the physical meaning of the model is limited.

The accepted generalities of transient calibration are: (1) To first change the input parameters for those nodal areas where the largest deviations occur; (2) To change one type of input parameter in each run; and (3) To determine whether any change of input parameter in one nodal area will have positive or negative effects in other nodal areas.

In the present study 10 shallow and 31 deep wells (Figure 10) were selected as the fitting wells after consideration of their data availability and distribution in each region. The program FIT (Zhou 1991b) is used to select computed values of head from the simulation model output at locations for which observed values were available and to calculate their differences. These differences give the error value (positive or negative) which needs to be minimized during the process of calibration.

With the objective to gain a better insight to the trend of these differences, the error values were contoured for the two aquifers separately. Positive values indicate that the measured heads were greater than those computed. To increase the computed heads in this subregion, either the transmissivity was decreased or the infiltration recharge coefficient was increased or reduced and lateral inflow from the foothills was increased. The negative error values were treated conversely.



Figure 13a. Calibrated versus historical ground water level (O.W.1010)

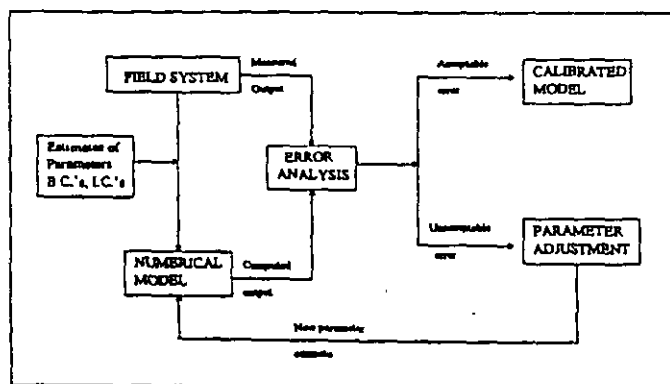


Figure 12. Trial-and-error calibration procedure (after Anderson and Woessner 1992).

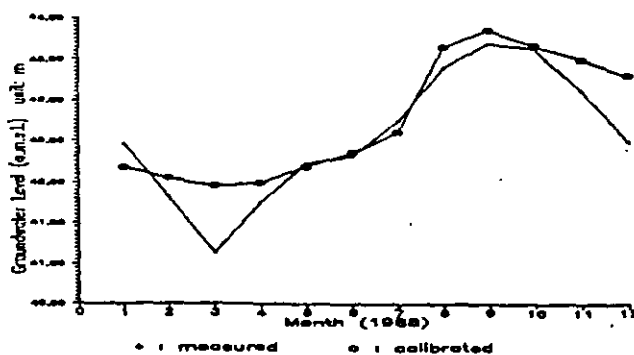


Figure 13b. Calibrated versus historical ground water level (O.W.1030).

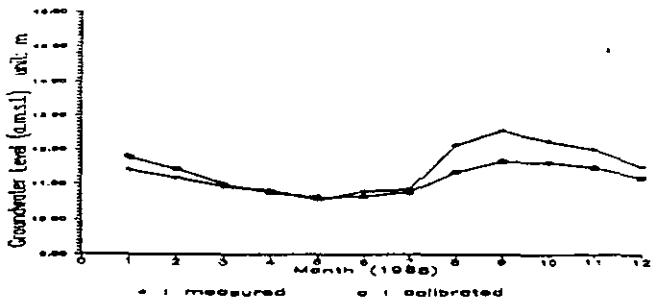


Figure 13c. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9110).

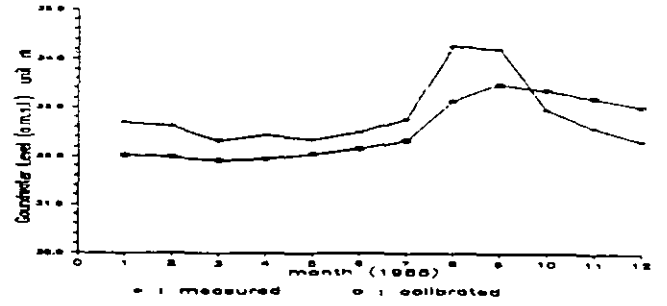


Figure 13d. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9140).

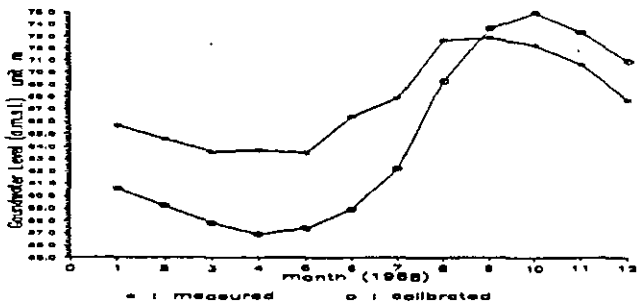


Figure 13e. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9170).

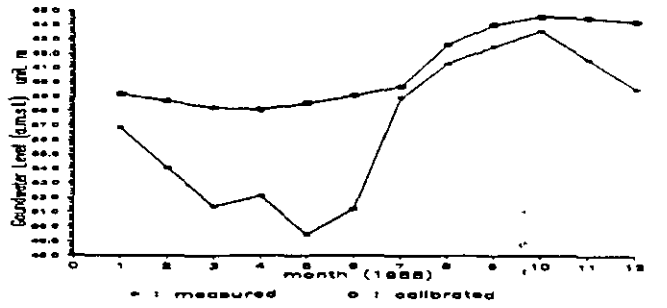


Figure 13f. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9230).

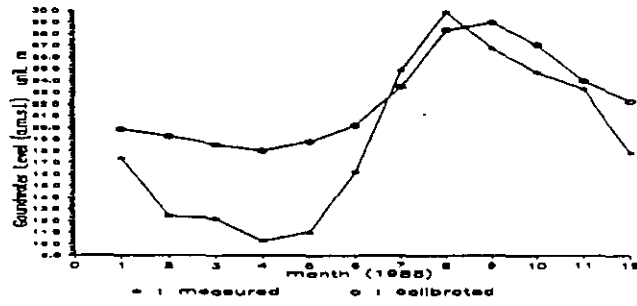


Figure 13g. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9300)

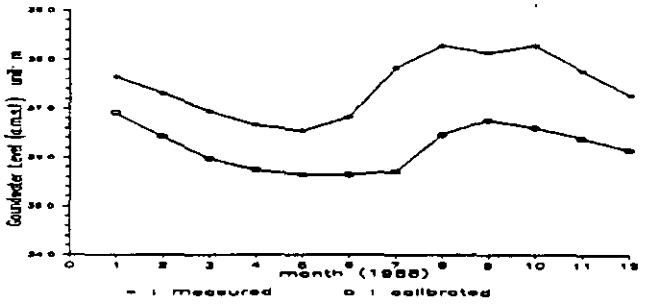


Figure 13h. Calibrated versus historical ground water level (P.W.42).

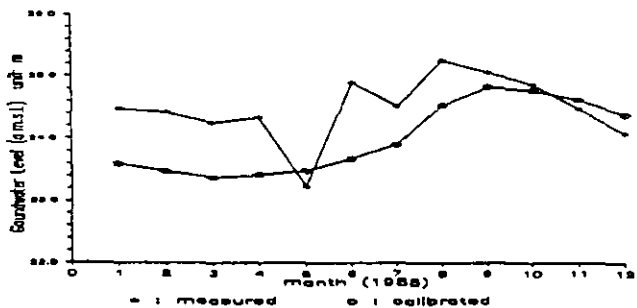


Figure 13i. Calibrated versus historical ground water level (P.W.48).

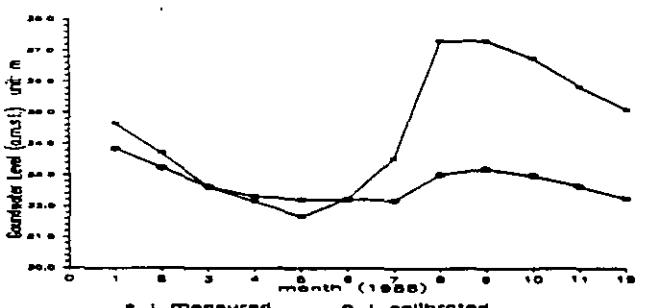


Figure 13j. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9190).

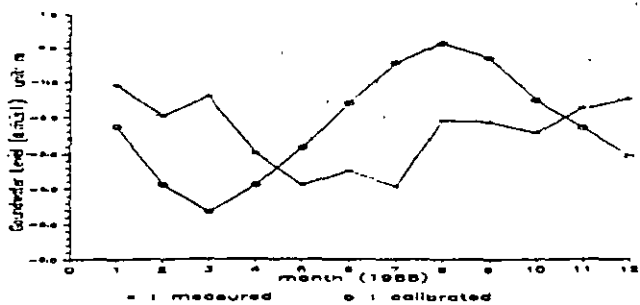


Figure 13k. Calibrated versus historical ground water level (O.W.9210).

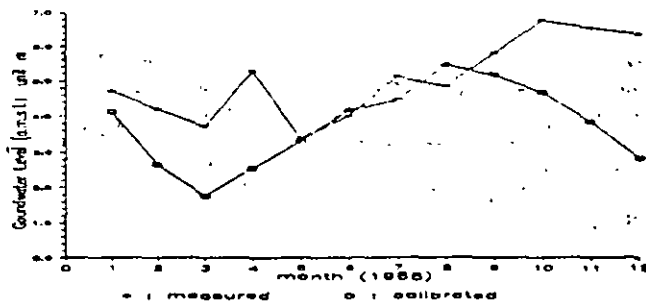
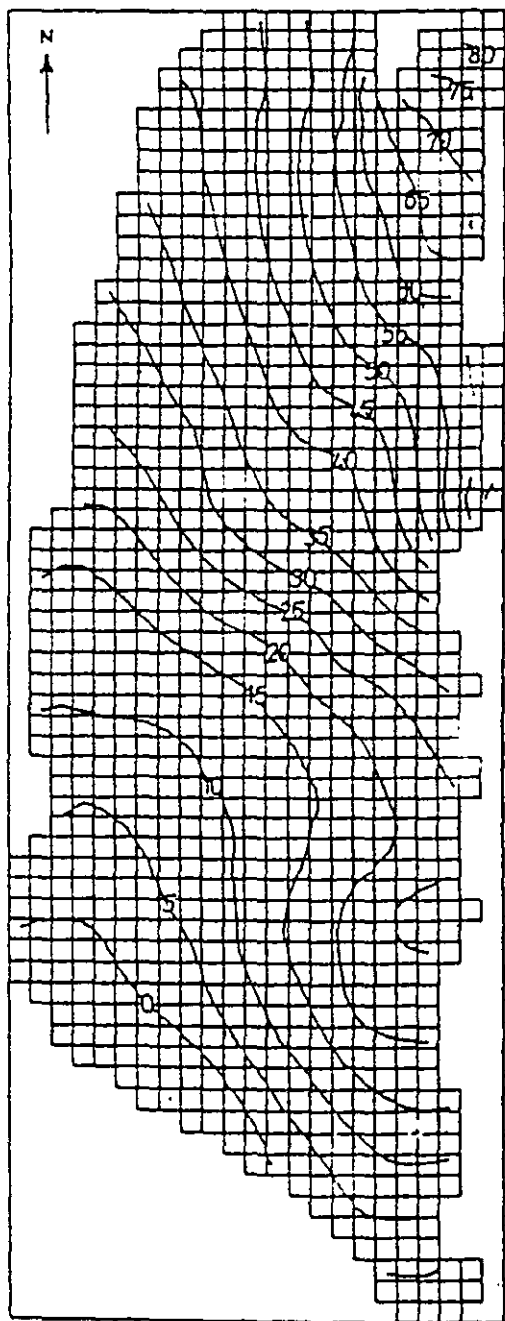
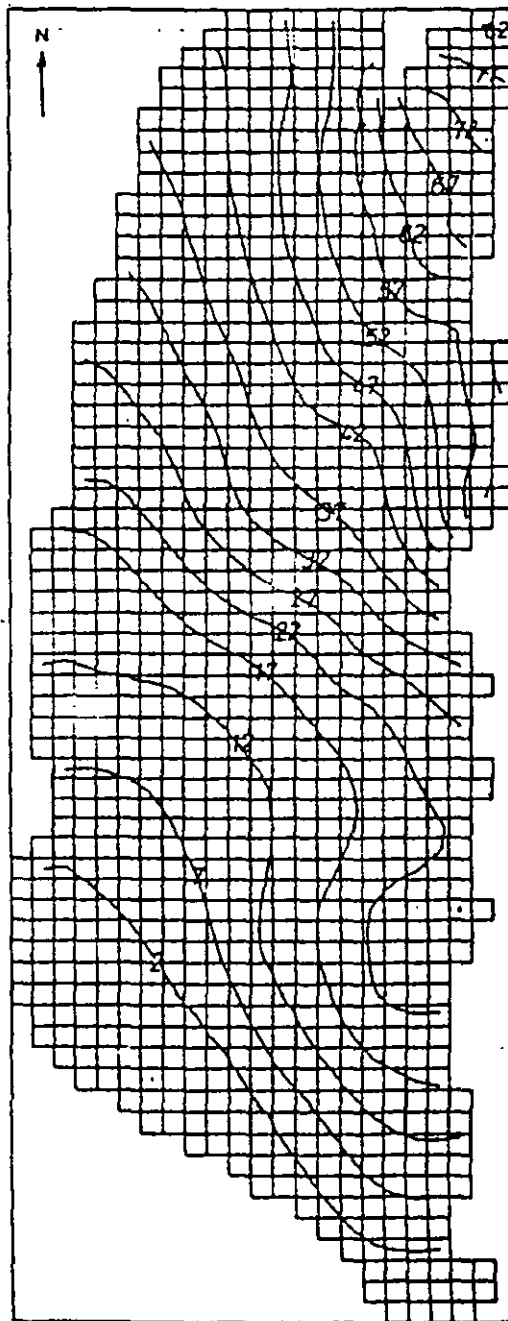


Figure 13l. Calibrated versus historical ground water level (P.W.89).



MIN = -4.98 , MAX = 83.84 DELTA = 5 Scale 1 : 315000

Figure 14a. Contour map of the initial ground water level for layer 1 (December 1987).



MIN = -2.89 , MAX = 83.35 DELTA = 5 Scale 1 : 315000

Figure 14b. Contour map of the initial ground water level for layer 2 (December 1987).

Parameter Subregion	Phreatic Storativity $\mu$	Transmissivity $T_1$ (m <sup>2</sup> /D)	Vertical Conduct. $V_c$ (m/D)	Elastic Storativity $S$	Transmissivity $T_2$ (m <sup>2</sup> /D)
I <sub>1</sub>	0.11	1440	1.1	0.075	2000
I <sub>2</sub>	0.12	3000	1.1	0.10	3500
I <sub>3</sub>	0.12	2200	1.1	0.10	1700
I <sub>4</sub>	0.12	2200	1.1	0.10	3000
II	0.085	1000	0.01	0.0004	1600
III <sub>1</sub>	0.0041	200	0.004	0.00004	1500
III <sub>2</sub>	0.0011	200	0.001	0.00001	1000
IV	0.10	600	0.05	0.00075	1500

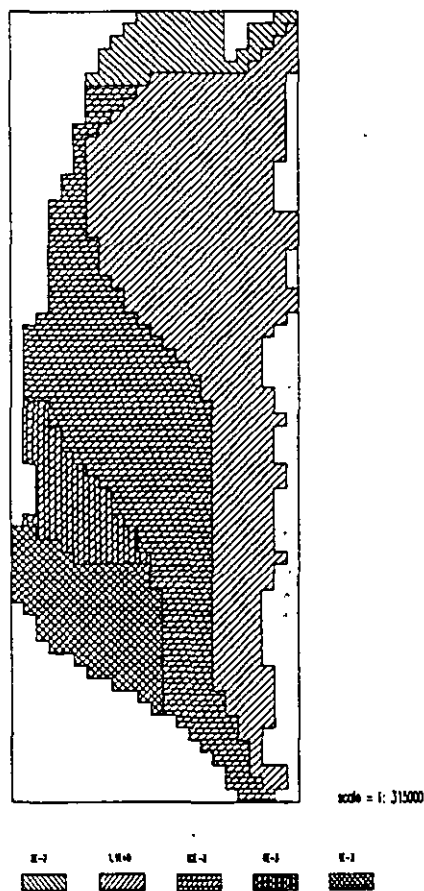


Figure 15c. Sub-regional Transmissivities ( $T_2$ ).

## Results

### Calibrated Vs. Historical Water Levels

Most of the calibration fits were reasonable given the only marginally adequate data from this reconnaissance study. For the selected observation wells O.W.1010, 1030, 9110, 9140, 9170, 9190, 9210, 9230, 9300 and P.W.42, 48, 89 (Figures 13a to 13i), the differences between calibrated and measured values were within 2 m. However, results for wells 9170, 9230 and 9300 located in the foothills (for locations see Figure 10), show that differences exceed 2 m. This situation reflects the large seasonal fluctuations in water levels affected by high transmissivity and areal recharge.

### Water Level Contours

After calculating the water levels, contour maps for both aquifer 1 and 2 were plotted using the SURFER package. The

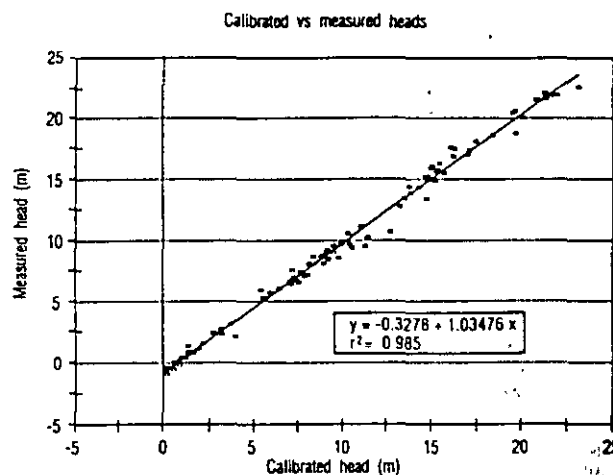


Figure 16. Scatter plot and linear regression analysis of measured heads against calibrated heads.

contour maps are shown in Figures 14a and b, which indicate that the trend in ground water movement was along the artificially induced (pumping stress) slope in a northeast to southwest direction.

### Calibrated Parameters

Results from the parameter calibration are presented in Table 2 and Figures 15a to 15e. The global mean error is  $-0.102$  m and global mean absolute error is  $0.579$  m. The global root mean squared root is  $0.465$  m, while the global mean relative error is less than 2 percent. A scatterplot and a regression analysis of the measured head against the calibrated heads is given in Figure 16, which can be recognized a reasonable fit between these two data sets.

### Water Budget Components from Simulation Results

Results for water budget components derived from the calibrated model are presented in Table 3.

Overexploitation is evident, since about 99 percent of the total ground water recharge is consumed by well extraction. This alarming figure emphasizes the need for a sound ground water management policy.

### Sensitivity Analysis

The development of a mathematical model for multiple aquifer systems is a difficult task in that such systems are complex. Interpretation of field and laboratory data used in the regional ground water flow model also requires considerable professional judgement. A sensitivity analysis is thus an essential step in all mod-

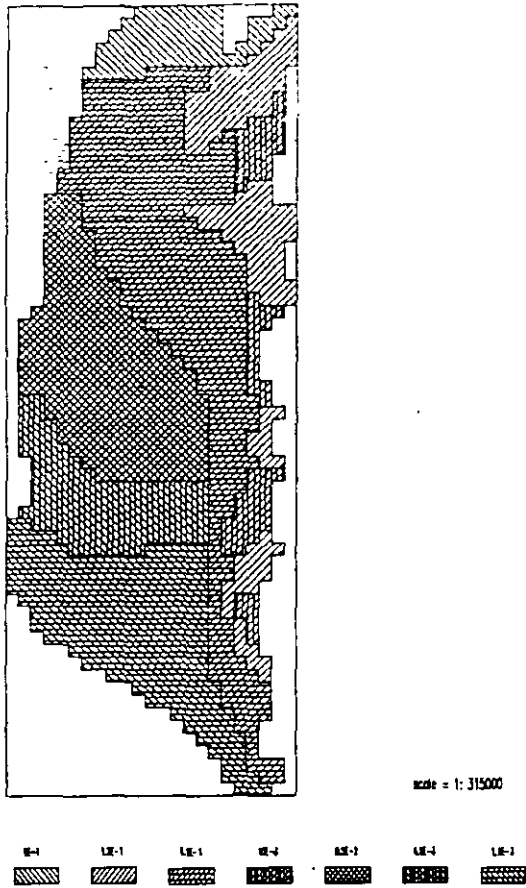


Figure 15a. Sub-regional Phreatic Storage Factor ( $\mu$ ).

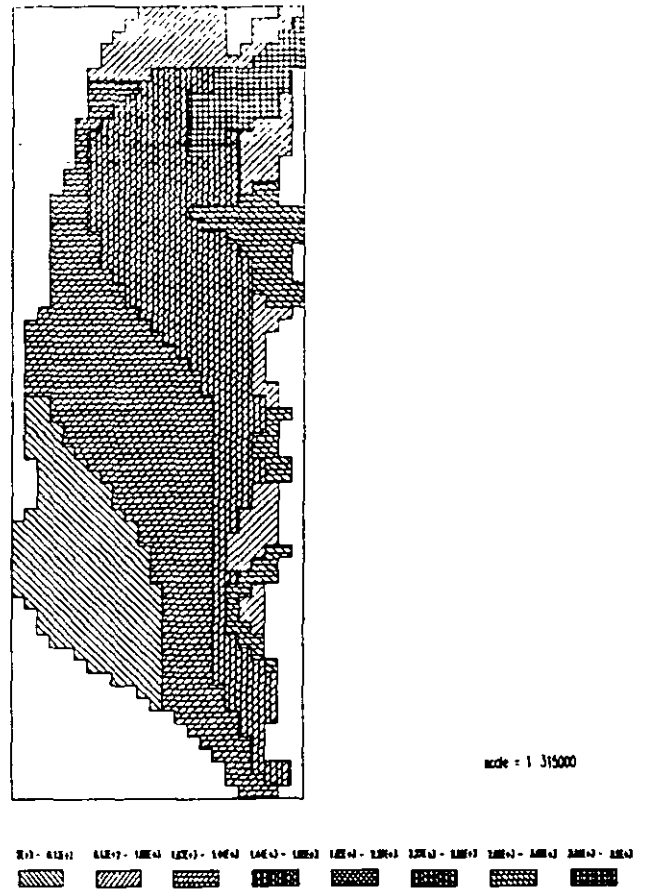


Figure 15b. Sub-regional Transmissivities ( $T_1$ ).

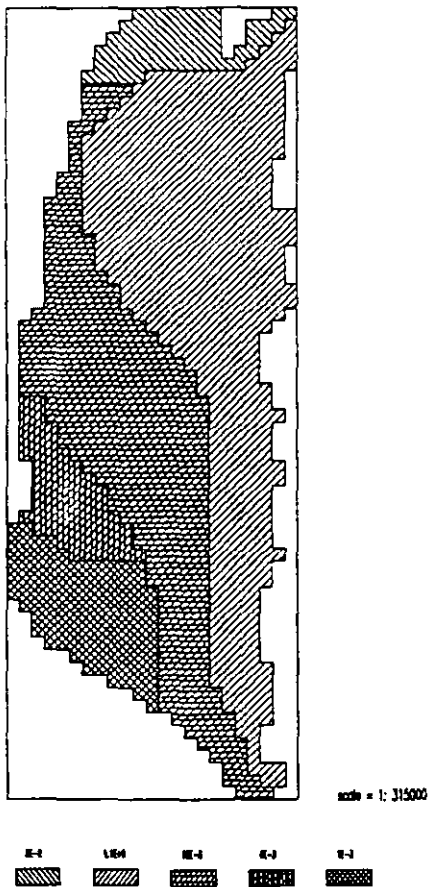


Figure 15c. Sub-regional Vertical Conductance ( $V_c$ ).

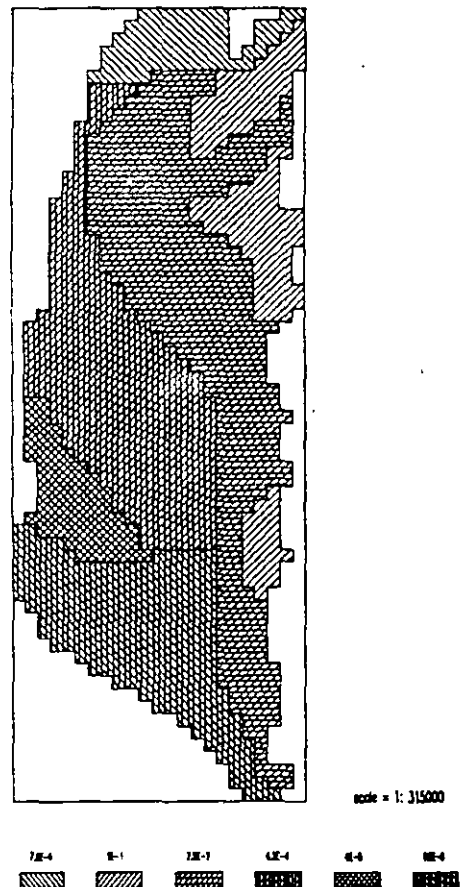


Figure 15d. Sub-regional Elastic Storage Factors ( $S$ ).



specific yield, transmissivity, storage coefficient and vertical conductance; plus the natural stress processes of infiltration recharge coefficient and the factor for evapotranspiration

A 50 percent increase/decrease for the above calibrated values are initially assigned in order to assess how sensitive different parts of the aquifer are to deviations from the designated values when parameters are changed drastically. The subsequent stage is to compare the simulated and historical ground water elevations.

## Results

### Sensitivity of Parameters

There are five major parameters to analyze with respect to sensitivity: phreatic storage factor  $\mu$ , transmissivities  $T_1$  and  $T_2$ , storage coefficient  $S$  and vertical conductance  $V_c$ . These values are distributed within the eight subregional areas  $I_1, I_2, I_3, I_4, II, III, III_2, IV$ , as indicated in Figure 10.

**Phreatic Storage Factor:** The 50 percent increase/decrease in  $\mu$  caused large changes in hydraulic head over most of the area (Figure 17a), notably in subregion IV. This is the area with the lowest ground water table in the phreatic aquifer and hence the marked change may be due to a higher specific yield in the distal phreatic zone. In general,  $\mu$  is the most sensitive of all the parameters in the unsaturated zone for this study. Its value is not only affected by climate, but is also influenced by the sediment and soil properties, irrigation and ground water depth. It is thus one of the important components of ground water recharge which should be emphasized during future investigations.

**Transmissivity:** A similar exercise was carried out with an increase/decrease in the calibrated values for transmissivity within both aquifers. Its value is found to be less sensitive than for phreatic storativity. Subregion  $I_{1,2,3,4}$  is the most sensitive in this respect, since  $T_1$  and  $T_2$  are of greater magnitude than found for other subregions (Figures 17b and 17c).

**Elastic Storage Coefficient:** Figure 17d suggests that the system barely reacts to large changes in storativity. The reason for this may be that the coefficients are smaller in comparison with other parameters involved in the water balance, and that the seasonal variations in water budget mainly affect the phreatic layer.

**Vertical Conductance:** Large changes give the same small differences as found for the storage coefficient, though the changes are more significant in cells close to the rivers. The results are further influenced by the difference between river surface elevation and that for the water table. If the difference is smaller, then the sensitivity is also less. Figure 17e presents a general overview of the analysis.

In summary, the most sensitive parameters are the phreatic storage factor, transmissivities  $T_1$  and  $T_2$ , and the storage coefficient. Being a small component, vertical conductance is the least sensitive parameter in any subregion.

### Sensitivity of Hydrogeological Stresses

**Sensitivity of Areal Recharge and Discharge:** The infiltration recharge coefficient, which is related to direct precipitation, is the most sensitive of all stress factors over the total area; this coefficient should, in fact, be considered together with the storage factor. The component ET (evapotranspiration) is found to be less sensitive than the infiltration recharge coefficient, dependent of course on whether its influence reaches the water table in the considered subregion. The effect is considerable in areas with a shallow water table. Lateral inflow naturally has more influence in areas near the recharging rivers; for example, O.W.9300, 9170, 9230 and 1010. This means

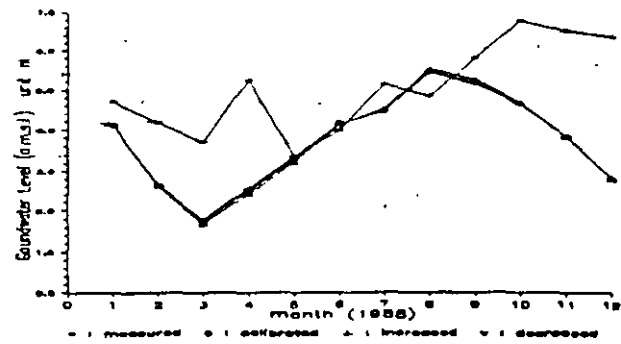


Figure 17e. Vertical Conductance ( $V_c$ ) for well P.W.89.

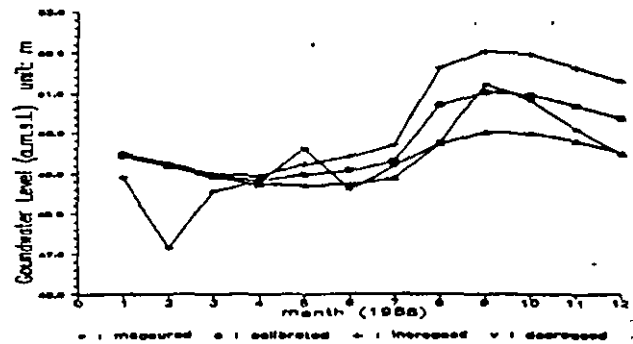


Figure 17f. Infiltration Recharge Coefficient ( $\alpha$ ) for well O.W.10.

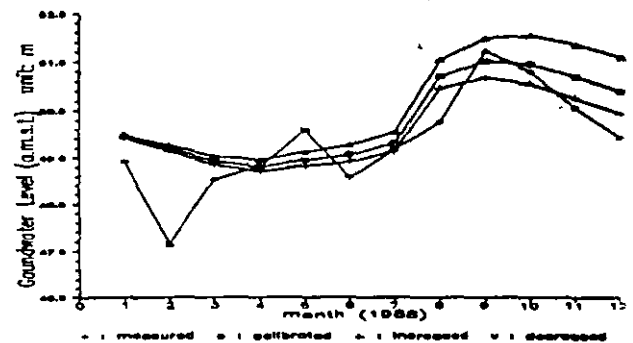


Figure 17g. Value of factor for ET ( $\beta$ ) for well O.W.1010.

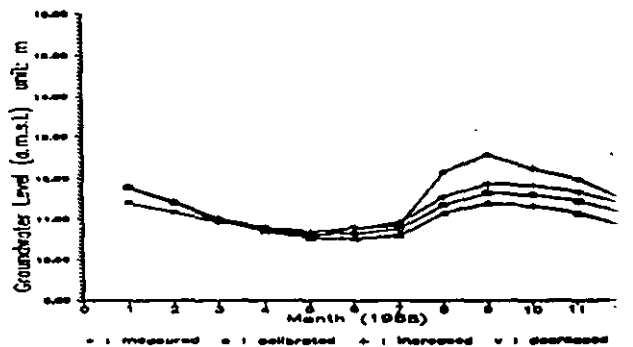


Figure 17h. River leakage for well O.W.9110.

Lateral inflow from mountains	335 <sup>(1)</sup>	280 mm
Inflow from river leakage	73	60 mm
Recharge from rainfall and irrigation	542	450 mm <sup>(2)</sup>
Total inflow	950	790 mm
River drainage	16	13 mm
Evapotranspiration from water table	57	50 mm
Well abstraction	943	790 mm
Total outflow	1016	850 mm
Storage change	-66	55 mm

(<sup>1</sup>) Surface water irrigation recharge is not explicitly included by the model. However, (<sup>1</sup>) and (<sup>2</sup>) probably include part of this component through the calibration, which would explain the rather high values.  
 (<sup>2</sup>) This value is for the whole of the Pingtung Plain. If the phreatic area is only 50 percent, then the recharge in that area will be approximately 900 mm. This seems rather high, but could also include recharge from surface water irrigation (not explicitly introduced by the model).

eling applications where calibration model differences are caused by uncertainties in estimating the aquifer parameters. This is particularly so when many of the parameters have been optimized by the calibration. Different sets of data may in fact produce identical results.

First estimated hydrogeological parameters in Pingtung Plain were determined for the assumed total thickness of the basin and need also to be specified for the individual aquifers. Therefore, for example, the conductivity  $K$  was calculated by dividing  $T$  by the thickness of each aquifer. River bed conductance cell values for the various reaches were inferred from the relevant geological characteristics in each cell. Areal recharge rate was initially assumed to be 36 percent of the average annual precipitation for the total area. Actual evapotranspiration from the water table in the phreatic area was calculated in the model using an estimated factor,  $f$ , times measured evaporation from a free water surface; the depth of zero evapotranspiration flux was assumed to be 4.5 m. Between the surface and 4.5 m, a linear relationship between  $E_a$  and  $E_0$  is used, with  $f$  depending on water table depth. This is not very accurate, but only applies to small areas where the water table in the phreatic area is close to the surface. The component accounts for only approximately 5 percent of total evapotranspiration. The location of aquifer boundaries at the border of the mountain range are also required in order to specify the size and shape of the problem domain. In the present study, the effects of the above uncertainties and model assumptions with respect to aquifer boundaries, recharge processes and estimated parameters, hydrological stress, etc., indicate that the derived results need to be carefully evaluated by sensitivity analysis.

The main objectives of such an analysis in the present effort are: (1) to gain better insight to the influence of the various hydrogeological parameters and hydrological stresses within the aquifer systems on ground water head; and (2) to determine the most sensible parameter values for further work.

### Procedures

It is first necessary to review all the assumed and estimated values for the study area: the hydrogeological characteristics of spe-

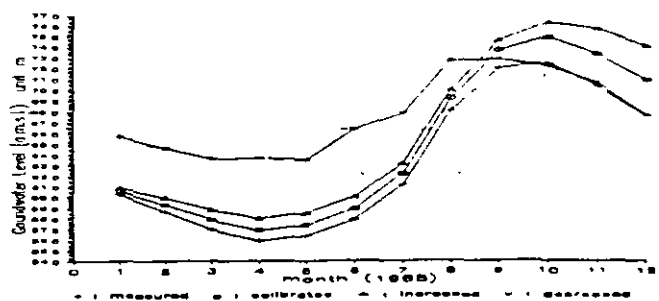


Figure 17a. Transmissivity ( $T_1$ ) for well O.W.9170.

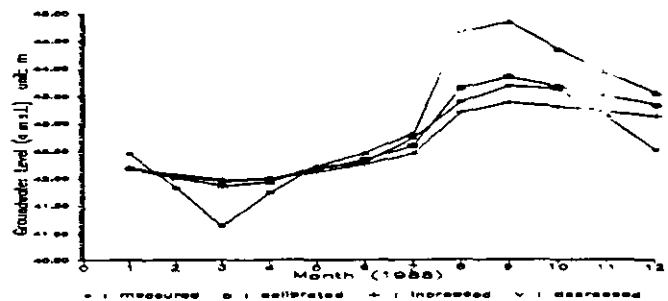


Figure 17b. Phreatic Storage Coefficient ( $\mu$ ) for well O.W.1030.

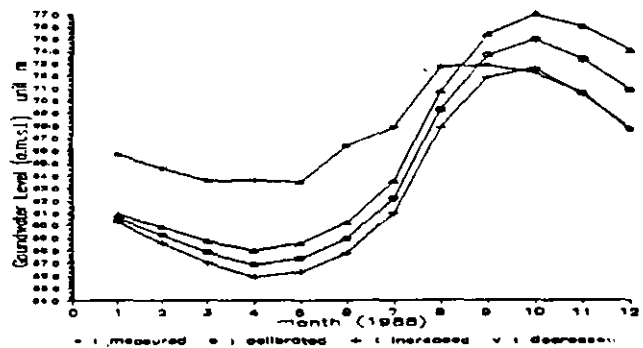


Figure 17c. Transmissivity ( $T_2$ ) for well O.W.9170.

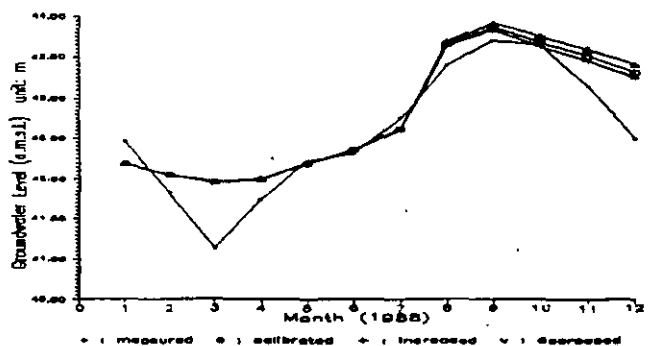


Figure 17d. Storage Coefficient ( $S$ ) for well O.W.1030.

that lateral inflow is the principal process involved in ground water recharge along the foothills. The overall results are illustrated in Figures 17f and 17g.

**Sensitivity to River Leakage.** The influence of river bed conductance can be compared with that for aquifer hydraulic conductivity. O.W.9140, 9110 and 1010 have a slight sensitivity to GHB stream conductance, being located closer to the Kaoping River than the other wells. There are no suitable observation wells along the river to confirm this, but any cell near a river can be chosen to check the sensitivity of this factor (Figure 17h); values are found to be in the same order of magnitude as those for vertical conductance.

## Discussion

### *Model Structure*

The present study assumes two time steps and 1449 identically sized cells were specified. It is of course desirable to use small cell spacing and time steps so that the numerical representation better approximates the partial differential equation. However, ground water table levels were only measured once a month, which is obviously insufficient to sample the considerable seasonal fluctuations in the area. Sampling frequency should thus be reassessed for future research, especially in the foothills recharge area (Ting 1993). Cell grid size should also be reduced for the coastal aquifers in order to produce the detail required for calculating the effects of local land subsidence and sea water intrusion.

Initial conditions relate to the distribution of heads in the domain at the beginning of simulation. In this respect the ground water level series were less adequate for the upper aquifer in the study area than for the corresponding lower aquifer values; the calibration procedure thus took considerable time in order to match the observed and computed hydrographs. Boundary conditions are commonly selected to achieve a dynamic average steady-state calibration, which is then used as the initial condition for transient simulation. During the initial calibration, observation wells located at the edge of the foothills showed abnormal fluctuations. The reason is believed to be due to the importance of one of the external stresses. Lateral inflow from the upstream area into the plain was considered first, and the effects from the specified flux boundary cells were translated to the hypothetically relevant recharge well cells. The flux translated as expected and the result better fit the historical heads. It is thus implicit that boundary conditions are also uncertainties when modeling.

Higher and lower parameters were assumed for each package. Since the real physical boundaries were not yet defined by the BAS package, discretization of the model domain was based on the conceptual model. Specifying initial and boundary conditions and the discretization of time have been discussed above. For the BCF package, the previous four subregional areas were expanded to eight. The RIV and GHB packages concerning stream bed conductance lacked experimental data; however, they indicated that experiments on infiltration from the river should be the thrust of further research. Infiltration recharge coefficients and values for the model ET factor are important stress parameters. Because of a lack of experimental data for these, a ground water recharge evaluation study for the Pingtung Plain has been carried out (Ting and Overmars 1995) in order to establish an adequate information base for development of a more precise water resources management model of the area.

### *Model Calibration*

During the transient calibration phase the model was calibrated to water levels observed in the period January to December 1988. In the initial run the calibration process was mainly focused on hydrogeological parameters; lateral inflow derived from upstream to recharge the aquifer along the foothills in the eastern part of the plain was not yet taken into consideration. Although the results fitted reasonably well, it was obvious that the parameter input values were too high compared with previous exploration results (TPWDB 1961) and exceed the range of actual hydrogeological characteristics. Further, from the computed water balance it was seen that lateral inflow to the plain from the northeast contributes approximately 30 percent of total input (Table 3). The parameters, especially transmissivity, were thus decreased for some locations. In addition, hydrological stresses such as the infiltration recharge coefficient in the recharge package were also amended; the coefficient was initially suppressed to note the effect on computed heads. A previous study on the plain showed that ground water recharge for the total area is approximately 36 percent of annual precipitation (TPWDB 1961). The question thus remains whether the infiltration recharge coefficient should be 36 percent for each subregion. Ground water recharge is influenced by different soil properties, the geological characteristics, vegetation, rainfall intensity and depth to the phreatic water table, etc. The infiltration recharge coefficient with respect to specific yield or phreatic storativity,  $\mu$ , for each subregion was thus obtained by application of time series analysis (Ting 1996). Although the values of  $\alpha$  and  $\mu$  both have uncertainties, this procedure at least reduces the range of estimates in the calibration work. In general, the calibration exercise resulted in a better understanding with respect to the hydraulic behaviour of the aquifer system and improved information concerning its physical properties.

A trial-and-error calibration may produce non-unique solutions, and is also influenced by the modeler's expertise and preferences when different combinations of parameters yield essentially the same head distribution. Further research is thus required using automated inverse modeling by either a direct or an indirect approach, followed by careful calibration evaluation and monitoring. The objective of quantified calibration is to minimize the average error by the so-called calibration criterion. Three ways of expressing the average difference between simulated and measured heads are commonly used: mean error, mean absolute error and standard deviation (Anderson and Woessner 1992). In addition, an error map is able to indicate where aquifer parameter adjustment is required or changes to the assumed hydrological stress are needed. However, if fewer measured data are available, with interpolations between distant observation wells, this may give misleading results for parameter calibration. For example, at present there are only six observation wells available in the phreatic aquifer for the whole domain; in such a situation it is better to compare the individual corresponding values from the lower aquifer.

### *Sensitivity Analysis*

Sensitivity analysis is typically performed by changing one parameter value at a time in the study area. From this analysis, the infiltration recharge coefficient for ground water recharge was shown to be the most sensitive parameter. The reason for this is the fact that direct precipitation infiltration to ground water is the main water balance component. Both the infiltration recharge coefficient ( $\alpha$ ) and phreatic storage factor ( $\mu$ ) are uncertain parameters, their values significantly affecting the amount of ground water

recharge. Comparative estimation by time series analysis was also performed (Ting 1996). From this it can be seen that for the proximal alluvial fan, for example, at well O.W.9160, the infiltration recharge coefficient,  $\alpha$ , is about 0.57-0.85. It would seem from the study that satisfactory results could be obtained if at least one of the coefficients were better defined. It is therefore concluded that specific values are required before real-time modeling is contemplated. This demands additional field experiments.

## Conclusions and Recommendations

The following general conclusions and recommendations are drawn from this ongoing research program to date:

This study was initiated to improve knowledge of the hydrogeological situation in the Pingtung Plain in order to make efficient management of the water resources possible.

Previous studies on the use of ground water resources in the Pingtung Plain have been developed on an ad hoc basis and few data were available. This research was therefore based on a simple conceptual model, with many aquifer properties such as the phreatic storage factor, transmissivity, storage coefficient and river conductance having to be estimated. The initial results have proved encouraging, however, and have confirmed that the need for integrated management of both surface and ground water is urgent. The data base has been significantly enhanced, though there is still a need for more complete information to improve and verify the initial model and calibration. To this end, available data on hydrogeology should be organized and located within one authority and additional field experiments should be carried out to better specify the important hydrological parameters.

The present calibration exercise and sensitivity analyses have given better insight to the hydraulic behaviour of the aquifer system and have improved the state of knowledge relating to its physical properties. The sensitivity analyses also clearly show that the infiltration recharge coefficient is a dominant hydrological stress component; ground water recharge research is thus an important issue for the Pingtung Plain.

The numerical model MODFLOW was used to simulate ground water flow, though required considerable calibration effort in order to arrive at realistic hydrogeological parameters and stresses. The calibrated recharge figures match rather well with results from the water budget calculations. To facilitate further work, a comprehensive computer data base should be established (e.g., at the Water Resources Department) for the storage and processing of observation data and for construction of a redesigned ground water monitoring system. The standard of observation wells and the observations themselves should be inspected regularly.

## Acknowledgment

Support of the study was received from the National Science Council and National Pingtung Polytechnic Institute for the first author on his doctoral research program. This support is gratefully acknowledged.

## References

- Anderson, M.P. and W. W. Woessner. 1992. *Applied ground water modeling - simulation of flow and advective transport*. California Academic Press, Inc.
- Chiang, W.H. and W. Kinzelbach. 1992. *Processing MODFLOW*. Technische Universität, Germany: Dept. of Civil Engineering.
- Hsu, T.L. 1961. The artesian water system beneath the Pingtung Valley southern Taiwan. In *Proceedings of the Geological Society of China*, no. 4: 73-81.
- McDonald, M.G. and A. W. Harbaugh. 1988. A modular three-dimensional finite-difference ground water flow model. U.S. Geological Survey Open File Report 83-875, Book 6.
- Simmers, I. 1984. A systematic problem-oriented approach to hydrological data regionalisation. *Journal of Hydrology* 73: 71-87.
- Taiwan Provincial Groundwater Development Bureau (TPGDB). 1989. Investigation report on ground water resources of the Pingtung Plain, Taichung, Taiwan: Taiwan Provincial Groundwater Development Bureau.
- Taiwan Provincial Water Conservancy Bureau (TPWCB). 1989. Study on the improvement of the groundwater monitoring system in Taiwan-Pingtung Plain, Taichung, Taiwan: Taiwan Provincial Water Conservancy Bureau.
- Ting, C.S. 1992. Application of a groundwater model in the dispute among water users in the Pingtung Coastal Plain, Taiwan. In *Proceedings of international workshop on ground water and environment*, 332-345, Beijing, China.
- Ting, C.S. 1993. Groundwater resources evaluation and management studies for the Pingtung Plain, Taiwan, PhD Program Series Report, Amsterdam: Free University.
- Ting, C.S. and M. Overmars. 1995. Groundwater Recharge in Pingtung Plain, South Taiwan. Pingtung, Taiwan: National Pingtung Polytechnic Institute.
- Ting, C.S. 1996. Estimation of Groundwater Recharge Rate by Application of Time Series Analysis in the Pingtung Plain, Taiwan. In *Proceedings of 7th IAHR International Symposium of Stochastic Hydraulics*, 485-490, Mackay, Old Australia, Australia.
- Tsao, M.J. 1991. A Study of the Local Effective Groundwater Recharge Usage and Pollution Prevention. M.Sc. thesis, National Chung Hsing University, Taichung, Taiwan, ROC (in Chinese).
- Water Resources Planning Commission (WRPC), Ministry of Economic Affairs, ROC. 1982. Groundwater resources investigation on Pingtung Plain, September. Taipei, Taiwan: Water Resources Planning Commission, Ministry of Economic Affairs, Republic of China.
- Water Resources Planning Commission (WRPC), Ministry of Economic Affairs, ROC. 1989. An investigation on a groundwater base impacted by Machia Reservoir, December. Taipei, Taiwan: Water Resources Planning Commission, Ministry of Economic Affairs, Republic of China.
- Zhou, Y. 1991a. KALMOD, A stochastic-deterministic model for simulating groundwater flow with kalman filtering, Part A: Methodology.
- Zhou, Y. 1991b. KALMOD, A stochastic-deterministic model for simulating groundwater flow with kalman filtering, Part B: User's Manual. Delft, The Netherlands: IHE; International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO ON THE STRATEGY OF ESTIMATING REGIONAL – SCALE TRANSMISSIVITY FIELDS**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

This study presents a specific case study of the potential of three alternative methods of estimating zonal transmissivities (or, rather, zonal  $\log_{10}$ -transmissivities which are more appropriate; Neuman, 1980), namely: (A) estimation based on direct measurements; (B) estimation by hydrologic inversion; and (C) estimation by combining these methods. The paper goes on to discuss the best data sampling strategy for estimating the zonal transmissivities of the aquifer studied.

The study of the aquifer was conducted, firstly because the hydrogeology is typical for large parts of Northern Europe and some parts of North America, and secondly because the density of data in this area is relatively large. It is therefore expected that the conclusions can be transferred to areas of similar hydrogeology.

### Hydrogeology and Problem Formulation

The studied aquifer is located in the western part of the Danish island of Zealand (Figure 1). Earlier detailed studies of the hydrogeology and hydrology in the area formed the basis for the hydrological model of Christensen (1994a) which covers an area of 450 km<sup>2</sup> (Figure 1). The present study is partly based on this work and partly on more recent supplementary data on geology and transmissivity.

The semiconfined aquifer is in a layer of Quaternary fluvio-glacial deposits which is overlain by semipermeable glacial till and underlain by impervious Tertiary clay (Christensen, 1994a). In the northeastern, central, and southern-central parts of the area, the fluvio-glacial sand and gravel are 10-30 meters thick and form a regional, rather homogeneous, aquifer with transmissivities between  $10^{-3}$  and  $10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s. In the remaining areas the fluvio-glacial layer is heterogeneous with transmissivities between  $10^{-5}$  and  $10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s, and the transmissivity varies within short distances (Christensen, 1994a). In areas around Slagelse and Høng the fluvio-glacial deposits are absent and substantial portions of Tertiary clay are mixed into the till. Lithological information from wells shows that the thickness of the till layer varies between 10 and 80 meters and the vertical hydraulic conductivity is about  $8 \cdot 10^{-9}$  m/s (Christensen, 1994a).

A phreatic aquifer is found in the more permeable upper zone of the till. The water table is located a few meters below ground level and the flow is dominated by near-surface horizontal flow towards the streams. However, there is significant vertical flow in the till and this is of major importance to the overall water balance of both the till and the underlying fluvio-glacial aquifer. In high-lying areas, the water table in the till is higher than the hydraulic head in the fluvio-glacial aquifer and leakage is downward, whereas it is upward in areas with low elevations such as stream valleys and coastal areas. The simulations of Christensen (1994a) show that 46 mm/y leaks to the fluvio-glacial aquifer in the recharge areas. Just under half of this recharge, 20 mm/y, is withdrawn from the aquifer for consumption and irrigation purposes, while most of the remainder discharges back to the phreatic aquifer (24 mm/y). Only 2 mm/y leaks to the sea (Christensen, 1994a).

Based partly on pumping test analyses (Figure 1) and partly on geological information, the fluvio-glacial aquifer was divided into the transmissivity zones shown in Figure 2. This zonation differs slightly from that used in Christensen (1994a) because additional data were used. Zones 10 to 17 represent the homogeneous part of the aquifer, zones 1 to 5 and 6 to 7 represent areas where the aquifer is heterogeneous, and zones 8 and 9 represent

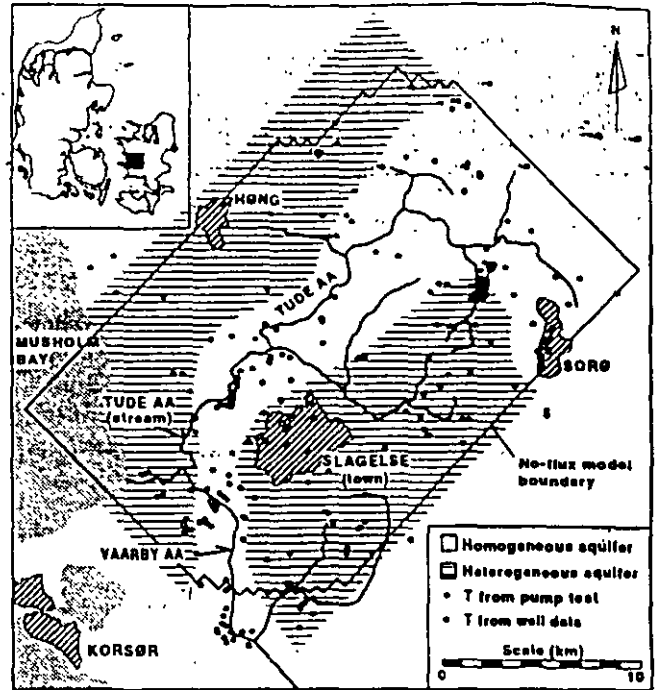


Fig. 1. Location of the field area.

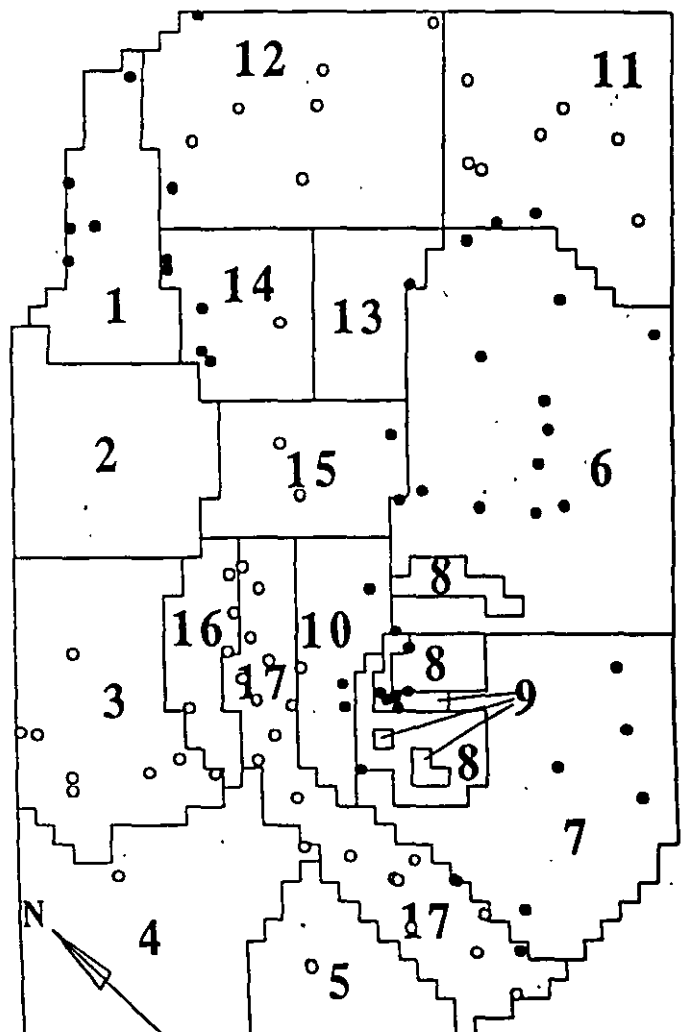


Fig. 2. Head measurement locations. The well symbols refer to the measured head variances in Table 3.

Table 1. Methods Used to Estimate Zonal Log<sub>10</sub>-Transmissivity

Case	Estimation method
(A)	From local-scale pumping tests (averaging by kriging).
(B1)	Inversion-based on accurate head measurements.
(B2)	Inversion-based on inaccurate head measurements.
(C)	Inversion-based on accurate head measurements and prior information from (A).

Table 2. Available Data on Log<sub>10</sub>-Transmissivity (Y) and Hydraulic Head

Zone	No. of local Y-estimates	No. of local Y-predictions	No. of head measurements
1	1	4	5
2	1	1	0
3	4	0	8
4	0	1	2
5	3	10	2
6	3	21	13
7	11	10	8
8	0	0	0
9	0	8	8
10	2	5	4
11	6	20	9
12	6	8	8
13	0	2	1
14	4	2	6
15	2	3	3
16	2	2	4
17	18	25	19
Outside model area	27	17	
Total	90	139	100

the extremely heterogeneous Slagelse area with local sand layers (zone 9) surrounded by till (zone 8). The following paragraphs consider how well each of the methods listed in Table 1 can be used to estimate the log<sub>10</sub>-transmissivity of these zones. The data used for estimation are summarized in Table 2 as well as in Figures 1 and 2.

**Estimation from Local-Scale Pumping Tests**

Constant-rate pumping tests were carried out in 63 wells within the study area and in 27 wells just outside the area (Figure 1). The test durations ranged from half an hour to several days. Jacob's straight-line method was applied to estimate transmissivities from the test results. The lines were fitted to the first linear part of the drawdown curves (typically after 10 minutes) that are not affected by well bore storage, partial penetration or distant boundary conditions (Kruseman and de Ridder, 1990). For all the tested wells, the estimated transmissivity represents the local

Table 3. Estimated Variances of Measured Heads [m<sup>2</sup>] (Standard Deviation in Parenthesis)

Set of head measurements	Well symbol in Figure 2
(B1)	1.0 (1.0) 4.3 (2.1)
(B2)	5.0 (2.2) 7.7 (2.8)

aquifer transmissivity within (at least) a few hundred meters from the well.

Specific capacity and lithology data were available for 229 wells within and just outside the studied area (Figure 1). Ninety of these wells were pump-tested.

Christensen (1995a; 1995b) compared specific capacities, lithology and pump-test derived transmissivities using regression, and showed that using specific capacity gives fair predictions of log<sub>10</sub>-transmissivity in the heterogeneous parts of the aquifer, whereas specific capacity and lithology should be used jointly to predict log<sub>10</sub>-transmissivity in the homogeneous part of the aquifer (Christensen, 1995b). The prediction models only explained about 60% (heterogeneous) and 40% (homogeneous) of the observed variance, and the latter transmissivity predictions were obviously biased. Therefore, the present study does not use predicted log<sub>10</sub>-transmissivities in the homogeneous part of the aquifer. In the heterogeneous areas specific capacity was used to predict the local-scale log<sub>10</sub>-transmissivity at wells without pump tests.

In case (A), kriging (Journel and Huijbregts, 1978) was used to estimate the zonal log<sub>10</sub>-transmissivity from the local-scale values. For this purpose two semivariograms of log<sub>10</sub>-transmissivity were estimated: one for the homogeneous part of the aquifer and one for the heterogeneous parts (Figure 1). Each variogram was estimated from local log<sub>10</sub>-transmissivities, determined exclusively from pumping test analyses (i.e., at the sites marked with solid circles in Figure 1), using the method of Samper and Neuman (1989). The estimated semivariograms are shown with their experimental counterparts in Figure 3. The reader is referred to Christensen (1994b) for further information on the actual estimation of the semivariograms.

The zonal estimators were formed by combining local kriging estimates (Journel and Huijbregts, 1978, pp. 320-324; see Christensen, 1995c, for specific details). Each local estimate represents a 500 × 500 m<sup>2</sup> subarea of the aquifer, which compares roughly to the area influenced by the pump tests. Zonal estimation was only carried out for six zones (6, 7, 12, 14, 16, and 17) within which there was (subjectively and optimistically judged) an adequate number of local transmissivity estimates or predictions. The six zonal estimates and their approximate 95% confidence intervals (estimate ± two standard errors) are shown in Figure 4. The estimated values are within the expected ranges. The uncertainty of the zonal estimates are mainly due to covariance between the local kriging estimates that form the zonal estimates (cf. Journel and Huijbregts, 1978, eq. V.19). The covariance term has the greatest influence on the uncertainty of the estimates of the heterogeneous zones 6 and 7, which therefore have the widest intervals. This indicates that the number and location of data within these zones may be inadequate for making proper kriging estimates.

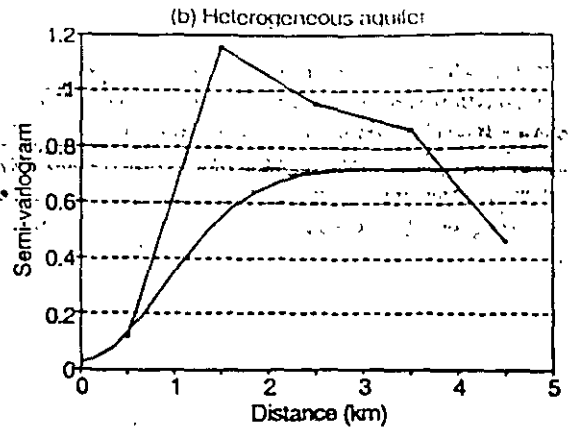
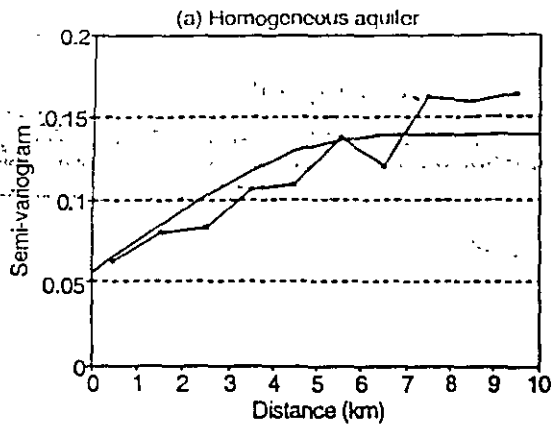


Fig. 3. Semivariograms for  $\log_{10}$ -transmissivity.

### Hydrologic Inversion by Nonlinear Regression

Suppose that some of the hydrogeological parameters in a ground-water model are considered to be model parameters that have to be estimated from measurements of hydraulic head. The model parameters then can be estimated by minimizing the least-squares criterion (e.g., Neuman and Yakowitz, 1979; Cooley and Naff, 1990; or Hill, 1992)

$$S(b) = [h^* - \hat{h}(b)]^T V_h^{-1} [h^* - \hat{h}(b)] + [b^* - b]^T V_b^{-1} [b^* - b] \quad (1)$$

where  $b$  is the vector of model parameters to be estimated;  $h^*$  is the vector of measured hydraulic heads;  $\hat{h}(b)$  is the corresponding vector of predicted (modeled) heads at the measured wells using the parameters  $b$ ;  $V_h$  is the covariance matrix of the assumed Gaussian distributed uncorrelated true errors in head residuals,  $h^* - \hat{h}(b)$ ;  $b^*$  is the vector of prior estimates of the parameters; and  $V_b$  is the covariance matrix of the true errors of  $b^*$ . In this study a modified version of the USGS program MODFLOWP (Hill, 1992) was used for the minimization of equation (1). The modified version allows for a full weight matrix on the prior information, as is needed because the prior are correlated (see previous section).

The weighting of head data and the choice of model parameters must always be considered when using nonlinear regression to estimate ground-water model parameters. The considerations made in the present study are briefly discussed in the following.

#### Weighting Hydraulic-Head Data

The head residuals,  $h^* - \hat{h}(b)$ , are functions of the errors of measured heads,  $h^*$ , and of the errors of the modeled heads,  $\hat{h}(b)$ :

Errors in  $h^*$  are normally caused by inaccuracies in the measurement equipment or by reading errors. In practice there is a further source of errors, namely errors due to inaccurate or wrong interpretations of what has actually been measured. A wrong interpretation will, for instance, arise if a measured head is assumed to be in the investigated aquifer but actually represents the head in another hydrogeological unit. An inaccurate interpretation will, for instance, arise if the heads measured in a number of wells are assumed to represent a quasi-stationary situation but were actually taken during a period with systematic

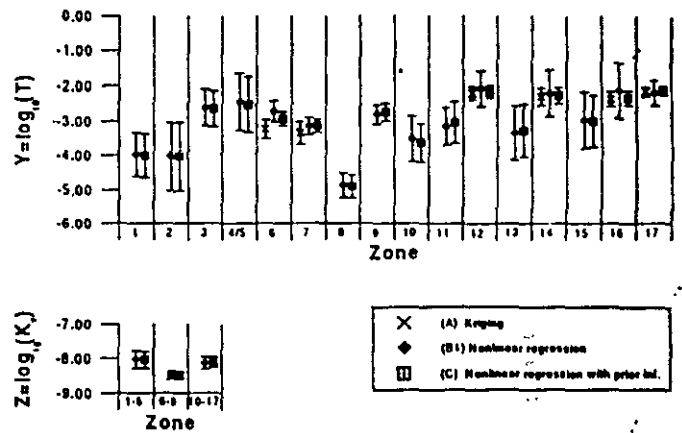


Fig. 4. Estimated parameters and 95% confidence intervals.

changes in head. Such inaccurate or wrong assumptions are common.

Errors in the modeled heads,  $\hat{h}(b)$ , arise: (1) from the fact that the solved flow equation provides at best only an approximate description of true aquifer behavior; (2) from the numerical discretization of the flow equation; and (3) from the discretization of the hydrogeology (Neuman and Yakowitz, 1979; and Peck et al., 1988). A type (1) error will arise if flow is assumed to be horizontal, whereas the true flow is three-dimensional. The three-dimensionality will be reflected by the measurements if the measured wells screen different parts of the aquifer. Type (2) errors can be reduced by choosing a suitable numerical discretization. Type (3) errors arise from the scarcity of field data so that important hydrogeological properties may not even be recognized or, if such properties are recognized, field observations are only sufficient to estimate a limited number of model parameters. One therefore has to concentrate on the estimation of a relatively small number of key parameters, for instance by using parameter zonation. The first and third kinds of model errors are common in practice and the consequence is that the model can only predict the large-scale variations ("the drift") of the ground-water head/flow field, but not the small-scale variabilities.

We thus have to accept that the ground-water model is at best a model of the drift of the true head field, and that the variance of  $h^*$  from the drift (from now on termed the measured head variance) is the sum of the variance of  $h^*$  mentioned above and the small-scale variance of the true head field.



Objective weighting of the head residuals,  $\mathbf{h}^* - \hat{\mathbf{h}}(\mathbf{b})$ , in equation (1) requires that  $V_h$  contains the measured head variances. For the following cases such variances were estimated by Christensen (1995d) through analysis of residuals between an estimated drift and the measured heads. The analysis showed that the measured head variance differs between two types of subareas: it is relatively small in the homogeneous part of the aquifer and in the coastal areas; but larger in the heterogeneous parts of the aquifer (Figure 2).

Two sets of hydraulic-head data from the 100 wells within the model area (Figure 2) are used in the following:

(B1) Accurate measurements, where the depth to the water table of wells was measured by electric sounding during November 1988 and the wells were levelled. The typical measurement error of head is therefore within a few centimeters.

(B2) Rough measurements from the well database of the Geological Survey of Denmark and Greenland (GEUS).

For the latter set of measurements the depth to the water table was measured by the drilling contractor at the time the well was drilled. As the wells within the model area were constructed over a period of decades the heads have varied considerably during the measurement period (see hydrograph in Christensen, 1994a). The ground level reference of (B2) was estimated from 1:25000 maps with a 2.5 m topographical contour interval. The precision of the contours is within 0.5 m. With the additional uncertainty from unprecise positioning of the well on the map, the typical error of the ground level reference will be one to two meters. The typical error of the measured heads of (B2) is thus expected to be several meters.

The estimated measured head variances are listed in Table 3. The variance increases with the heterogeneity of the aquifer as well as with the measurement uncertainty. The estimated variances of the accurately measured (B1) heads is one to two orders of magnitude larger than the expected measurement variance from above. This is mainly due to small-scale variance of the true heads (horizontally as well as vertically).

### Model Parameters

A number of hydrogeological parameters must be known or estimated in order to model the steady ground-water flow in the studied leaky aquifer. In the present study the aquifer transmissivity and the vertical conductivity of the confining layer were estimated by nonlinear regression, whereas the thickness of the confining layer, the head of the overlying aquifer, and the withdrawal rates from the aquifer were assumed to be known. The latter parameters were taken from the previous work of Christensen (1994a), who estimated the confining layer thickness from lithological data, modeled the hydraulic heads of the overlying aquifer, and estimated the withdrawal rates from data on the annual withdrawals. The model boundary (Figure 1) and the model grid are identical to those in Christensen (1994a).

The zonation of transmissivities and the available head measurements are shown in Figure 2 and described above. Figure 2 and Table 2 show that data are scarce in zones 2, 4, and 13 and rather scarce in zone 5. Further, the seaward ground-water flow through zones 4 and 5 is small (Christensen, 1994a) and the hydraulic gradients within these zones are also small. These circumstances are consistent with the discovery that the estimation of  $\log_{10}$ -transmissivity by nonlinear regression is very uncertain in these four zones. To stabilize the estimation, prior information from the lithology observed when drilling was used for

these  $\log_{10}$ -transmissivities in the minimization criterion equation (1): for zone 2 the prior estimate is  $-4.0$  with a standard error of  $0.5$ ; for zones 4, 5, and 13 the prior estimate is  $-3.0$  with a standard error of  $0.5$ . The prior information from lithology was assumed to be uncorrelated. Further, estimation showed that the  $\log_{10}$ -transmissivities of zones 4 and 5 could be combined into one parameter. These priors, based on lithology, was used in the three cases B1, B2, and C.

The distribution of vertical hydraulic conductivities of the confining layer was divided into three regions: (1) a region containing the transmissivity zones 1 to 5 (Figure 2); (2) a region containing the transmissivity zones 6 to 9; and (3) a region containing the transmissivity zones 10 to 17. Using alternative conductivity regions in the regression showed that fewer regions led to a poorer model fit to data, whereas more than three did not improve the fit. Using as many as six conductivity regions led to significant parameter correlations.

We thus end up with 19 model parameters to be estimated by regression, namely 16 zonal  $\log_{10}$ -transmissivities ( $Y_1, Y_2, Y_3, Y_{4/5}, Y_6, \dots, Y_{17}$ ) and 3 regional  $\log_{10}$ -conductivities ( $Z_{1-5}, Z_{6-9}$ , and  $Z_{10-17}$ ).

### Results

For case (B1), only measurements in head data set B1 are used. The estimated parameters and their approximate 95% confidence intervals (estimate  $\pm$  two standard errors) are shown in Figure 4 (e.g., Cooley and Naff, 1990, equations 5.4-13 for the calculation of standard error). The weighted residuals are normally distributed with a variance of  $1.09$  ( $-$ ), and they do not indicate any bias.

The estimated  $\log_{10}$ -transmissivities are generally within expected ranges even though the estimate of  $Y_6$  lies slightly outside the confidence interval for the corresponding estimate found by kriging (Figure 4). The width of the confidence intervals for  $Y_6, Y_7, Y_8, Y_9$ , and  $Y_{17}$  is between half and one, whereas it is between one and two for the remaining  $\log_{10}$ -transmissivities. The largest confidence intervals occur in zones within which the head observations are scarce (e.g. zones 2 and 13) and (or) the head gradients are small (e.g. zones 1, 3, 4/5, and 15). In the homogeneous part of the aquifer, the confidence intervals are large for the estimates in zones with small head gradients. Contrary to this, the intervals are small for estimates in the eastern heterogeneous part of the aquifer where head gradients are significant.

Comparing the confidence intervals of the regression estimates to those of the kriging estimates (Figure 4) shows that they are similar for  $Y_6$  and for  $Y_7$ , i.e. in the heterogeneous part of the aquifer, whereas the regression intervals are three to four times wider than the kriging ones for  $Y_{12}, Y_{14}, Y_{16}$ , and  $Y_{17}$  in the homogeneous part of the aquifer.

The estimated  $\log_{10}$ -conductivities of the confining till layer (Figure 4) correspond quite well to Christensen (1994a), who found an average value of  $-8.10$  for the model area as a whole. However, according to the present study the value is somewhat lower ( $-8.46$ ) for  $Z_{6-9}$ . The confidence intervals of the estimated  $\log_{10}$ -conductivities are all quite narrow compared to those of the  $\log_{10}$ -transmissivities.

The predicted heads and the corresponding approximate standard errors (calculated as given by Cooley and Naff, 1990, equations 5.7-8) are contoured in Figure 5. This figure shows that the standard error of predicted heads is less than 1 m in the

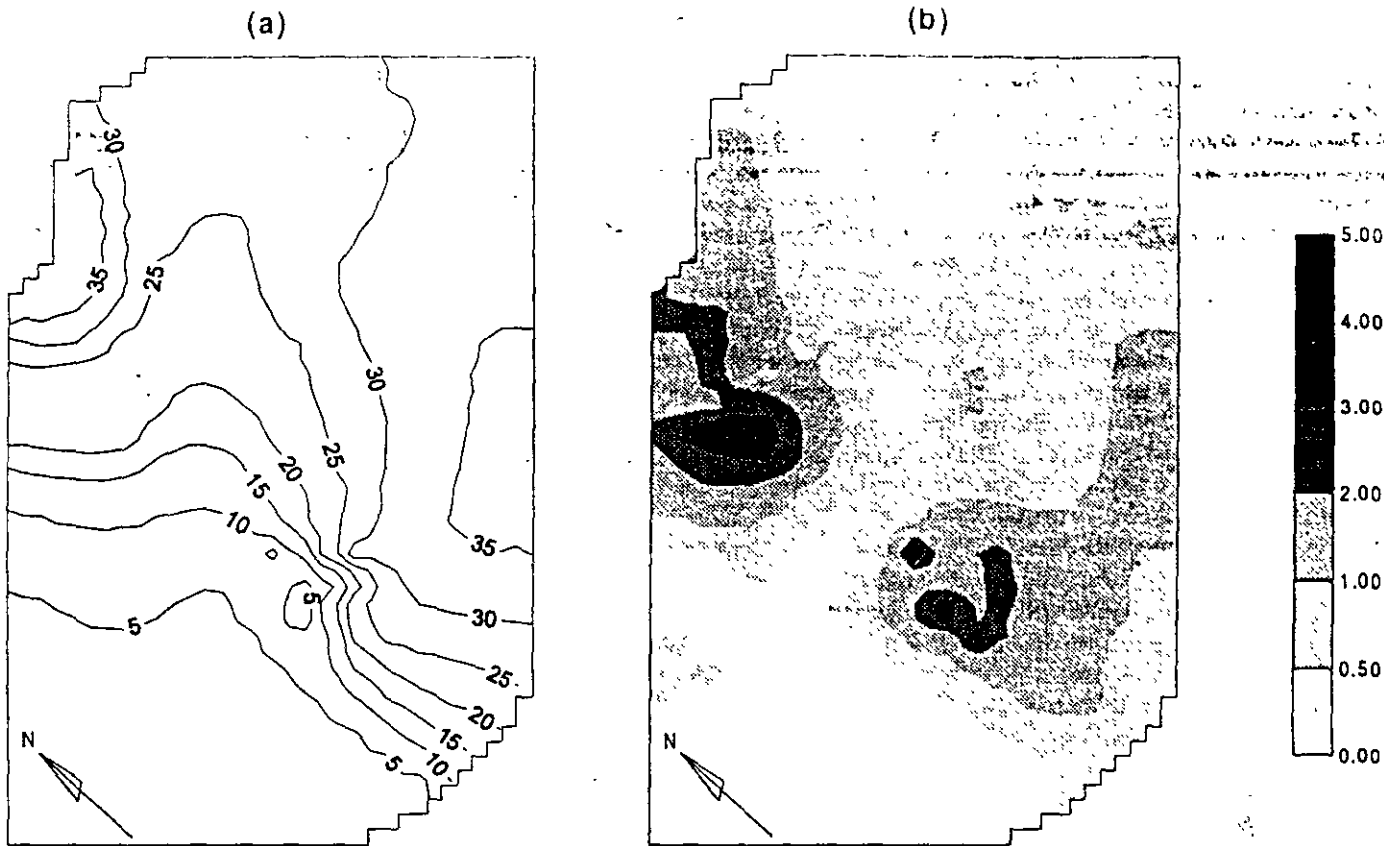


Fig. 5. (a) Predicted heads [m], and (b) standard error of predicted heads [m] in case (B1).

homogeneous part of the aquifer, and generally less than 2 m in the heterogeneous part. It is notable, however, that the error is up to 5 m within zone 2 due to the great sensitivity of the head to the local parameters, which have large variances. Further, the standard error is 2 to 5 m around well fields in the heterogeneous zones at Slagelse, where the stress of flow is large. A result of this is that the predicted head is very sensitive to the estimated local parameters, especially the conductivity of the confining layer. A similar observation was made and explained by Cooley (1993).

In case (B2), the inaccurate head data set (B2) is used. If case (B2) is compared to case (B1), then one can see from Figure 6 that the estimated log-transmissivities change significantly (i.e., by more than two standard errors of the case B1 estimates) in

three areas: around Slagelse (zones 8 and 9), in the northeastern area (zone 11), and in the area of zones 3, 16, and 17:

In case (B2), there is practically no difference between the estimated  $Y_8$  and  $Y_9$  log-transmissivities, which is inconsistent with the geological information in this area. The unrealistic estimates result from the fact that the inaccurate head observations in the Slagelse area do not show the actual dramatic local variations in head.

Both the estimated mean of  $Y_{12}$  and its standard error are large, which is because the heads observed in case (B2) within and adjacent to zone 12 vary randomly and show no distinct flow direction. The estimated mean of  $Y_{11}$  is very small because the observed heads within this zone (by coincidence) show a steep gradient. Due to the low estimated transmissivity of zone 11, the estimate of the adjacent  $Y_{13}$  is larger. The standard error of  $Y_{13}$  is smaller than in the previous cases because some of the heads observed within zones 6, 11, and 12 are more sensitive to this parameter than in the previous cases.

The estimated mean of  $Y_3$  is very small, and  $Y_{16}$  is also reduced, because the observed head gradients in these zones are larger in case (B2) than in case (B1). To compensate for the reduced estimate of  $Y_{16}$ , the estimated mean of  $Y_{17}$  increases in case (B2).

Figure 6 shows that  $Z_{10-17}$  has increased significantly from case (B1) to case (B2). This is probably because the observed heads within these zones on average are 0.3 m larger in the latter case than in the former, which tends to reduce the predicted leakage. An increase of  $Z_{10-17}$  will balance this tendency.

Due to the large data uncertainty it is not surprising that case (B2) has wide confidence intervals (Figure 6). Most of the

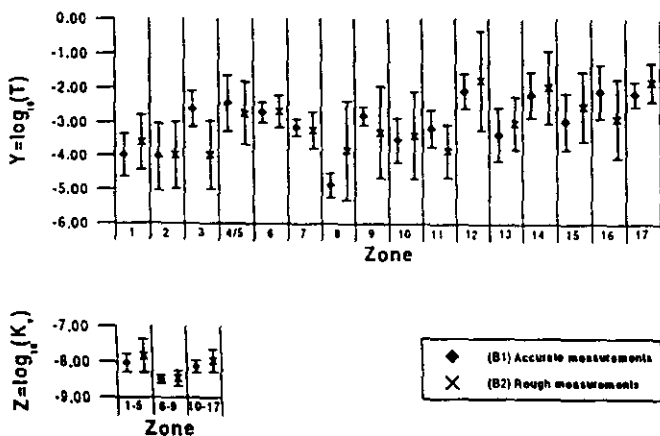


Fig. 6. Estimated parameters and 95% confidence intervals.

estimated log-transmissivities have very wide intervals, whereas the intervals for the log-conductivities are still quite narrow. Therefore, in outline, the estimated transmissivities are very uncertain while the vertical conductivities of the confining layer seem to be well-determined.

Figure 7 shows a map of the predicted heads in case (B2). A comparison with the head predictions in case (B1), Figure 5, shows that the heads differ significantly within three areas: firstly, the predicted heads in case (B2) have increased by up to 10 m in zones 2 and 3; secondly, the heads around Slagelse have changed by up to 5 m and the local variations are less dramatic than in case (B1); and thirdly, the predicted heads in zone 11 have increased as well as decreased locally by up to 3 m. This is due to the mentioned changes in the estimated transmissivities of these areas.

Figure 7 also shows that the standard error of predicted head in case (B2) in general has increased by 0.3 to 1.0 m compared to case (B1), Figure 5. This increase is due to the general increase of the model parameter variances. The error is, however, reduced by up to 1 m within zone 2, and by up to 2 m within the Slagelse area.

Christensen (1995d) also used a set of head measurements of moderate accuracy to estimate the studied model parameters. These heads were measured almost simultaneously in wells whose ground level was estimated from 1:25000 maps. In this case some of the estimated parameters change by up to two standard errors compared to case (B1), and the confidence interval increases for all the parameters. The consequence is that the standard error of the predicted heads generally increase by 0.1 to

0.5 m compared to case (B1), but the local increase may be up to 1 m.

### Inversion with Prior Information from Pumping Tests

If prior information on  $\log_{10}$ -transmissivity is available from pumping tests, this information can be used in the minimization criterion, equation (1). In this study such information was available (see above) for  $Y_6$ ,  $Y_7$ ,  $Y_{12}$ ,  $Y_{14}$ ,  $Y_{16}$ , and  $Y_{17}$ . These parameters were estimated by kriging of local-scale transmissivities evaluated from pumping test data. The kriging covariance between these estimates was calculated from Christensen (1995c) equation (12), which is similar to the zonal variance equation (V.19) in Journel and Huijbregts (1978). In the regression, these covariances were contained in  $V_6$  of equation (1).

The regression in case (C) was thus based on the prior information from pumping tests and on the set of accurately measured heads from above (case B1). Residual analysis indicates that the weighted residuals are normally distributed with a variance of 1.11 ( $-$ ), which is similar to the previous case (B1). The predicted heads of the two cases generally differ by less than 0.1 meters. However, in a part of zone 6, at the model boundary, the head of case (C) is up to 1.5 m higher than the head of case (B1). No doubt this is due to the decreased estimate of  $Y_6$ . Head measurements are sparse in this area, yet it might indicate a weak bias either in the flow model or in the kriging estimate of  $Y_6$ .

Figure 4 shows that no parameter estimates deviate significantly from those that were estimated without prior information from kriging. The confidence intervals are narrower in the zones

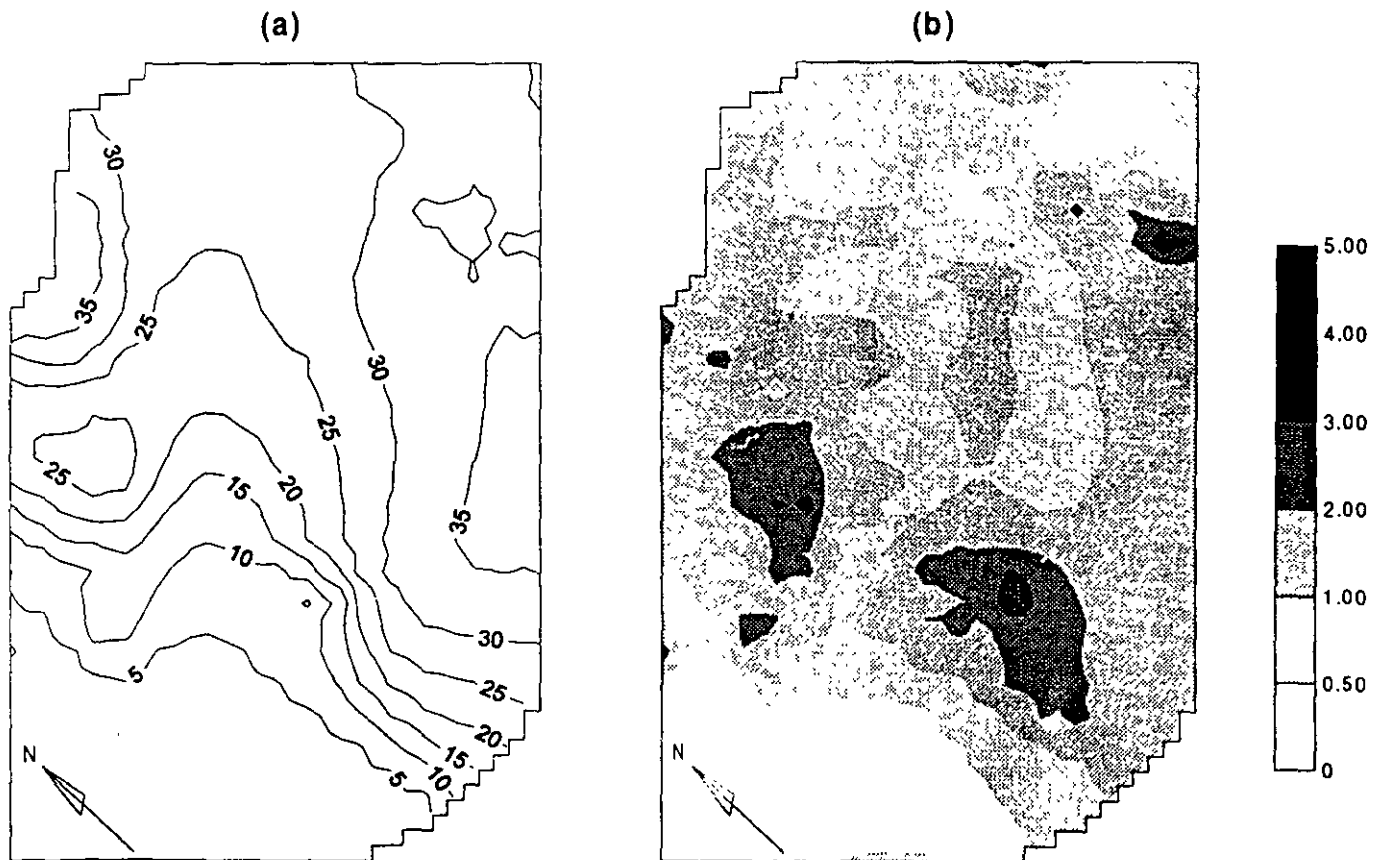


Fig. 7. (a) Predicted heads [m], and (b) standard error of predicted heads [m] in case (B2).

where kriging estimates were used, especially for  $Y_{12}$ ,  $Y_{14}$ ,  $Y_{16}$ , and  $Y_{17}$ . For these estimates the interval width is about the same as for the kriging estimates. On the whole the width of the confidence intervals is unchanged for parameters where no prior information is used.

Figure 8 shows the reduction of the standard error of predicted heads from case (B1) to case (C) due to the introduction of prior zonal estimates based on pumping tests. The standard error is reduced by less than 0.1 meter within most of the area, and the reduction only exceeds 0.2 m in a few small areas. The largest reductions occur in zones where the  $\log_{10}$ -transmissivity estimation variance is significantly reduced through the use of prior estimates. The generally small standard error reductions may seem surprising when compared to the reduction of some of the estimation variances. However, the significant reductions of estimation variance occur in the high-transmissive zones, and the predicted heads are relatively insensitive to these transmissivities.

### Discussion and Conclusions

The zonal  $\log_{10}$ -transmissivity can be estimated (1) by analysis of long-duration pumping tests with multiwell observations; (2) by combining (averaging) local  $\log_{10}$ -transmissivity estimates; (3) by hydrologic inversion based on head data; or (4) by hydrologic inversion based on head data and on prior information from pumping tests.

(1) The zonal  $\log_{10}$ -transmissivity can only be estimated by analysis of long-duration pumping tests within confined and semiconfined aquifers. It is laborious and expensive and the testing causes inconvenience to other ground-water developers. In practice such tests are therefore only carried out at a few selected sites.

(2) Forming zonal estimates by combining local estimates requires closely spaced local data from the entire zone. This fact makes it attractive to supplement accurately-estimated local  $\log_{10}$ -transmissivities with predictions made from specific capacity and lithology, both of which are obtainable at low cost. However, for the prediction model to produce unbiased predictions requires quite a lot of accurate transmissivity data for estimating the parameters of the prediction model. That is, good predictions can only be made in areas where one already has considerable knowledge of the transmissivity field. Further, the studies of Christensen (1995a; 1995b) indicate that in some situations it is difficult (or practically impossible?) to use well data as predictors when the transmissivity only varies within one to two orders of magnitude.

In the present paper the zonal estimates were formed by combining local kriging estimates. It is important to note that if kriging is used,  $\log_{10}$ -transmissivity data, preferably from pumping test analyses, are required to estimate the semivariogram. In the present case this is fulfilled for the homogeneous parts of the aquifer, whereas it is questionable whether there are adequate data for the heterogeneous parts (compare for instance the theoretical and the experimental semivariograms of Figure 3b).

In a heterogeneous zone, within which the  $\log_{10}$ -transmissivity is characterized by a large variance and a small correlation scale, a large amount of data is needed to estimate the semivariogram and to produce a zonal unbiased estimate from kriging. Unfortunately, it is often difficult to get such data in heterogeneous areas, because wells are scarce (see for instance, Figure 1). Further, if the  $\log_{10}$ -transmissivity variance is large then the zonal variance may still be comparable to, or even larger than, the corresponding variance of an estimate made by hydrologic inversion from head data. In the present study, the inversion estimate (in case B1) of  $\log_{10}$ -transmissivity within such heterogeneous zones was better than the zonal kriging estimate, and the width of the confidence interval of the inversion estimate was only reduced moderately by using the kriging estimates as prior information. Even though the data are too scarce to draw firm conclusions, the present study leads one to doubt the practical value of forming zonal kriging estimates from local data in heterogeneous aquifers if the estimates are to be used as an input for ground-water models.

In homogeneous zones, where the  $\log_{10}$ -transmissivity variance is small and the correlation scale is large, it is possible to sample the data to estimate the semivariogram and to form unbiased zonal estimates. In the present case study the confidence intervals of the zonal kriging estimates of the homogeneous zones were three or four times narrower than the intervals of the corresponding estimates made by hydrologic inversion.

(3) The zonal hydrogeological parameters can be estimated directly from observations of hydraulic head by nonlinear regression. If the purpose of zonal  $\log_{10}$ -transmissivity estimation is to produce input for a hydrologic model then inversion is an attractive estimation method. The present case study of a leaky aquifer demonstrates, however, that inaccuracies in the head data may seriously damage the reliability of the estimated parameters and, as a consequence, of the ground-water model.

Using accurate head data (case B1), the estimated zonal parameters (16  $\log_{10}$ -transmissivities and 3  $\log_{10}$ -conductivities of the confining layer) were within the expected ranges, whereas the corresponding confidence intervals were both smaller and larger than the intervals of the zonal estimates produced by

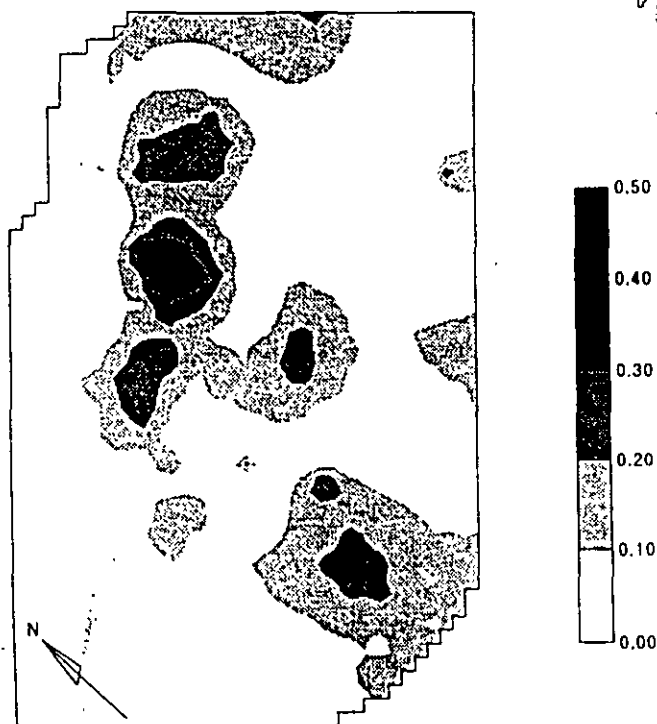


Fig. 8. Reduction in standard error of predicted hydraulic heads [m], from using prior information in the nonlinear regression.

kriging (mentioned above). The standard error of predicted heads is generally between 0.2 and 2 m.

The estimated transmissivities are very uncertain when rough head measurements are used (case B2). The estimated transmissivity within three subareas differs significantly from case (B1) and some of these estimates are inconsistent with the documented hydrogeology. Further, the estimated conductivity of the semiconfining layer increases significantly within large subareas. The consequence of using rough instead of accurate measurements is thus that the predicted heads deviate strongly from those of case (B1) and that the standard error of the predicted heads generally increases by 0.3 to 1 m.

(4) When zonal kriging estimates were used in the inversion as prior information on 6 out of 16  $\log_{10}$ -transmissivities, then the width of the confidence intervals of the parameters with prior information was reduced by up to 75%. The present study and the study of Clifton and Neuman (1982) both indicate, however, that using prior information in the estimation of the hydrologic model parameters hardly reduces the uncertainty of the predicted hydraulic heads. For instance, in the present case the use of prior information reduced the standard error of predicted head by less than 0.1 m within most of the area, and the reduction only exceeds 0.2 m in a few small areas.

For this specific case the results suggest that, given the high costs of sampling the necessary local  $\log_{10}$ -transmissivity data and of forming the zonal estimates, one should concentrate on qualitative mapping of the hydrogeology, on sampling accurate head data and on subsequent estimation of the zonal parameters by inversion (or manual calibration). Long-duration pumping tests at a few key locations may be used to verify the estimated hydrologic model, or at a later stage of the investigation, to reduce model uncertainties. Whether or not these site-specific conclusions can be extended to other field sites may depend upon the economic considerations and the degree of heterogeneity of the aquifer under consideration.

### Acknowledgments

This study was funded by the Aarhus University Research Foundation and by the Danish Environmental Research Programme 1992-1996. I wish to thank Keld Rømer Rasmussen and Michael Sørensen for useful discussions during the preparation of the paper and Conrad Aub-Robinson for improving the English text. Mary C. Hill is thanked for her review of the revised version of the paper.

### References

Christensen, S. 1994a. Hydrological model for the Tude aa catchment. *Nordic Hydrology*. v. 25, no. 3, pp. 145-166.

- Christensen, S. 1994b. A case study of the estimation of the log-transmissivity semi-variogram by cross-validation error minimization. Internal Research Report, Dept. of Earth Sciences, Aarhus Univ., Aarhus. 37 pp.
- Christensen, S. 1995a. Prediction of log-transmissivity—1. Using specific capacity. *Nordic Hydrology*. v. 26, no. 1, pp. 1-20.
- Christensen, S. 1995b. Prediction of log-transmissivity—2. Using lithology and specific capacity. *Nordic Hydrology*. v. 26, no. 1, pp. 21-36.
- Christensen, S. 1995c. On the strategy of estimating the transmissivity field of a regional-scale groundwater model. Internal Research Report, Dept. of Earth Sciences, Aarhus Univ., Aarhus. 37 pp.
- Christensen, S. 1995d. Calibration data accuracy in a regional-scale groundwater model. Internal Research Report, Dept. of Earth Sciences, Aarhus Univ., Aarhus. 29 pp.
- Clifton, P. M. and S. P. Neuman. 1982. Effects of kriging and inverse modelling on conditional simulation of the Avra valley aquifer in southern Arizona. *Water Resources Research*. v. 18, no. 4, pp. 1215-1234.
- Cooley, R. L. 1993. Exact Scheffé-type confidence intervals for output from groundwater flow models—1. Use of hydrologic information. *Water Resources Research*. v. 29, no. 1, pp. 17-33.
- Cooley, R. L., L. F. Konikow, and R. L. Naff. 1986. Non-linear regression groundwater flow modelling of a deep regional aquifer system. *Water Resources Research*. v. 22, no. 13, pp. 1759-1778.
- Cooley, R. L. and R. L. Naff. 1990. Regression modelling of groundwater flow. U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations, book 3, ch. B4, 232 pp.
- Delhomme, J. P. 1974. La cartographie d'une grandeur physique a partir de donnees de differentes qualites. *International Association of Hydrogeologists, Memoires*. v. 10, no. 1, pp. 185-194.
- Hill, M. 1992. A computer program (MODFLOWP) for estimating parameters of a transient, three-dimensional ground-water flow model using nonlinear regression. USGS, Open-File Report 91-484. 358 pp.
- Journel, A. G. and C. Huijbregts. 1978. *Mining Geostatistics*. Academic Press, New York. 600 pp.
- Kruseman, G. P. and N. A. de Ridder. 1990. Analysis and evaluation of pumping test data (2nd ed.). Int. Inst. for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands. Publ. 47, 377 pp.
- Neuman, S. P. 1980. A statistical approach to the inverse problem of aquifer hydrogeology—3. Improved solution method and added perspective. *Water Resources Research*. v. 16, no. 2, pp. 331-346.
- Neuman, S. P. and S. Yakowitz. 1979. A statistical approach to the inverse problem of aquifer hydrogeology—1. Theory. *Water Resources Research*. v. 15, no. 4, pp. 845-860.
- Peck, A., S. Gorelick, G. de Marsily, S. Foster, and V. Kovalevsky. 1988. Consequences of spatial variability in aquifer properties and data limitations for groundwater modelling practice. IAHS Publ. no. 175, Wallingford. 272 pp.
- Samper, F. J. and S. P. Neuman. 1989. Estimation of spatial structures by adjoint state maximum likelihood cross validation—1. Theory. *Water Resources Research*. v. 25, no. 3, pp. 351-362.
- Theis, C. V., R. H. Brown, and R. R. Meyer. 1963. Estimating the transmissibility of aquifers from the specific capacity of wells. Methods of determining permeability, transmissibility and drawdown. USGS Water Supply Paper 1536-I. pp. 331-341.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA VISUAL MODFLOW**

**EXPOSITOR: M. en C. LUIS ERNESTO LESSER CARRILLO  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

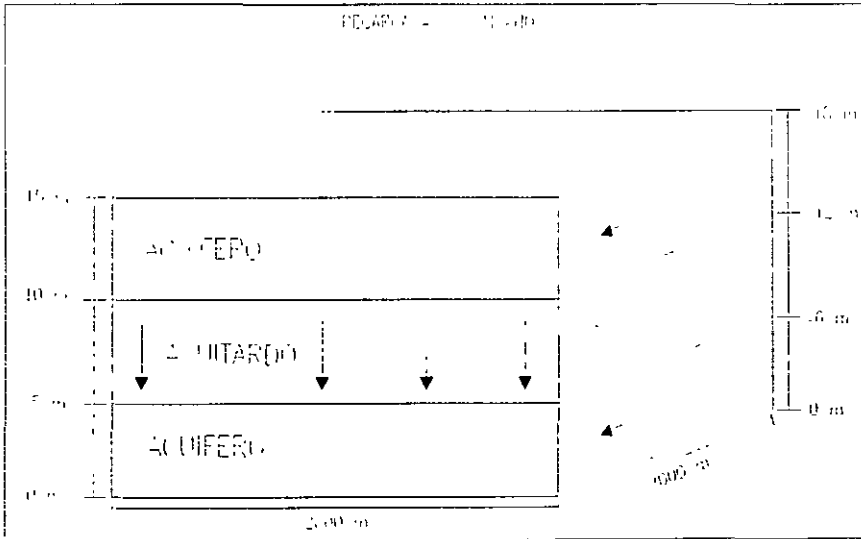
El siguiente ejercicio tiene como objetivo familiarizar al estudiante con el paquete Visual Modflow, la version que se utilizará será la 2.8.1. Una vez que se haya familiarizado con este software, se estudiarán los pasos para crear un modelo matemático, a partir del modelo conceptual de un acuífero. Finalmente se estudiarán cuestiones prácticas y se revisarán diferentes problemas que surgen al crear un modelo.

El ejercicio para familiarizarse con el paquete consta de los siguientes pasos:

1. Descripción del problema
2. Creación de un nuevo modelo
3. Discretización del modelo





## 1. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Este ejemplo está basado en el flujo del agua subterránea en un sistema formado por un acuífero libre en la porción superior, un acuitardo en la porción media, y un acuífero confinado en la porción inferior, como se muestra en la figura 1.



**Figura 1.** Dimensiones del acuífero

### Notas:

- Este ejemplo está tomado del manual de Visual Modflow por Waterloo Hydrogeologic Inc.
- El símbolo  significa enter.
- El símbolo  significa presionar el botón izquierdo del mouse (1 click).
- El símbolo  significa dar doble click en el botón izquierdo del mouse.
- El símbolo  significa presionar el botón *derecho* del mouse.



## 2. CREACION DE UN NUEVO MODELO

☞ en el ícono de VMODFLOW

Esto nos lleva a la pantalla de Visual Modflow

Esta pantalla se puede maximizar mediante ☞ en el recuadro derecho superior

☞ File

☞ New

Aparecerá una ventana preguntando por el nombre del nuevo modelo.

Teclear el nombre del nuevo modelo:

VMEJEM ☞

(Visual Modflow asigna automáticamente la terminación .vmf)

Aparecerá una ventana para escoger las unidades deseadas, importar un plano base y hacer una primera discretización del modelo (figura 2).

**C:\Temp\vmof\VMEJEM.vmf**

Create model using base Map

Map File

**Model Domain**

Columns(i)  Rows(i)

Xmin  [m] Ymin  [m]

Xmax  [m] Ymax  [m]

Layers(k)

Zmin  [m]

Zmax  [m]

Setup Transport Model

**Units**

Length

Time

Conductivity

Pumping Rate

Recharge

Mass

Concentration

Figura 2. Ventana de creación de modelo

☞ en el recuadro *Create model using base map*

☞ en el ícono de *Browse*

Seleccionar el archivo *Sitemap.dxf*, dentro del directorio *Tutorial*, (estará dentro del directorio donde se haya grabado el visual modflow).

Teclée los valores que aparecen en la figura 2, y asegúrese de que las unidades tiene seleccionadas las unidades correctas.

☞ en *Create*

### 3. DISCRETIZACION DEL MODELO

La siguiente ventana permitirá modificar la discretización del modelo (Figura 3).

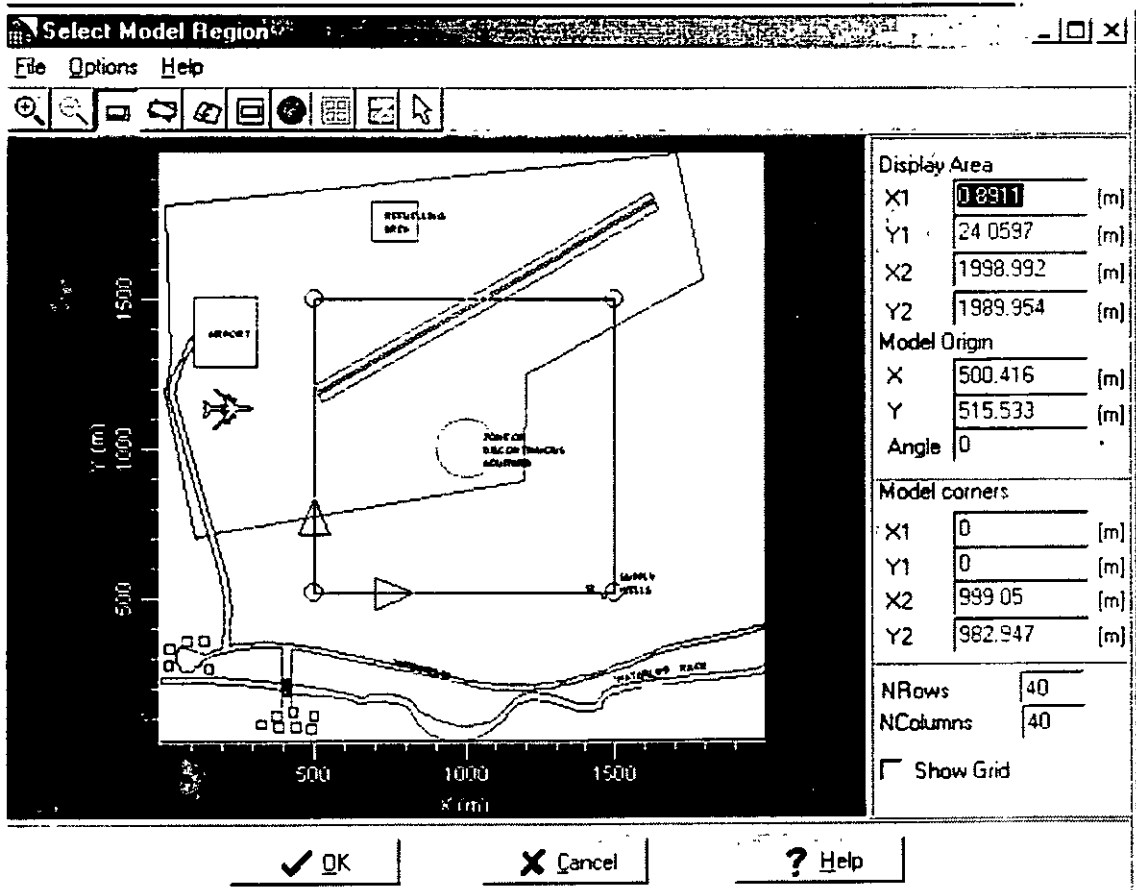




Figura 3. Ventana de discretización del modelo


Esta ventana muestra el plano base importado con formato *dxf*. En la figura se aprecia en la porción superior izquierda un aeropuerto, al sur un río y al norte una zona de tanques de combustible. Al centro existe un antiguo pozo que nunca fue sellado y comunica a los acuíferos superior e inferior. Finalmente existen pozos de abastecimiento (*supply wells*) que están además únicamente en el acuífero inferior. Vmodflow lee automáticamente las coordenadas máximas y mínimas del mapa *dxf*, de esta manera se puede apreciar que el área de interés mide aproximadamente 2000 x 2000 metros. El propósito de este modelo es el de determinar si existe el peligro de contaminar los pozos de abastecimiento a partir de un derrame en los tanques de combustibles.



El recuadro con 4 círculos en las esquinas representa el área que se va a modelar. Para ampliar el área que se va a modelar se  en cualquiera de los círculos de las esquinas y *sin depresionar el mouse*, se mueve el recuadro hasta abarcar el área deseada y se suelta el botón del mouse.

Vmodflow permite la rotación de la malla de discretización. Esto puede ser utilizado cuando existe un flujo preferencial del agua subterránea en dirección distinta a los ejes principales utilizados en el plano base (estos casos se verán más adelante en el curso). Para hacer esto:

 Options

 Rotate

 en cualquiera de los triángulos que aparecen en las esquinas del recuadro y *sin depresionar el mouse*, se rota el recuadro hasta abarcarlo en la dirección deseada y se suelta el botón del mouse.

Cambie el tamaño y la dirección de la malla de discretización como se muestra en la figura 4 (en la porción inferior derecha se puede seleccionar *Show grid* para ver la malla de discretización, y para volver a cambiar el tamaño:  Options y  Rotate).

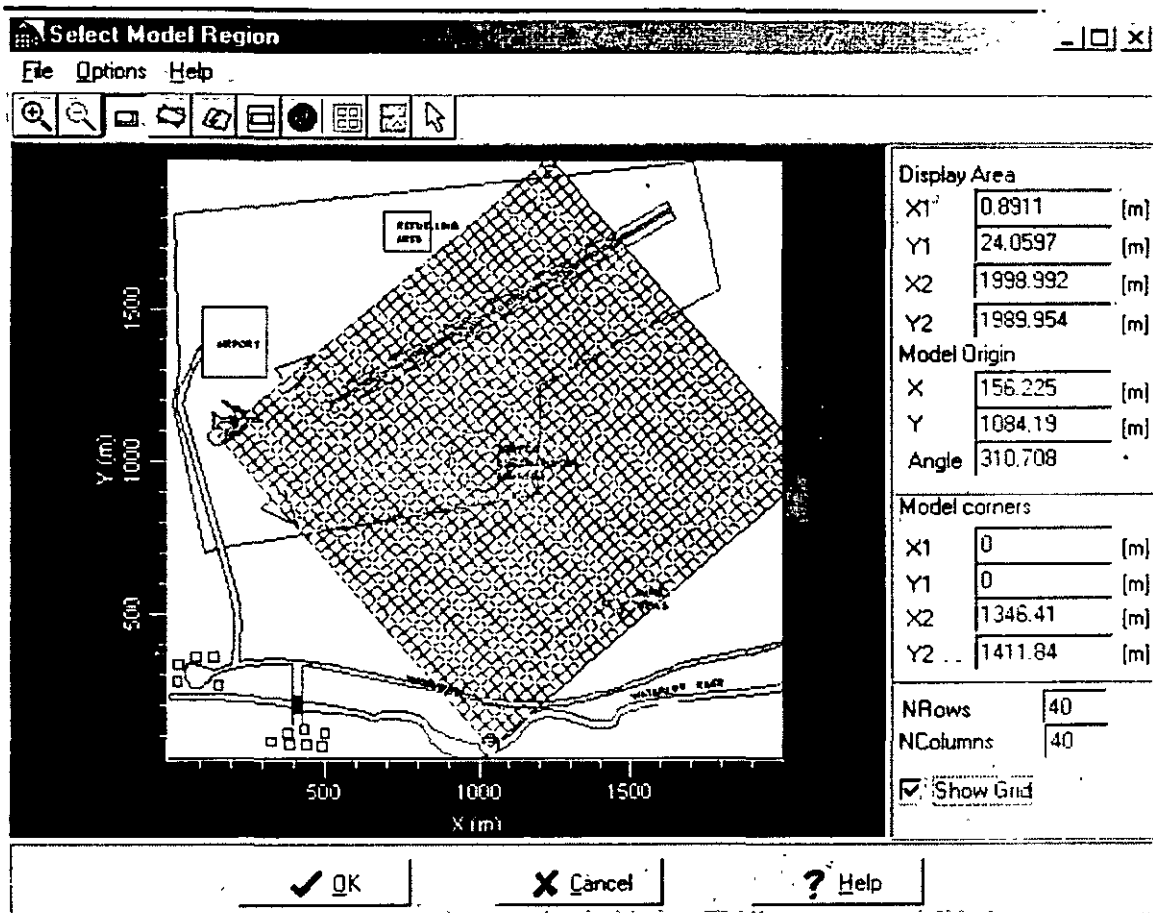



Figura 4. Manipulación de la malla de discretización

Esto muestra que la discretización de la malla es independiente del dibujo base que se utilice para crear el modelo. En este ejercicio deseamos que la discretización sea conforme al dibujo base, así que en las coordenadas de la porción derecha con la información de la siguiente figura (5) y  en OK.

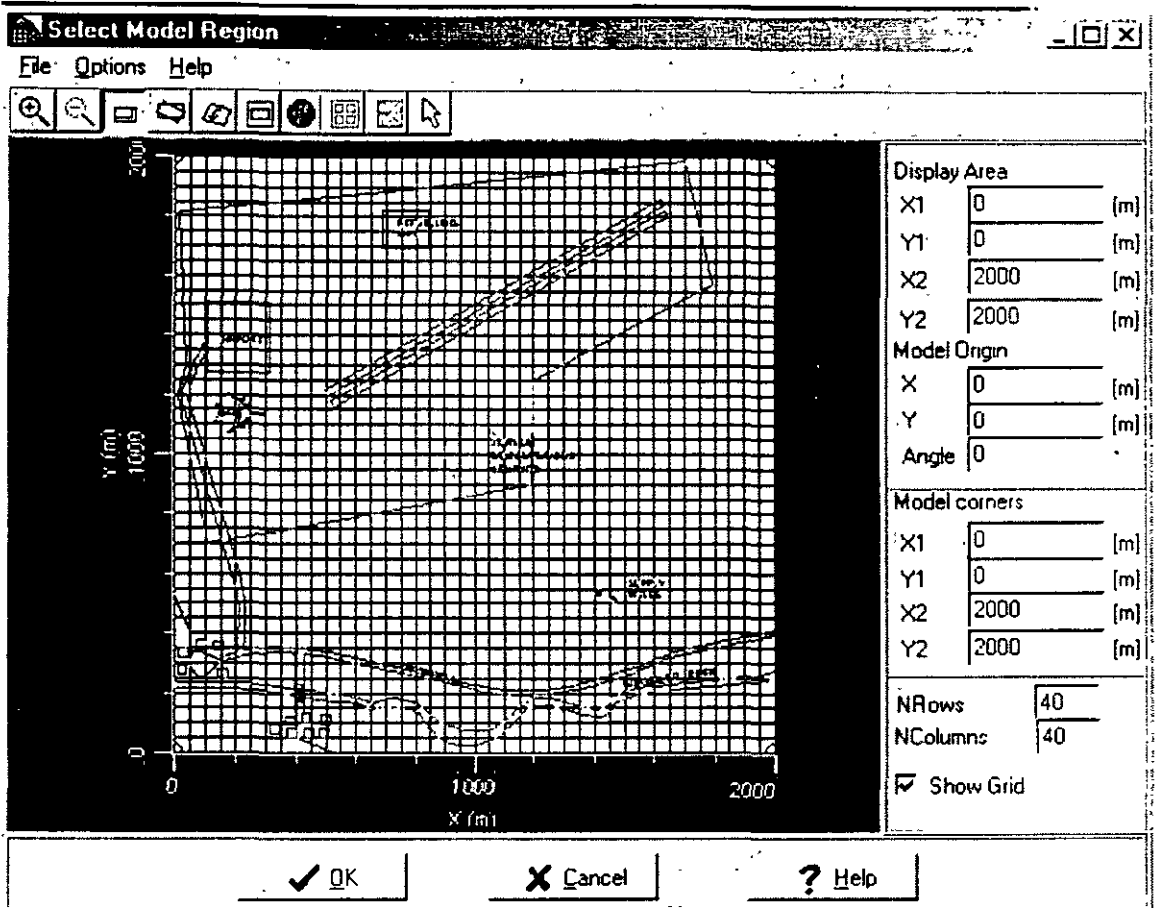


Figura 5. Malla de discretización

#### 4. REFINAMIENTO DE LA MALLA

Aquí entra al menú de entrada de datos. Dentro de esta pantalla refinaremos la malla, agregaremos las propiedades y geometría del acuífero, estableceremos las fronteras y agregaremos pozos.

Es necesario refinar la malla alrededor de los pozos de abastecimiento de agua (*supply wells*) y de la perforación abandonada (*abandoned borehole*). El tamaño de la celda representa el tamaño "matemático" del pozo en el modelo, por lo tanto una malla mas

discretizada simulará el pozo de una manera mas realista. Además del tamaño del pozo, si existe abatimiento alrededor del pozo, una discretización mayor producirá cambios de pendientes (gradientes) menos abruptos, del nivel estático en zonas de abatimiento.

Del menú izquierdo:

- ☞ Edit grid
- ☞ Edit columns
- ☞ Add

Haciendo esto se puede definir los lugares exactos para definir la discretización de la malla. Al mover el mouse al plano aparecerá una línea vertical, agregue la discretización como se ve en la figura 6. Despues en ☞ close.

Para ayudar en esto puede usarse el zoom, del menú inferior:

- ☞ F-5 Zoom in (o presionar la tecla F5)
- ☞ en una esquina de la zona en que se desee ver en detalle, y ☞ en la para cerrar el rectangulo.

Para ver nuevamente todo el modelo ☞ F-6 Zoom out del menú inferior (o presionar la tecla F6)

Para refinar los renglones, del menú izquierdo:

- ☞ Edit grid
- ☞ Edit rows
- ☞ Add

De esta manera refine la malla como se ve en la figura 6.

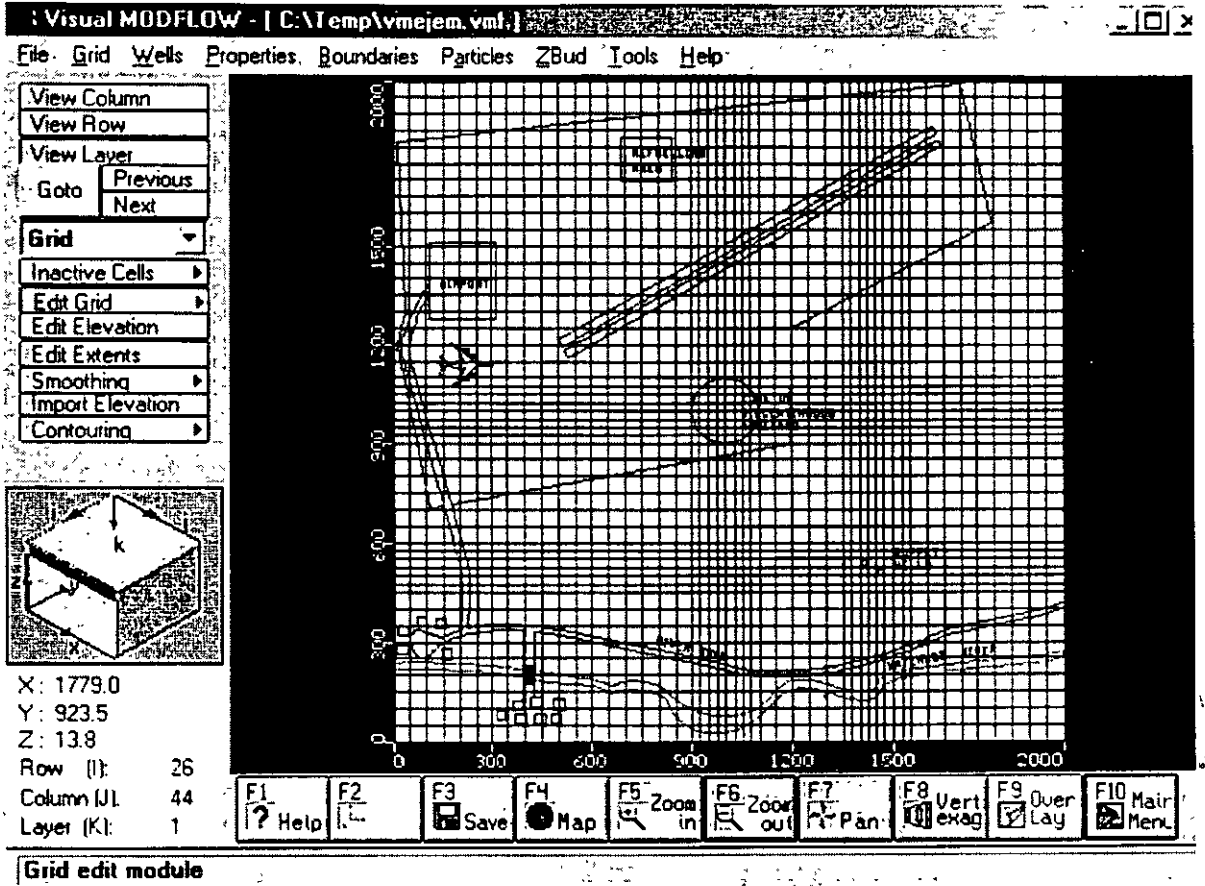


Figura 6. Refinamiento de la malla de discretización

## 5. PARA IMPORTAR UNA SUPERFICIE

Del menú izquierdo,  View column

Mover el mouse a la malla y  en cualquier columna.

Para poder ver el modelo en esta escala hay que utilizar una exageración vertical, para esto:

F8- Vert Exag (o presionar la tecla F8)

Teclé 50 y  en OK

Del menú izquierdo,  Import elevation

Aparecerá una ventana como la de la figura 7.

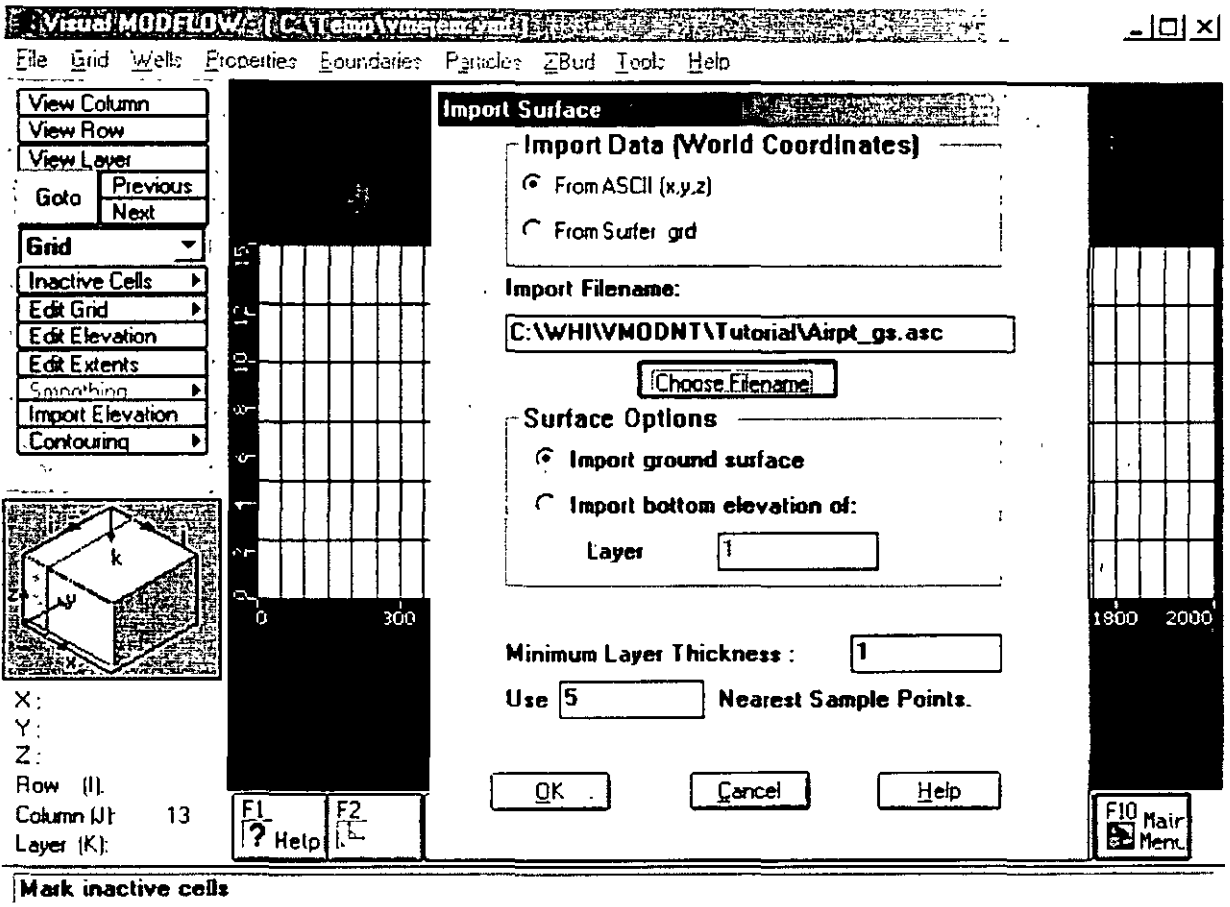


Figura 7. Menú para importar elevaciones

☞ en Choose filename

En el directorio de *tutorial* dentro del directorio de Vmodflow, existen algunos archivos con terminación *.asc*.

☞ *airpt\_gs.asc*

☞ OK

asegúrese de que la opción *import ground surface* está seleccionada

☞ OK

Esto importará una superficie con una pendiente que va aproximadamente de 18 metros al norte hasta 16 metros al sur (figura 8).



Ahora para importar la base de las 3 capas geohidrológicas:

- ☞ Import elevation
- ☞ en Choose filename
- ☞ *airpt\_b1.asc*
- ☞ OK
- ☞ import bottom elevation of layer

tecleé **2**

- ☞ OK

Repita el mismo procedimiento con los archivos *airpt\_b2.asc* y *airpt\_b3.asc*, importandolas como base de las capas **4** y **6** respectivamente.

Ahora es necesario corregir las divisiones “matemáticas” que hicimos a estas capas.

Del menú izquierdo, ☞ Edit grid

- ☞ Edit layers

- ☞ Delete

borre las 3 divisiones de las capas que no fueron modificadas anteriormente dando un ☞ en ellas.

- ☞ Add

agregue nuevamente las divisiones que borró. Es decir, divida a la mitad las 3 capas que se ven. De esta manera Vmodflow hace una interpolación de las elevaciones de la base y superficie de cada capa. Al final debe de observarse una distribución parecida a la de la figura 8.

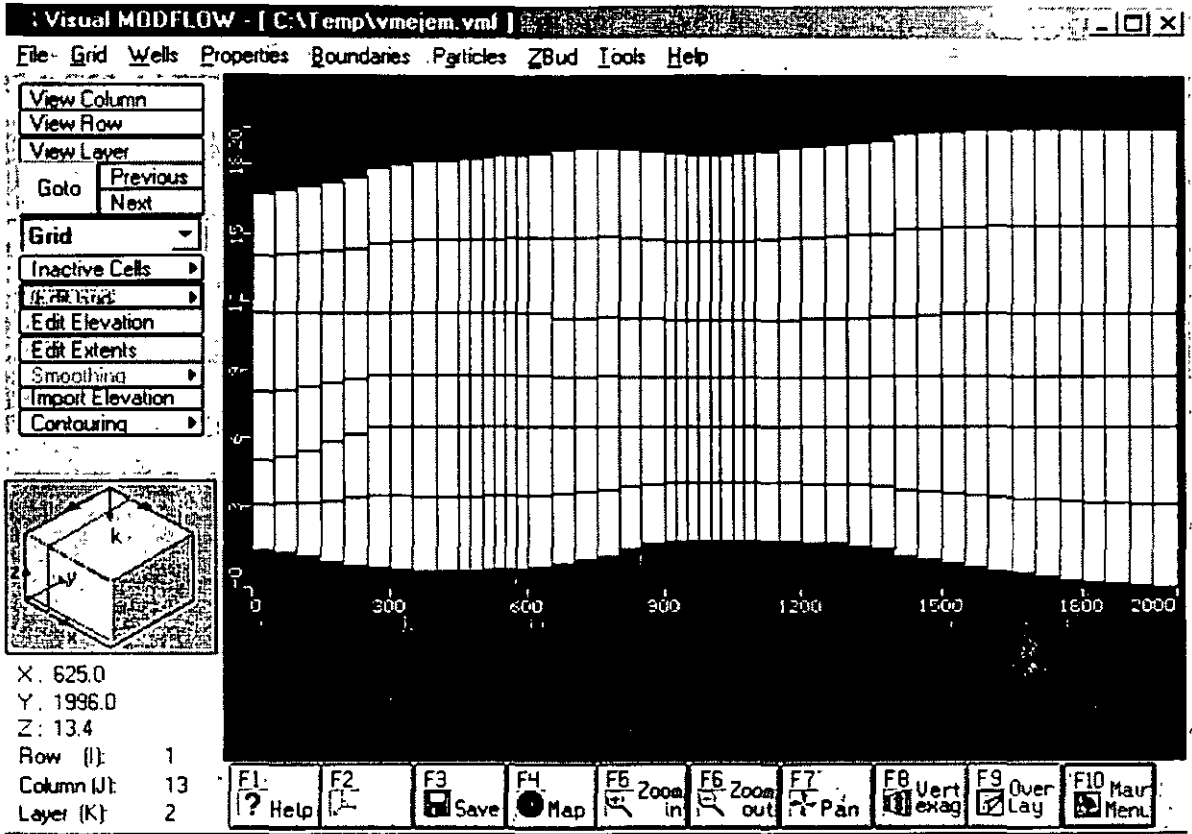


Figura 8. Superficie topográfica importada

## 6. ASIGNACION DE LOS VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA, ALMACENAMIENTO Y RECARGA

☞ View layer


Seleccionar la capa superior y ☞. Esto deberá de crear una vista aérea del lugar.

Hay que asegurarse de estar viendo la capa superior (capa 1). Esto se puede ver en el cubo que se encuentra en la parte inferior izquierda.


☞ Properties (en el menú superior)

☞ Conductivity


En este momento el modelo preguntará si se desea salvar la información de la malla.


 en Yes


A continuación una ventana pide los valores que se asignarán como default a todas las celdas. Después se podrán modificar los valores a cada celda (cubo).

Conductividad hidráulica en X (Kx) en m/s: **2e-4** 

Conductividad hidráulica en Y (Ky) en m/s: (tomará automáticamente **2e-4**)


Conductividad hidráulica en Z (Kz) en m/s: **2e-4** 

Coefficiente de almacenamiento(Ss) en l/m: **1e-4** 


Rendimiento específico (Sy): **0.2** 

Porosidad efectiva: **0.35** 

Porosidad total: **0.35** 

 OK

Ahora se asignará el valor de conductividad hidráulica del acuitardo (capas 3 y 4).

 Go to (en el menú de la izquierda)


Aparecerá una ventana, escribir:


3 

 OK


Del menú izquierdo,  Assign y  Window

Mover el mouse a la celda de la esquina superior izquierda y  en el centro de la celda.


Después mover el mouse a la esquina inferior derecha y  en el centro de la celda. Esto creará una ventana que cubrirá toda la capa. Aparecerá una ventana para asignar la conductividad.


 New

Toda la malla cambiará a color azul. Asignar los valores de conductividad hidráulica del acuitardo:


Kx (m/s) = **1e-10** 


(El valor de Ky será asignado automáticamente)

Kz (m/s) = **1e-10** 


 OK


Esto asigna la baja conductividad hidraulica tan solo a la capa 3, sin embargo, el acuitardo es representado por las capas 3 y 4. Por lo tanto es necesario copiar esta propiedad a la capa 4.


Del menú izquierdo  Copy

 Layer


Aparecerá una ventana, escoger:

 Copy all properties (seleccionando el recuadro)



 Layer 4


 OK


Ahora se asignarán los valores de almacenamiento al acuitardo.


Del menú superior  Properties

 Storage

Del menú izquierdo  Assign  window

Mover el mouse a la celda de la esquina superior izquierda y  en el centro de la celda.

Después mover el mouse a la esquina inferior derecha y  en el centro de la celda. Esto creará una ventana que cubrirá toda la capa. Aparecerá una ventana para asignar el almacenamiento.

 New (toda la malla cambiará a color azul)

Asignar los valores de almacenamiento y porosidad:


Ss (1/m):      **1e-2** 


Sy:              **0.003** 

Eff. Por.:      **0.65** 

Eff. Por.:      **0.65** 

 OK

del menú izquierdo  Copy

 Layer

Aparecerá una ventanita, escoger:

- ☒ Copy all properties (seleccionando el recuadro)
- ☒ Layer 4
- ☒ OK

Para comprobar los valores tanto de conductividad como de almacenamiento mediante ☒ en *Edit* y ☒ *Single* del menú izquierdo. Esto creará una ventana mostrando los valores de conductividad hidráulica y el almacenamiento para cada celda mediante un ☒ en la celda deseada.

Ahora se simulará el efecto de la perforación abandonada para ver el efecto en transporte.

- ☒ Properties
- ☒ Conductivities
- ☒ Go to (Dar un valor de 1 para ir a la capa 1)
- ☒ OK
- ☒ Zoom in (Del menú inferior)

Hacer una ventana cerca de la perforación abandonada (*zone of discontinuous aquitard*)

- ☒ Assign (del menú izquierdo) y ☒ single (Esto es para asignar propiedades a una sola celda)

Aparecerá una ventana de asignación (figura 9).

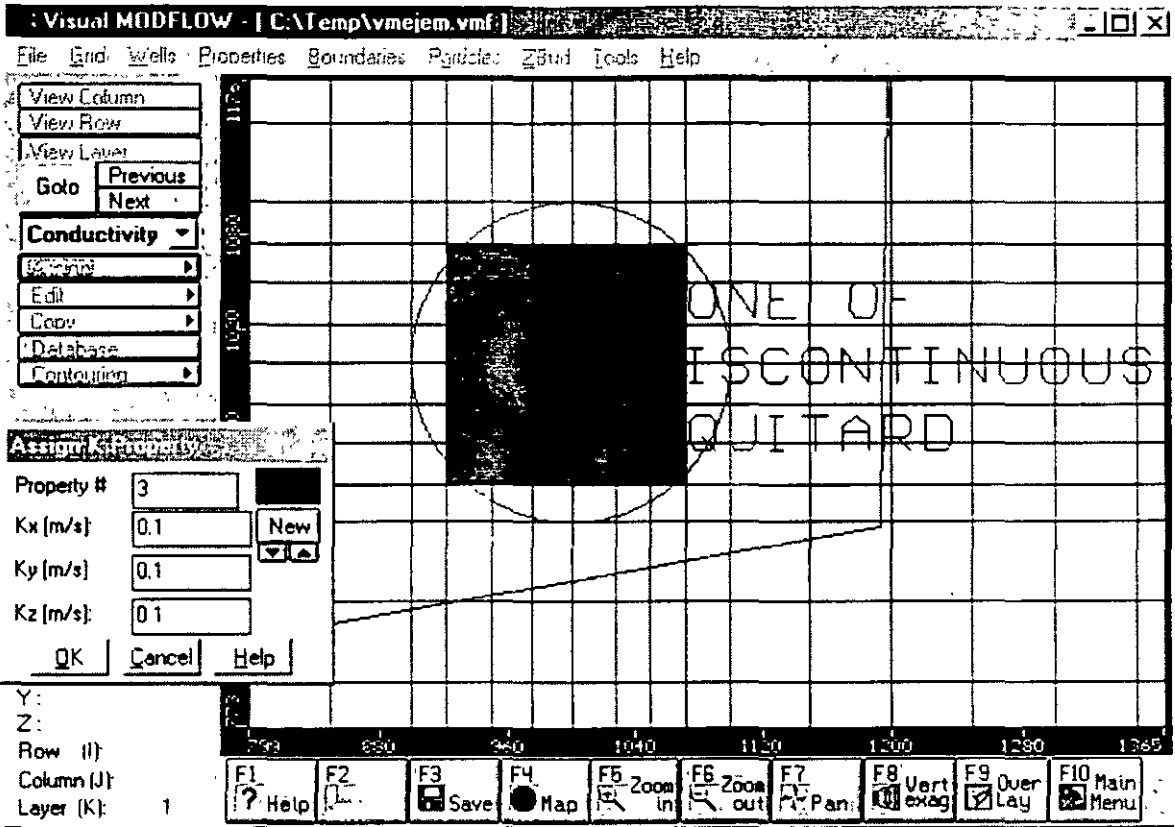


Figura 9. Asignando las propiedades a la perforación abandonada.

☞ New (Dará un color verde)

Asignar los siguientes valores:

$K_x$  (m/s) =  $1e-1$  ☞

(El valor de  $K_y$  será asignado automáticamente)

$K_z$  (m/s) =  $1e-1$  ☞

☞ En las celdas del centro de la perforación abandonada (definida por el círculo) como se muestra en la figura 9.

☞ OK

☞ Copy (del menú izquierdo) ☞ Layer

Aparecerá una ventana, en *Copy only property #*, Escribir:

3

☞ Select all

- ☞ OK
- ☞ Zoom out

Para corroborar que esta propiedad realmente se copió a todas las capas, del menú izquierdo

- ☞ en *previous* o *next*, esto hará que pase de una capa a la siguiente (ver el recuadro inferior izquierdo al hacer esto).

## 7. DELIMITACION DE LAS FRONTERAS DE FLUJO

- ☞ Boundaries
- ☞ Constant head

Aparecerá una ventana preguntando si se desea salvar la información.

- ☞ Yes
- ☞ Assign (del menú izquierdo) ☞ line

Mover el mouse a la celda de la esquina superior izquierda y ☞ en el centro de la celda.

Después mover el mouse a la esquina **superior** derecha y ☞ (**utilizar botón derecho**) en el centro de la celda. Una línea horizontal de celdas cambiará a color rosa y aparecerá una ventana para asignar los valores de carga constante (figura 10). Asignar los siguientes valores:

Code #: 1 ☞  
 Stop time: 3650 ☞  
 Start pt: 19 ☞  
 End Pt: 19

- ☞ OK

La línea rosa cambiará a color rojo indicando que la carga constante ha sido asignada.

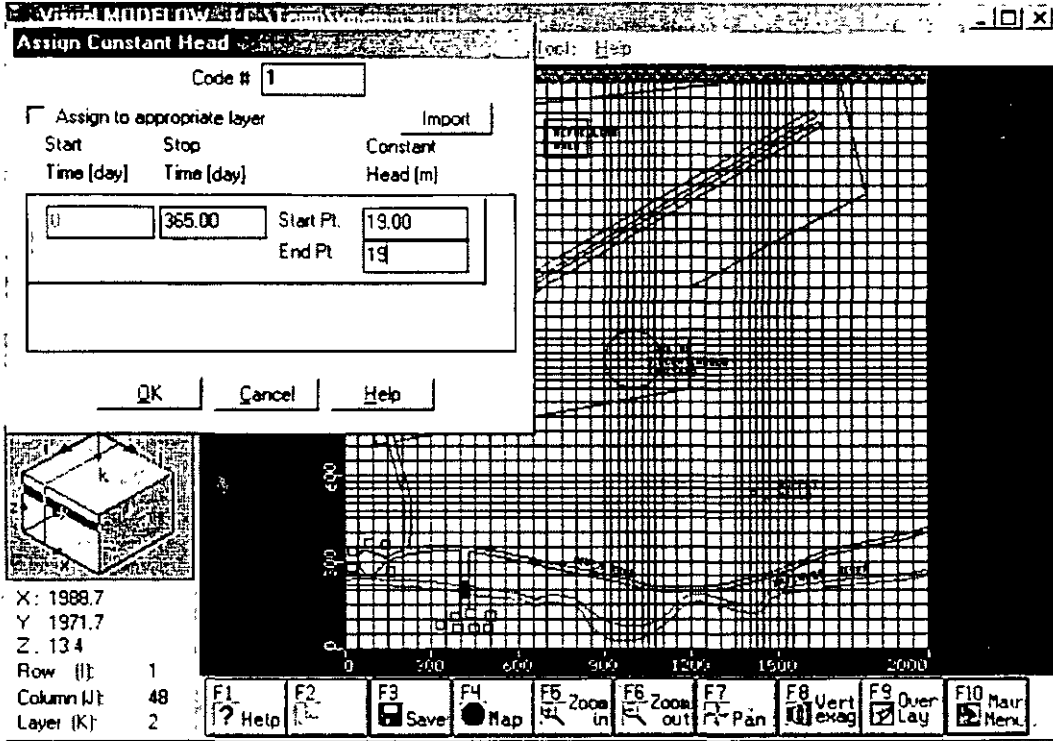


Figura 10. Menú para la asignación de la carga constante

☞ Copy (del menú izquierdo) ☞ Layer

Aparecerá la ventana para copiar propiedades. En el cuadro *Copy only Code #* ya tendrá el número 1.

☞ Layer 2

☞ OK

Ahora asignaremos los valores de carga constante del acuífero inferior.

☞ Goto (del menú izquierdo)

Escoger:

5 ☞

☞ OK

☞ Assign (del menú izquierdo) ☞ Line

Mover el mouse a la celda de la esquina superior izquierda y ☞ en el centro de la celda.

Después mover el mouse a la esquina superior derecha y ☞ (utilizar botón derecho) en



el centro de la celda. Una línea horizontal de celdas cambiará a color rosa y aparecerá una ventana para asignar los valores de carga constante. Asignar los siguientes valores:

Code #: 2 ↵  
 Stop time: 3650 ↵  
 Start pt: 18 ↵  
 End pt: 18  
 ↵ OK

La línea rosa cambiará a color rojo indicando que la carga constante ha sido asignada.

↵ Copy (del menú izquierdo) ↵ Layer

Aparecerá la ventana para copiar propiedades. En el cuadro COPY ONLY CODE # reemplazar el valor tecleando el número 2.

↵ Layer 6

↵ O.K.

↵ Assign (del menú izquierdo) ↵ Line

Mover el mouse a la celda de la esquina **inferior** izquierda y ↵ en el centro de la celda.

Después mover el mouse a la esquina **inferior** derecha y ↵ (**utilizar botón derecho** ↵)

en el centro de la celda. Una línea horizontal de celdas cambiará a color rosa y aparecerá una ventana para asignar los valores de carga constante. Asignar los siguientes valores:

Code #: 3 ↵  
 Stop time: 3650 ↵  
 Start pt: 16.5 ↵  
 End pt: 16.5  
 ↵ OK

La línea rosa cambiará a color rojo indicando que la carga constante ha sido asignada.

↵ Copy (del menú izquierdo) ↵ Layer

Aparecerá la ventana para copiar propiedades. En el cuadro *Copy only code #* reemplazar el valor tecleando el número 3.

↵ Layer 6

↵ OK

Después de asignar los valores de carga constante:

↵ View column

↵ en cualquier columna para ver una sección del modelo (figura 11).

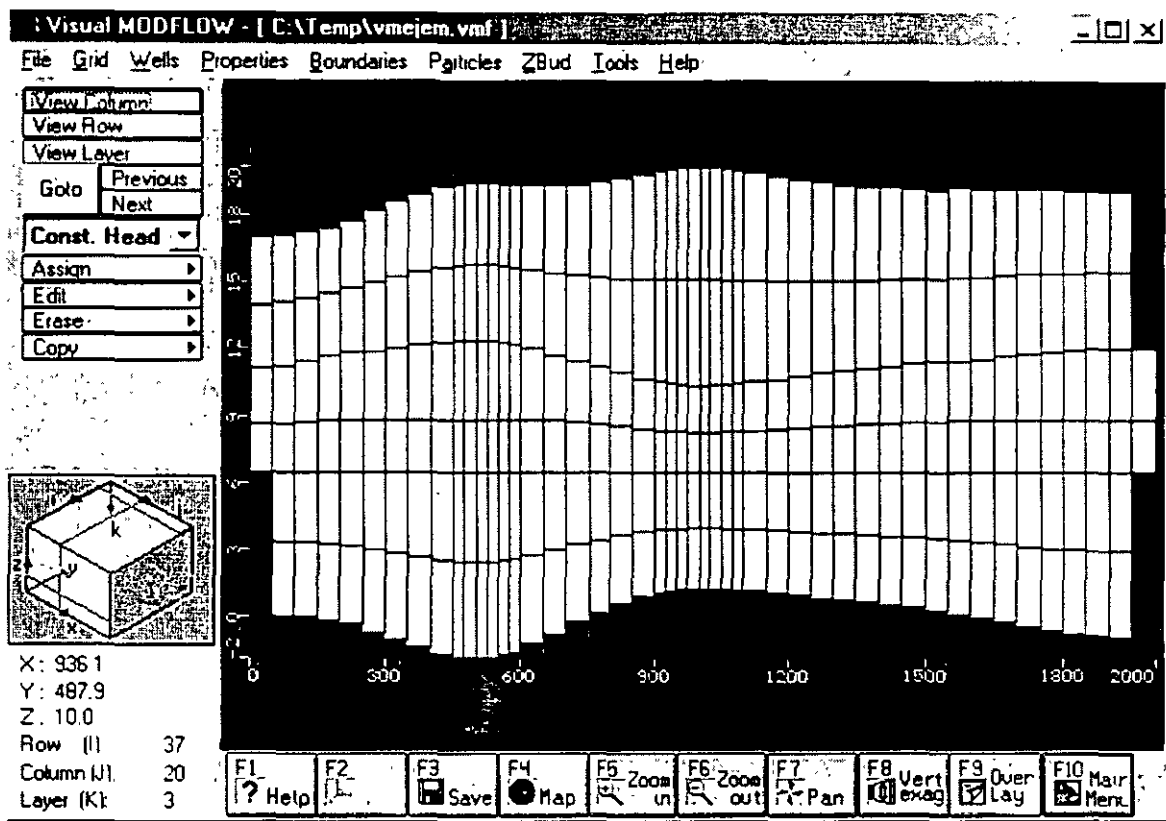


Figure 11. Fronteras de carga constante

Ahora asignaremos la frontera del río al sur de la zona.

- ☞ View layer
- ☞ en la capa superior del modelo (capa 1)
- ☞ Boundaries
- ☞ Rivers
- ☞ Assign (del menú izquierdo) ☞ Line

Utilizando el plano base como guía se hay que digitalizar el río mediante ☞ comenzando desde el margen inferior izquierdo y tratando de seguir su contorno. Cuando se ha llegado al final (al margen inferior derecho) hay que ☞ (utilizar botón derecho ☞). Aparecerá una ventana para pedir la información del río (figura 12).

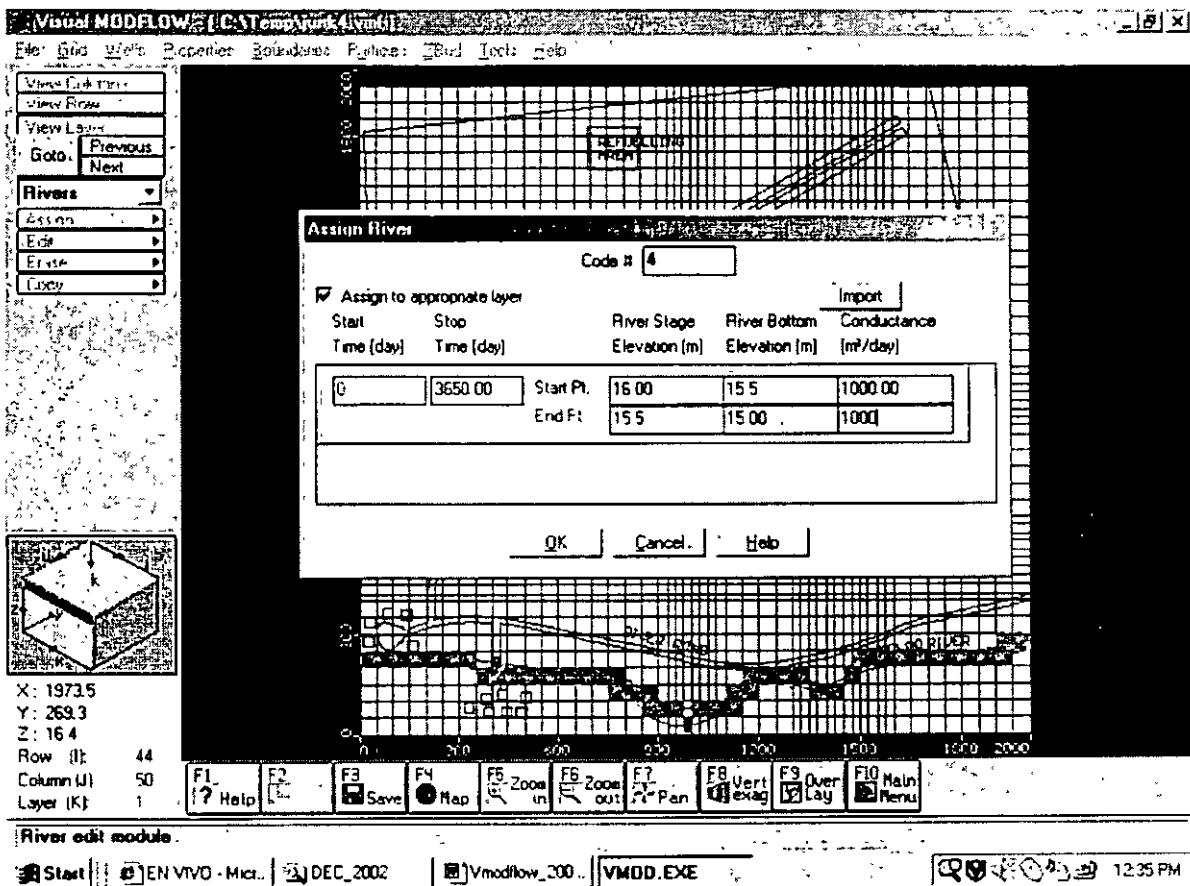


Figura 12. Ventana de información del río.

Asignar los siguientes valores:

Code #: 4

Stop time: 3650

Start Point / River Stage: 16.0

Start Point / River Bottom: 15.5

Start Point / Conductance: 1000

End Point / River Stage: 15.5

End Point / River Bottom: 15.0

Endpoint / Conductance: 1000

OK

Después de que el río ha sido definido, una línea azul delimitará su extensión.

Ahora se le dará a la capa superior la recarga.

- Boundaries
- Recharge
- Yes (Para salvar la información de las fronteras)

Aparecerá una ventana para asignar el valor de recarga por default. Escribir:

Start Time: 3650 ↵

Recharge: 100

- O.K.

Visual Modflow asigna automáticamente la recarga a la capa superior del modelo.

## 8. ASIGNACION DE PARTICULAS

Ahora asignaremos algunas partículas que emanen de la zona de tanques (*refueling area*, en la parte superior del modelo) para delimitar el area de influencia que tienen estos tanques.

Las partículas pueden ser de 2 tipos: *backward*, para delimitar el area de donde las partículas provienen; y *forward*, para delimitar el area hacia donde van las partículas.

**NOTA: Esta manera de simular el movimiento de las partículas se realiza tomando en cuenta UNICAMENTE el flujo del agua subterránea. El MT3D dentro de Visual Modflow es un paquete de transporte de contaminantes mucho mas completo.**

- Particles
  - Yes (Para salvar la información de recarga)
  - Zoom in y ampliar la zona de los tanques (*refueling area*)
  - Add (del menú izquierdo)  Add circle
  - En el centro del area de tanques que se encuentra en la porción centro-superior de la zona. Expandir el círculo que se forma hasta que cubra el recuadro del area de tanques y .
- Aparecerá una ventana (figura 13) seleccionar:
- Forward

OK

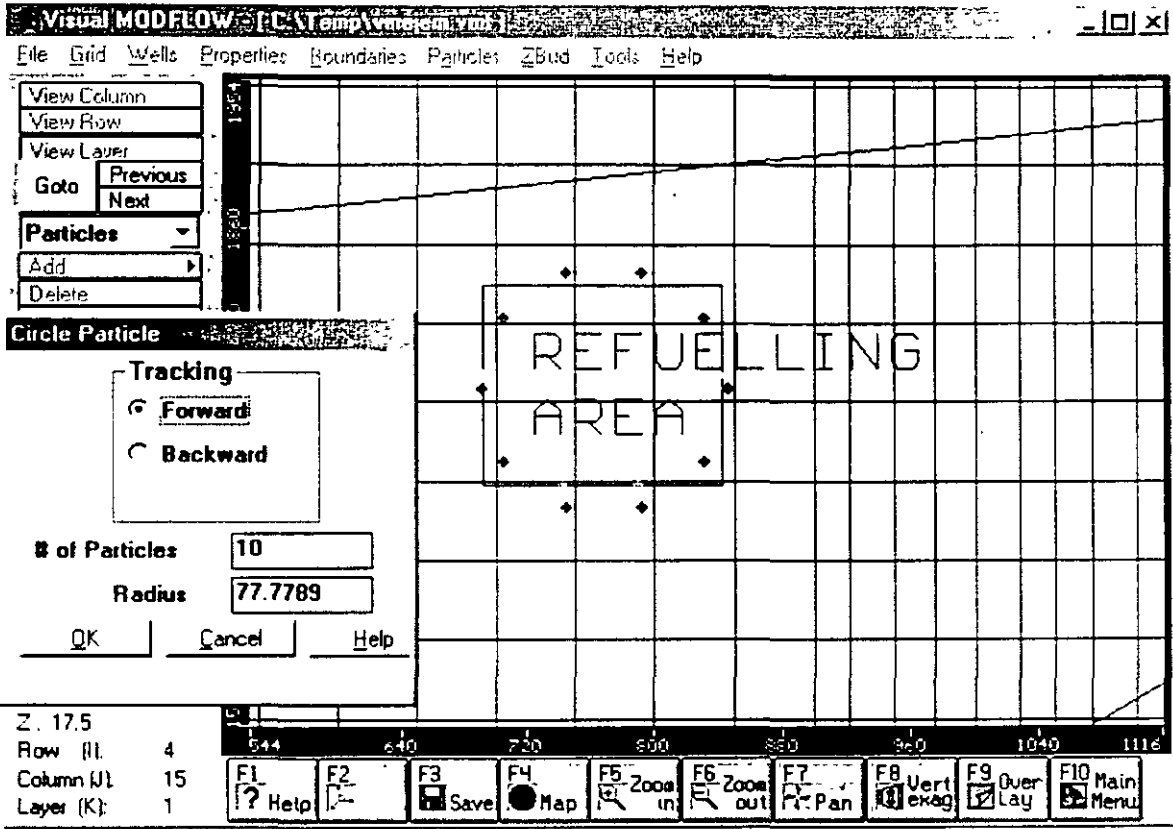


Figura 13. Agregando partículas

## 9. AGREGAR POZOS

Del menú superior, Wells


Pumping wells


Yes (Para salvar la información de las partículas)

Zoom out

Zoom in

cerca de los pozos de abastecimiento de agua (*supply wells*) y hacer una ventana que los abarque volviendo a para conseguir un acercamiento de la zona.

Del menú izquierdo,  Add well

Mover el cursor al centro del pozo izquierdo y  en él. Aparecerá una ventana con la información del pozo (figura 14).

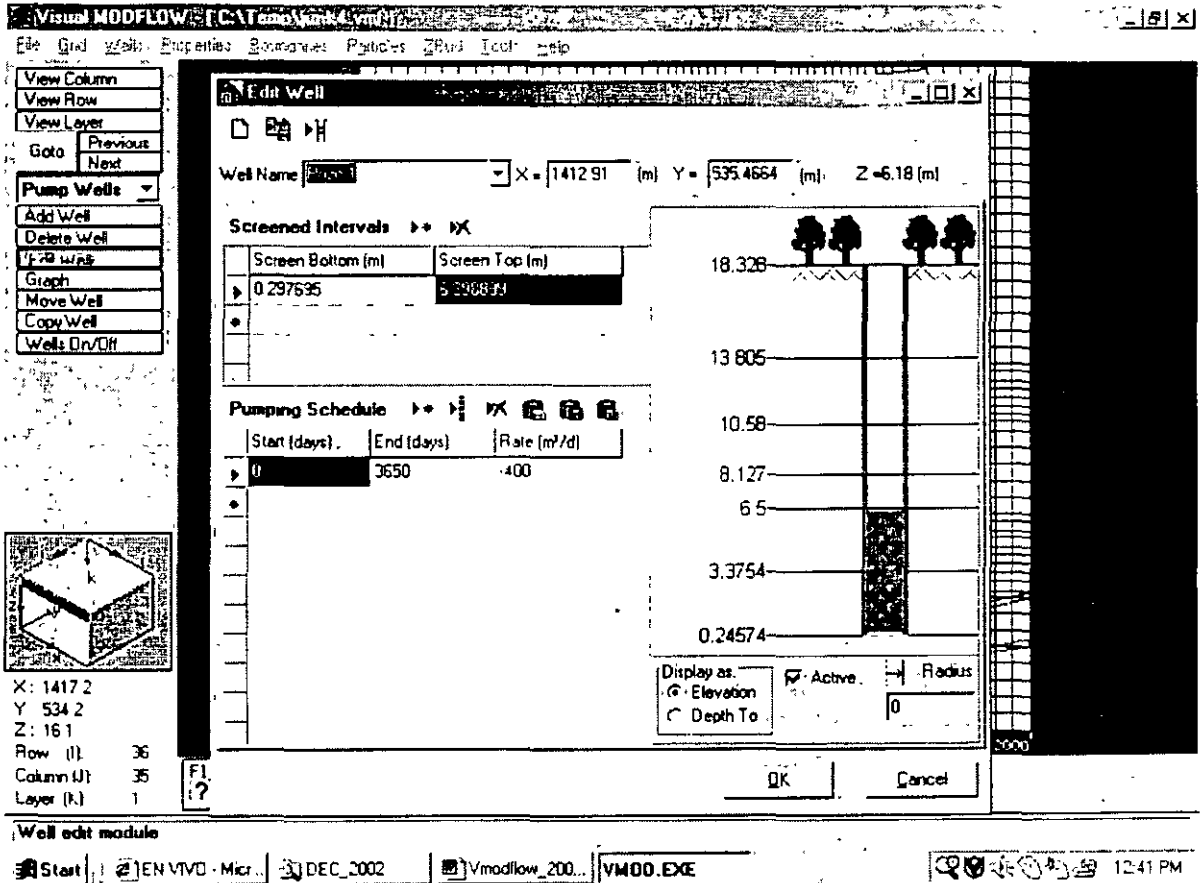




Figura 14. Información del pozo

Agregar la siguiente información:

Well Name: **POZO 1**

 debajo de *Screen top*

Estos pozos deberán estar ranurados solo en el acuífero inferior, que son los últimos 6 metros del modelo aproximadamente.  dentro del pozo a una elevación aproximada de 6 metros, y hay que mover la barra roja (o gris, según versión) sin depresionar el mouse hasta

la base del pozo, y depresionar en ese lugar. Los últimos 5 metros del pozo deben de haber cambiado a un color azul representando el intervalo ranurado.

Agregar la siguiente información de bombeo:

End: **3650**

Rate: **-400**

**NOTA:** El bombeo del pozo debe de ser de **negativo**. Si el pozo es de inyección el signo debe ser **positivo**.

↵ OK

↵ Copy well (del menú izquierdo)

Mover el cursor hasta que esté posicionado sobre el pozo izquierdo y ↵, después mover el cursor al pozo de la derecha y ↵ en él para copiar el pozo.

↵ Edit well (del menú izquierdo)

↵ El pozo de la derecha

Cuando aparezca el menú cambiar el nombre del pozo por **POZO 2** y cambiar el caudal a  $550 \text{ m}^3/\text{d}$  (recuerde agregar el signo menos)

↵ en OK

↵ Zoom out (F6) (Del menú inferior)

↵ Main Menu (F10) (Del menú inferior)

↵ Yes (para salvar la información de los pozos)

## 10. PARA CORRER VISUAL MODFLOW

- ☞ Run
- ☞ Del menú superior, ☞ Run
- ☞ OK (para aceptar el estado estacionario, *steady state*)

Aparece una ventana para definir que es lo que se va a correr (figura 15).

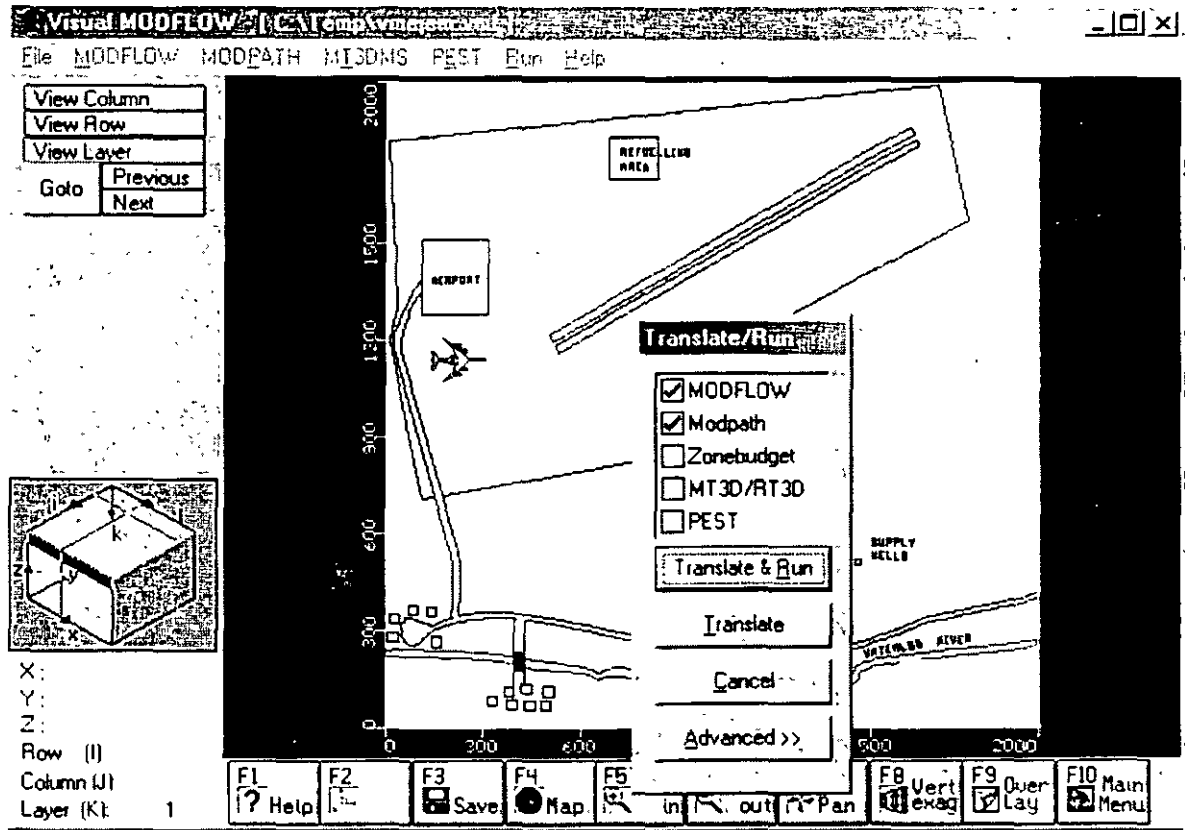


Figura 15. Corriendo el Visual Modflow

- ☞ en el recuadro de *Modflow*
- ☞ en el recuadro de *Modpath*
- ☞ Translate & Run

El modelo comenzará a correr, al termino ☞ exit



## 11. VISUALIZACION DE LOS RESULTADOS

Output

Next (del menú izquierdo) Esto nos permite ver los niveles piezométricos calculados para el acuífero superior evitando las celdas secas de la capa 1 (figura 16).

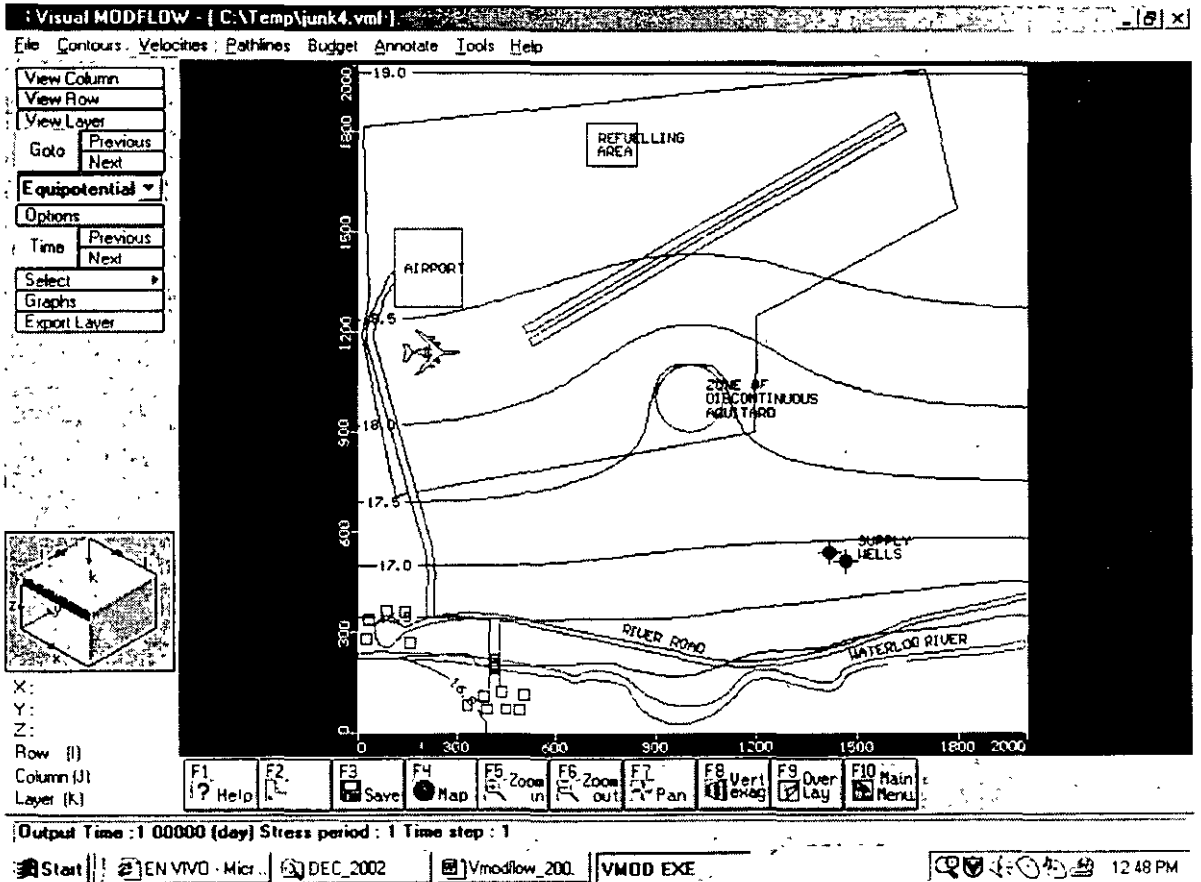


Figura 16. Niveles piezométricos

☞ Pathlines (del menú superior)

Esto nos permite ver el movimiento de las partículas (figura 17).

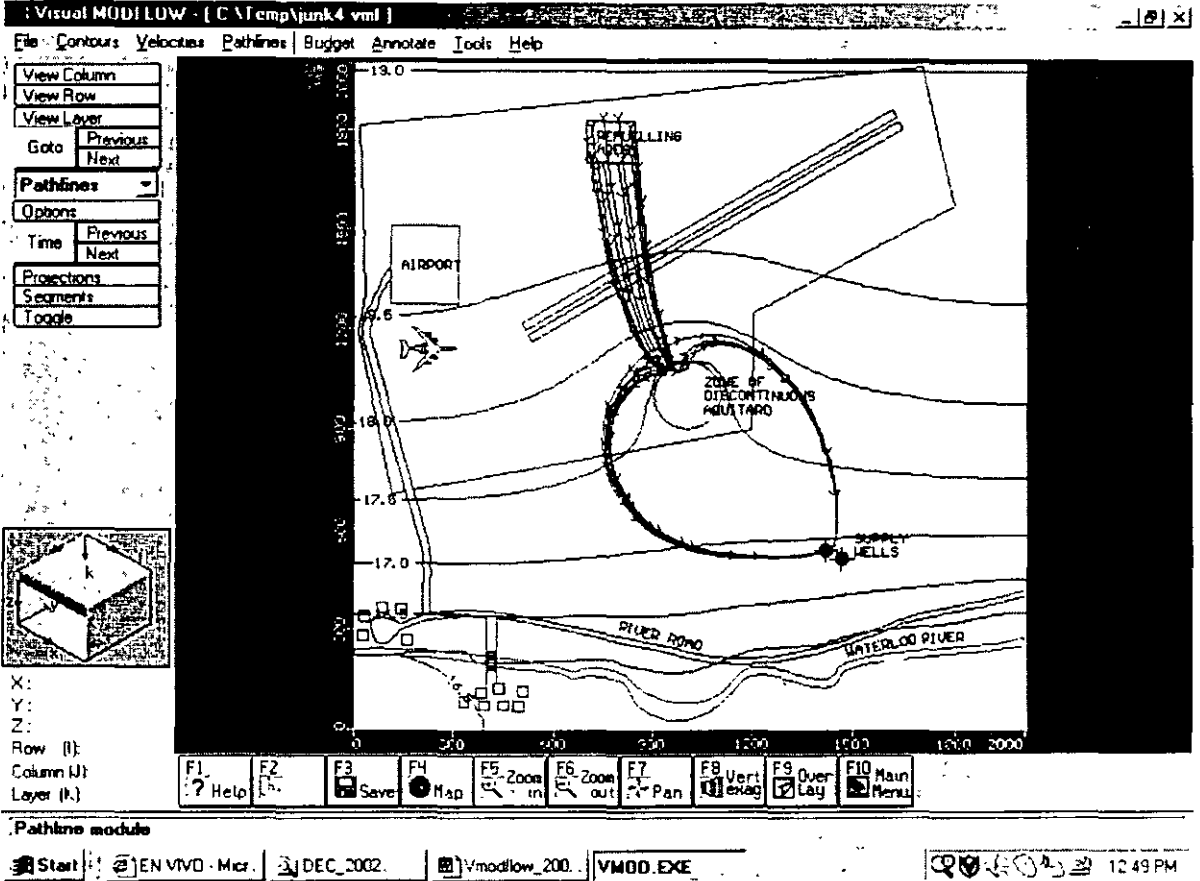
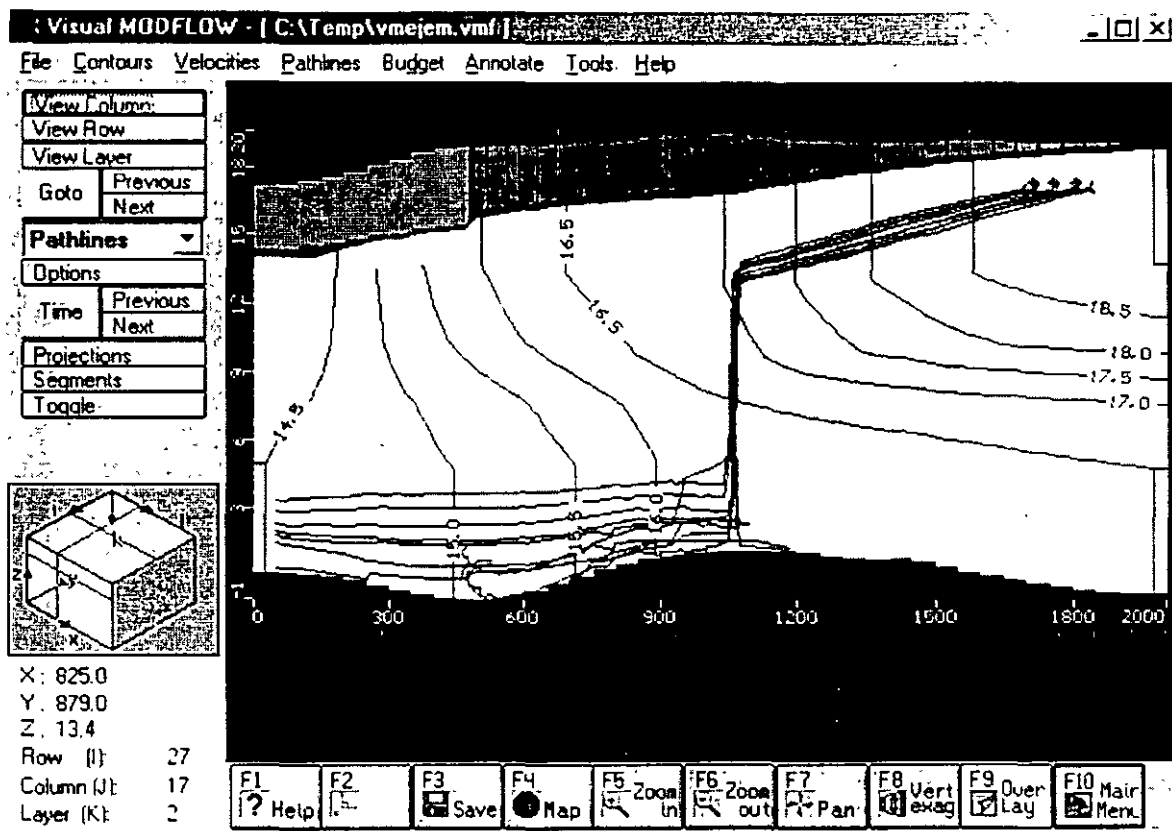


Figura 17. Movimiento de las partículas

☞ View column

Mover el cursor hacia alguna columna cerca de la perforación abandonada y ☞. Esto nos dará una visión de la sección del modelo (figura 18).



**Figura 18.** Movimiento de las partículas en sección

Esta figura nos muestra el movimiento de las partículas en sección.

Estos resultados muestran que la contaminación del acuífero superior puede llegar a los pozos de abastecimiento que bombean del acuífero inferior por medio de la perforación abandonada.

A manera de ejercicio y para determinar la predicción que se hubiera hecho de no haberse tomado en cuenta la perforación abandonada, cambie las conductividades hidráulicas modificadas para simular la perforación abandonada y vuelva a simular el movimiento de las partículas.

Las figuras 19 y 20 muestran el resultado si la conductividad hidráulica que simula la perforación abandonada no hubiera sido tomada en cuenta. Este resultado predeciría que la contaminación permanecería en el acuífero superior sin infiltrarse por la perforación abandonada. De esta manera se predeciría erróneamente que los pozos de abastecimiento no se contaminarían.

¿Cuál es el resultado? ¿Cuál es la interpretación?

☞ Main menu F10 (del menú inferior)

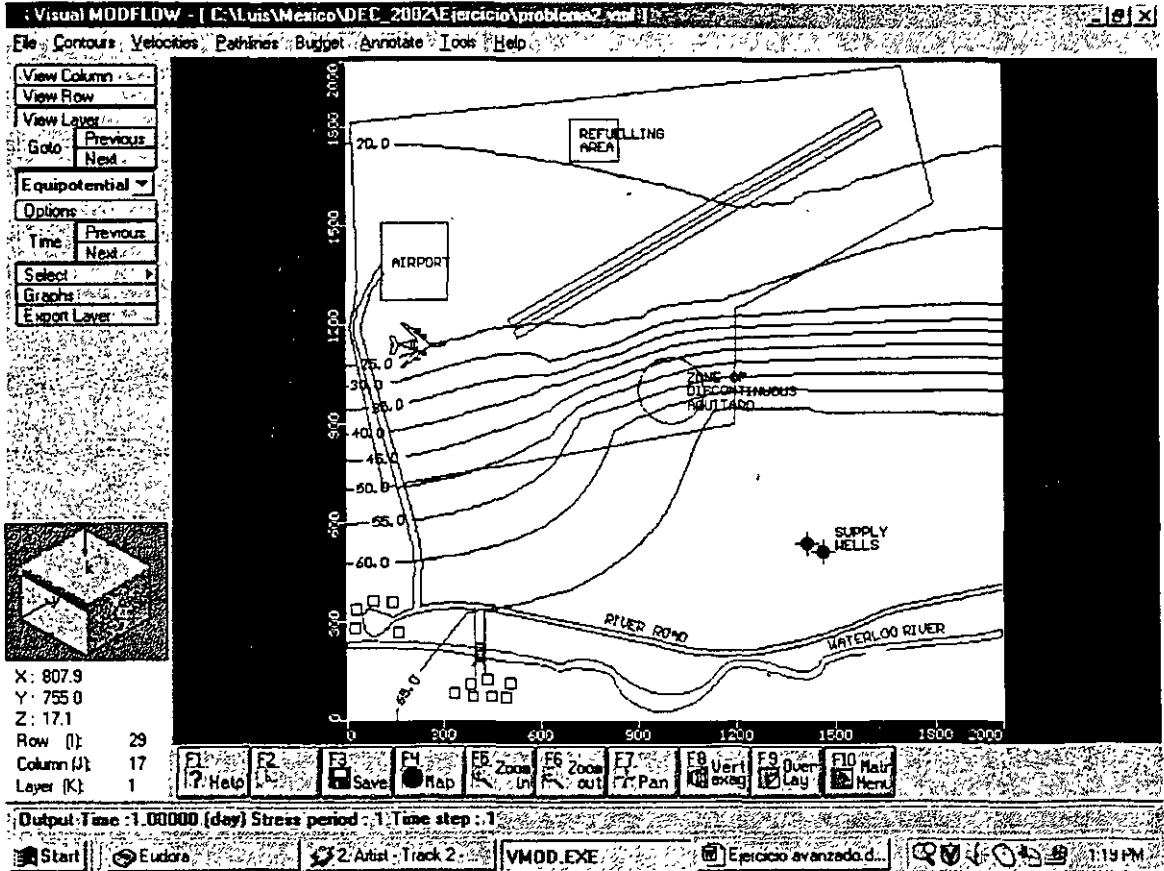
☞ File

☞ Exit

## Ejercicio Avanzado de Visual Modflow- Calibración

Del ejercicio anterior elimine la frontera de río, así como el efecto de la perforación abandonada.

Ahora calibre el modelo para obtener la siguiente configuración piezométrica en la primera capa. (seguir utilizando el estado estacionario)





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS

Del 8 al 12 de Septiembre

### MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS

TEMA  
"GWV MODELOS EN GEOQUÍMICA Y  
PRUEBAS DE BOMBEO

EXPOSITOR: ING. DAVID GONZALEZ POSADAS  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.

# **PRUEBAS DE BOMBEO**

ING. DAVID GONZÁLEZ POSADAS

## **1.- GENERALIDADES**

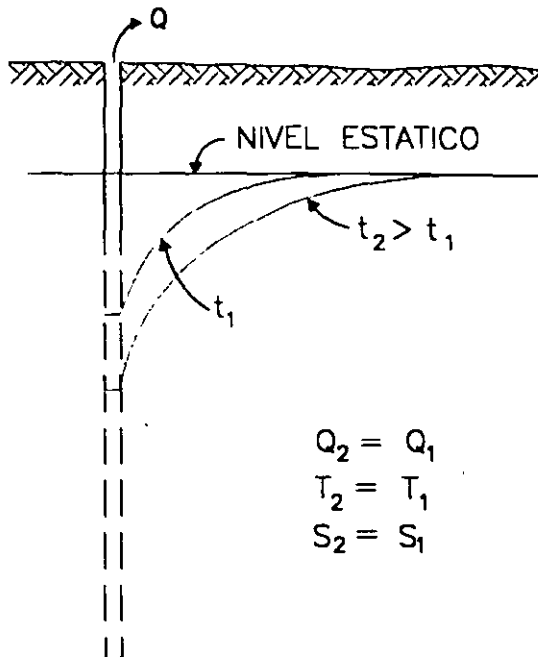
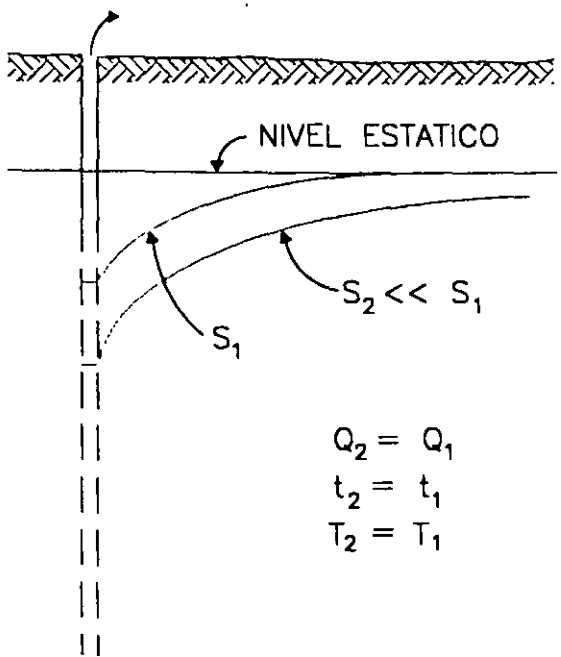
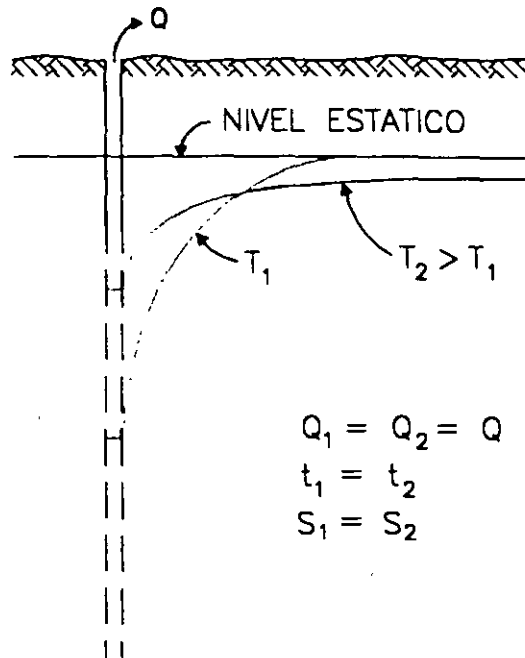
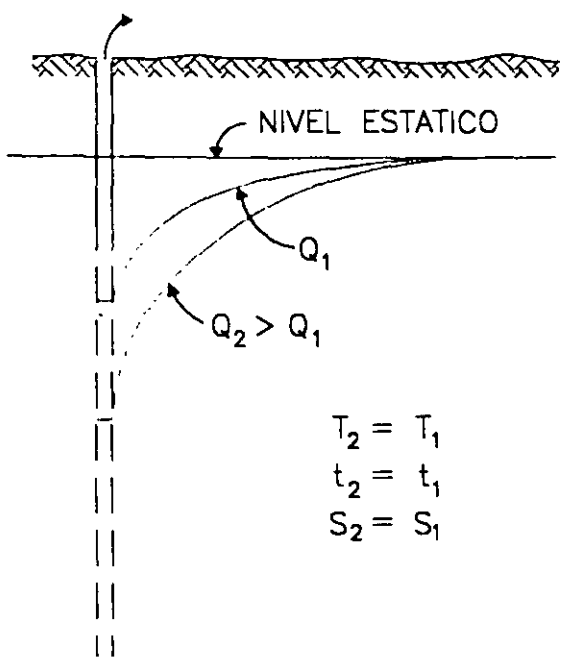
La realización de una prueba de bombeo consiste en observar los efectos de abatimiento o recuperación de los niveles piezométricos en un acuífero. Los niveles son obtenidos a través de captaciones hidráulicas del tipo de pozos o norias y pueden ser observados en el propio pozo de bombeo (pozo de operación) o en pozos próximos a él (pozo de observación).

Al iniciarse el bombeo en un pozo, el nivel del agua sufre un abatimiento el cual es mayor en el propio pozo y decrece conforme aumenta la distancia. La fuerza que induce que el agua se mueva hacia el pozo, es el gradiente que se genera entre las cargas hidráulicas del propio pozo y las próximas a él.

El agua fluye a través del acuífero desde cualquier dirección, aumentando su velocidad conforme se acerca al pozo; expresado de acuerdo a la ley de Darcy nos dice que, en un medio poroso el gradiente hidráulico es directamente proporcional a la velocidad, por lo que el abatimiento en la superficie piezométrica forma un cono de depresión, cuyo tamaño y forma dependen del caudal, tiempo de bombeo, características del acuífero, La influencia de algunos de estos factores en la forma de la depresión piezométrica se muestra en la figura 1.

## **2.- OBJETIVOS**

El objetivo principal de las pruebas de bombeo es estimar las características hidrodinámicas de la formación acuífera como son transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento. También se llega a definir a través de la interpretación de pruebas de bombeo, el tipo de acuífero, la existencia de barreras laterales, recarga de ríos o manantiales, radio de influencia del pozo, factor de infiltración y predicción del comportamiento de los niveles piezométricos.



INFLUENCIA DEL CAUDAL (Q), TIEMPO DE BOMBEO (t), TRANSMISIBILIDAD (T) Y ALMACENAMIENTO (S), EN EL CONO DE DEPRESION.

FIGURA 1



### **3.- EQUIPO NECESARIO**

- a) Sonda eléctrica (dos en caso de que se cuente con pozo de observación).
- b) Cronómetro.
- c) Regla de aforo (si el pozo tiene descarga libre y no cuenta con medidor de flujo) ver figura 2.
- d) Flexómetro.

### **4.- SELECCIÓN DEL SITIO DE LA PRUEBA**

En ocasiones, el sitio de la prueba está obligado, por ejemplo, cuando se trata de un problema de carácter local o interesa conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

En estudios geohidrológicos de carácter regional para elegir el sitio de la prueba, generalmente se realizan en pozos existentes pero considerando los aspectos siguientes.

- Que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- Que la profundidad de nivel del agua sea fácilmente medible.
- Que el agua bombeada no se infiltre hasta el acuífero en las proximidades del pozo.
- Que las características constructivas y el corte geológico del pozo sean conocidos.
- El pozo es totalmente penetrante.
- Que los pozos próximos no operen durante la prueba.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso deberá juzgarse con cierto criterio, si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza significativamente o no, el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

### **5.- POZOS DE OBSERVACIÓN**

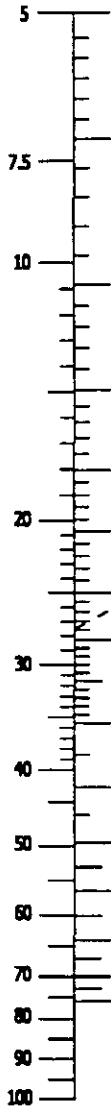
Para la interpretación completa de una prueba, lo ideal es contar con uno o varios pozos de observación dispuestos a diferentes distancias del pozo de bombeo. Cuando esto es posible las características deducidas son más confiables y representativas de un área mayor. Por ello, es muy recomendable disponer al menos de un pozo de observación.

# NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

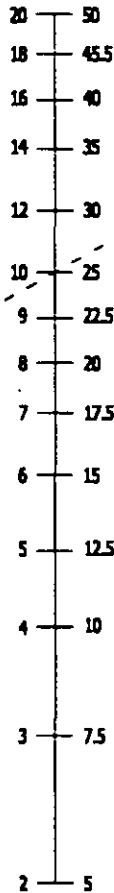
"A" EN CM CUANDO "H" ES IGUAL A 15 CM

$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{H}}$$

D, H, A, EN CM  
Q EN LT



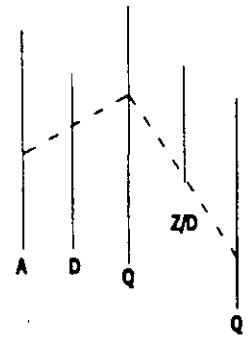
"D" DIÁMETRO INTERIOR DEL TUBO EN PULGADAS



"Q" GASTO EN LA DESCARGA EN LT/SEG



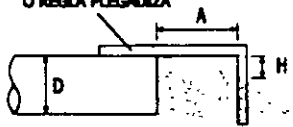
SOLUCIÓN



"Q" GASTO AJUSTADO PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS LT/SEG

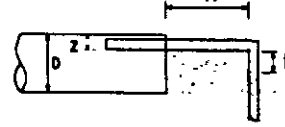


ESQUADRA DE CARPINTERO  
O REGLA PLEGADIZA



EjemPlo 1  
TUBO LLENO  
EL DIÁMETRO DEL TUBO 25 CM (10")  
"A" = 27.5 cm  
"H" = 15 cm  
"Q" = 61 LTS/SEG

ESQUADRA DE CARPINTERO  
O REGLA PLEGADIZA



EjemPlo 2  
TUBO PARCIALMENTE LLENO  
EL DIÁMETRO DEL TUBO 25 CM (10")  
"A" = 27.5 cm  
"H" = 15 cm  
"Z" = 5 cm  
Z/D = (FALTANTE/DIÁMETRO) = (5/25) = 0.20

En la práctica es común que por razones presupuestales no se cuente con pozos de observación, por lo que la prueba se limita a interpretar las mediciones observadas en el propio pozo de bombeo. Los niveles dinámicos observados en dicho pozo pueden presentar cierta inconsistencia de acuerdo al comportamiento esperado, esto es debido a características constructivas del propio pozo, por lo anterior los resultados obtenidos de pruebas interpretadas en el pozo de operación, deberán tomarse con su debida reserva.

## **6.- EJECUCIÓN DE LA PRUEBA**

Habiendo revisado el correcto funcionamiento del equipo de medición se inicia midiendo el nivel estático en el pozo de bombeo y en los pozos de observación. Se anotará la hora de inicio y datos distintivos de cada pozo.

Se iniciará el bombeo, procurando mantener un caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuencia de tiempos que se indica a continuación.

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACIÓN DEL BOMBEO	
	T I E M P O	
1	0	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACIÓN DEL BOMBEO
2	15	SEGUNDOS
3	30	SEGUNDOS
4	1	MINUTO
5	2	MINUTOS
6	4	MINUTOS
7	8	MINUTOS
8	15	MINUTOS
9	30	MINUTOS
10	1	HORA
11	2	HORAS
12	4	HORAS
13	8	HORAS
14	16	HORAS
15	24	HORAS
16	32	HORAS
17	40	HORAS
18	48	HORAS
		CADA 8 HASTA 72 HORAS

A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo.

Con las observaciones realizadas, se construirá en el sitio de la prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y para cada uno de los pozos de observación. En la graficación podrá utilizarse papel semilogarítmico o logarítmico (los tiempos se llevarán en la escala logarítmica). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto desarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medición, variaciones sensibles del caudal y otras anomalías causadas por factores externos, y constituyen un elemento de juicio para continuar o suspender una prueba.

Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo del pozo bombeado se observe estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 horas, podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada, (ver figura 3).

Una vez concluida la etapa de bombeo, se incluirá la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones con la misma secuencia que la etapa de abatimiento. Estos tiempos son una guía de la frecuencia con que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede hacerse contacto con el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

## 7.- ANÁLISIS DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO

### 7.1.- REGIMEN ESTABLECIDO

Cuando se bombeo agua mediante un pozo, esta se deriva del almacenamiento del acuífero, y en tanto no exista una recarga vertical, el cono de depresión se va extendiendo más y más, decreciendo la magnitud de los abatimientos a medida que el área afectada es mayor. hasta que la superficie piezométrica se estabiliza en las proximidades del pozo y se llega a una condición de flujo establecido.

Las fórmulas para un pozo descargando bajo condiciones de flujo establecido, se derivaron desde tiempo atrás por varios investigadores, existiendo dos fórmulas básicas; una para acuíferos libres y otra para confinados.

Para un acuífero libre, la fórmula es.

$$H_2^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} L \frac{r_2}{r_1} \text{-----}(1)$$

En la cual:  $h_1$  = Altura piezométrica a la distancia  $r_1$  del pozo de bombeo

$h_2$  = Altura piezométrica a la distancia  $r_2$  del pozo de bombeo

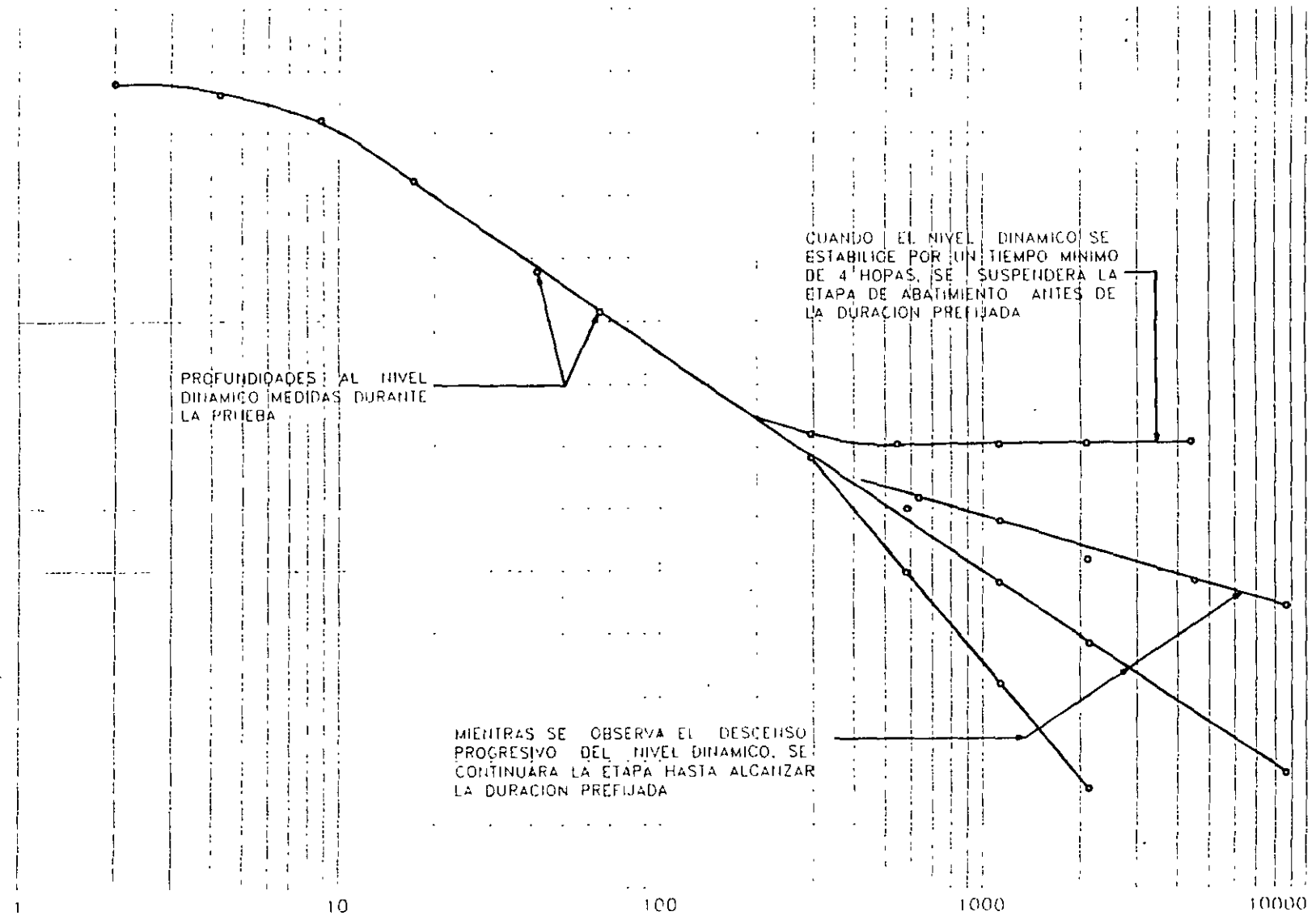
$Q$  = Caudal de bombeo

$K$  = Permeabilidad

$L$  = Logaritmo base "e"

Ver figura No. 4.

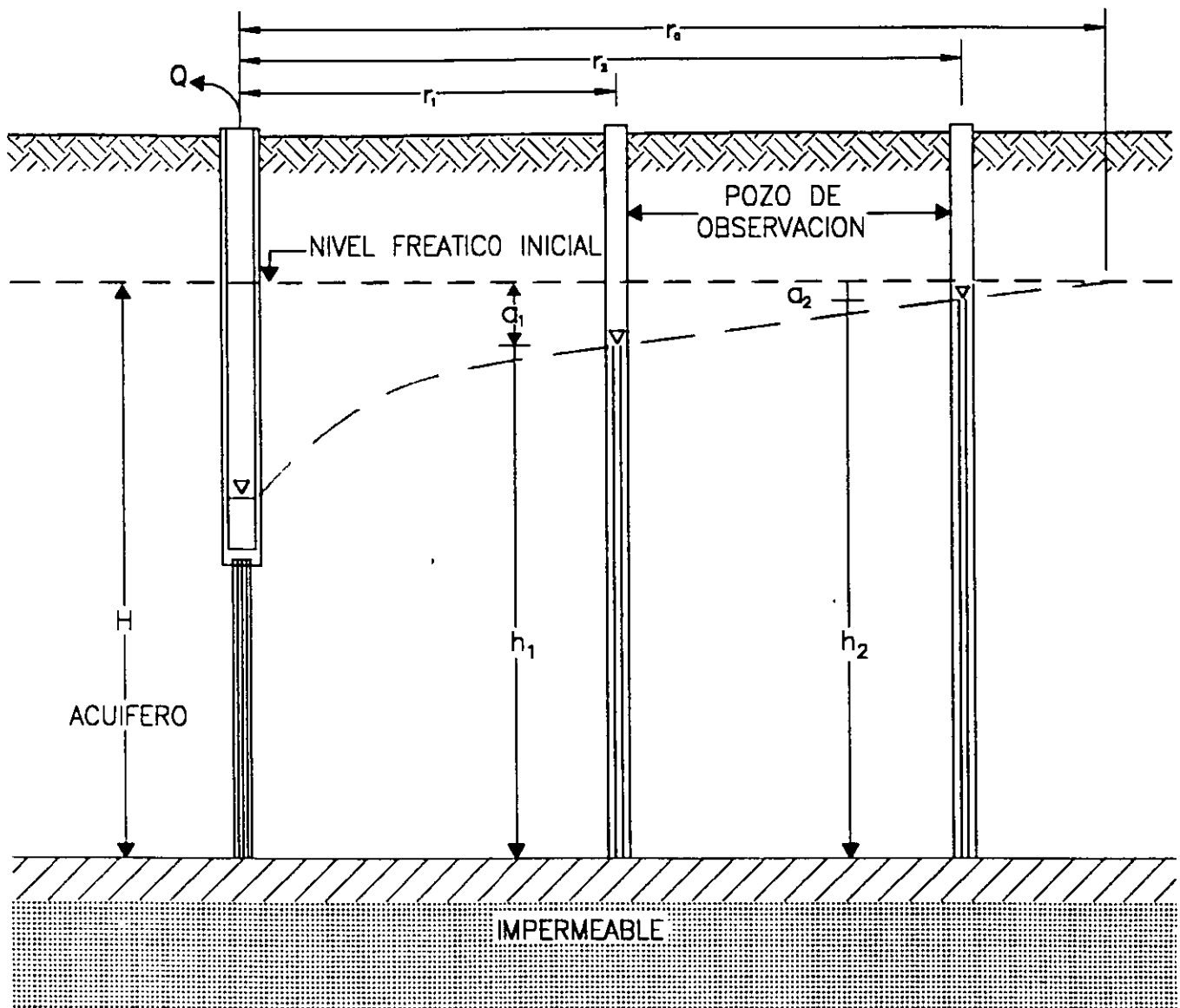
PROFUNDIDAD AL NIVEL DINAMICO. EN METROS.



TIEMPO DE BOMBEO EN MINUTOS

FIGURA 5

REGIMEN DE FLUJO ESTABLECIDO  
HACIA POZOS EN UN ACUIFERO LIBRE



$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} L \frac{r_2}{r_1}$$

(Fórmula de Dupuit)

FIGURA 4

La fórmula correspondiente a un acuífero confinado es:

$$h_2 - h_1 = \frac{Q}{2 \pi K b} L \frac{r_1}{r_2} \text{-----(2)}$$

En la cual  $b =$  espesor del acuífero. Y los demás terminos, son los mismos que los de la expresión anterior. Ver figura 5.

La derivación de las fórmulas anteriores, está basada en las siguientes hipótesis simplicatorias:

- a) El acuífero es homogéneo e isótropo en el área afectada por el bombeo
- b) El espesor saturado inicial del acuífero libre, es constante
- c) Para el acuífero confinado, el espesor es constante
- d) El pozo penetra totalmente al acuífero
- e) La superficie piezométrica (o freática) es horizontal antes de iniciarse el bombeo
- f) El abatimiento y el radio de influencia no varían con el tiempo.
- g) El flujo es laminar.

Estas hipótesis parecen limitar seriamente la aplicabilidad de ambas fórmula, pero en realidad no es así, la permeabilidad media del acuífero es más o menos constante; aunque la superficie piezométrica no es completamente horizontal en ningún caso, el gradiente hidráulico es generalmente muy pequeño y no afecta sensiblemente la forma de la superficie piezométrica; el flujo es laminar en la mayor parte del área afectada por bombeo, y solo en la vecindad inmediata del pozo de bombeo puede llegar a ser turbulento; aunque el flujo no es rigurosamente establecido, después de cierto tiempo de bombeo puede considerarse como tal en un área próxima al pozo de bombeo.

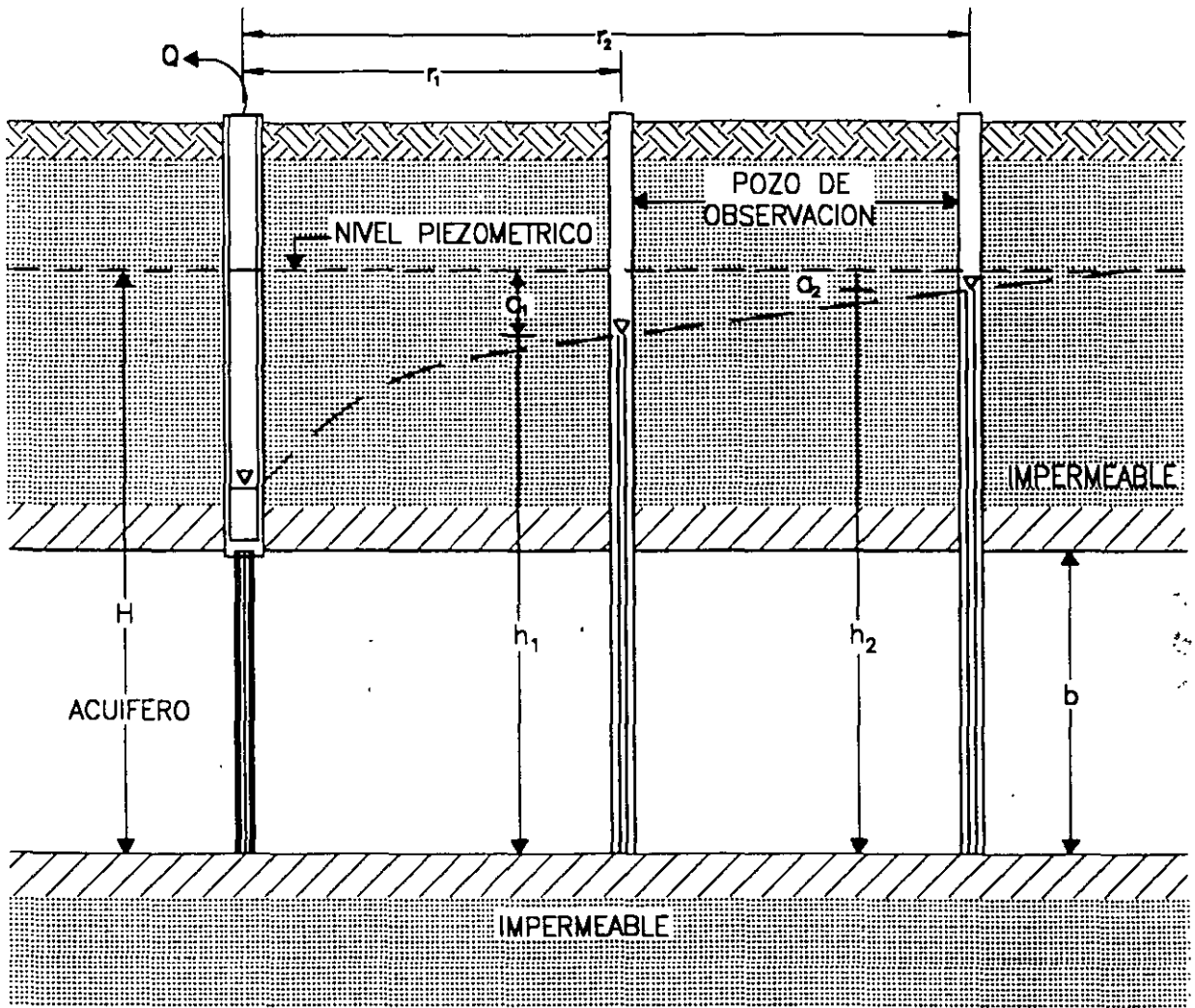
Teniendo dos pozos de observación se obtiene la permeabilidad despejando de la s ecuaciones 1 y 2.

$$K = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} L \frac{r_2}{r_1} \text{ para acuífero libre}$$

$$K = \frac{Q}{2 \pi b(h_2^2 - h_1^2)} L \frac{r_2}{r_1} \text{ para acuífero confinado}$$



REGIMEN DE FLUJO ESTABLECIDO  
HACIA POZOS EN UN ACUIFERO CONFINADO



$$a = h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi K b} L \frac{r_1}{r_2}$$

(Fórmula de Thiem)

FIGURA 5

Por otra parte

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \text{-----(4)}$$

Despejando S

$$S = \frac{4 T t}{r^2} u$$

Donde: r es la distancia al pozo de bombeo; t, tiempo de bombeo; S, coeficiente de almacenamiento, T, transmisibilidad.

Los valores de la función de pozo en relación con los de u, se encuentra en tabla 1. los cuales vaciados en una gráfica de W(u) contra 1/u en papel logarítmico, nos da una curva tipo para interpretar pruebas de bombeo en pozos totalmente penetrantes en acuíferos confinados (figura 6).

En base a las fórmulas 3 y 4 Theis desarrolló un método gráfico de solución para determinar los parámetros T y S, de acuerdo a los pasos siguientes:

- a) Trazar la curva tipo W(u)-1/u en papel con trazo doble logarítmico.
- b) Construir la gráfica abatimiento – tiempo del pozo de observación en papel idéntico al utilizado en el inciso a.
- c) Superponer las gráficas manteniendo los ejes paralelos y buscar la coincidencia de la curva de campo y la curva tipo.
- d) Substituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones (3) y (4), despejando T y S.

En general, debe darse menor peso a los puntos correspondientes a los tiempos más cortos, pues en esta parte de la prueba pueden tenerse las mayores discrepancias entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para obtener la fórmula; hay cierto retraso que puede ser mayor en esta parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente: el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos mayores de bombeo, estas discrepancias se van minimizando y se tiene un ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Ejemplos de interpretación.....

Aún cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: no proporciona ninguna información respecto al coeficiente de almacenamiento del acuífero, y no permiten calcular la variación de los abatimientos en el tiempo. Además, no son aplicables al estudio de acuíferos semiconfinados, ni a sistemas de penetración parcial. Por otra parte su aplicación requiere de dos pozos de observación.

## 7.2.- REGIMEN TRANSITORIO

En 1935, C.V. Theis inició el estudio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio, al desarrollar la fórmula que lleva su nombre. Mediante ella pueden deducirse los valores de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento, a partir de los abatimientos registrados en uno o varios pozos de observación para diferentes tiempos de bombeo, con la ventaja de que no es necesario esperar la estabilización del cono de abatimiento, como en régimen establecido.

La derivación de la fórmula de Theis se basa en las siguientes consideraciones.

- a) El acuífero es homogéneo e isotrópico
- b) El espesor saturado del acuífero es constante
- c) El acuífero tiene extensión lateral infinita
- d) El bombeo del pozo es a costa del almacenamiento del acuífero
- e) El pozo penetra totalmente el acuífero
- f) El agua del acuífero es liberado instantáneamente con el abatimiento

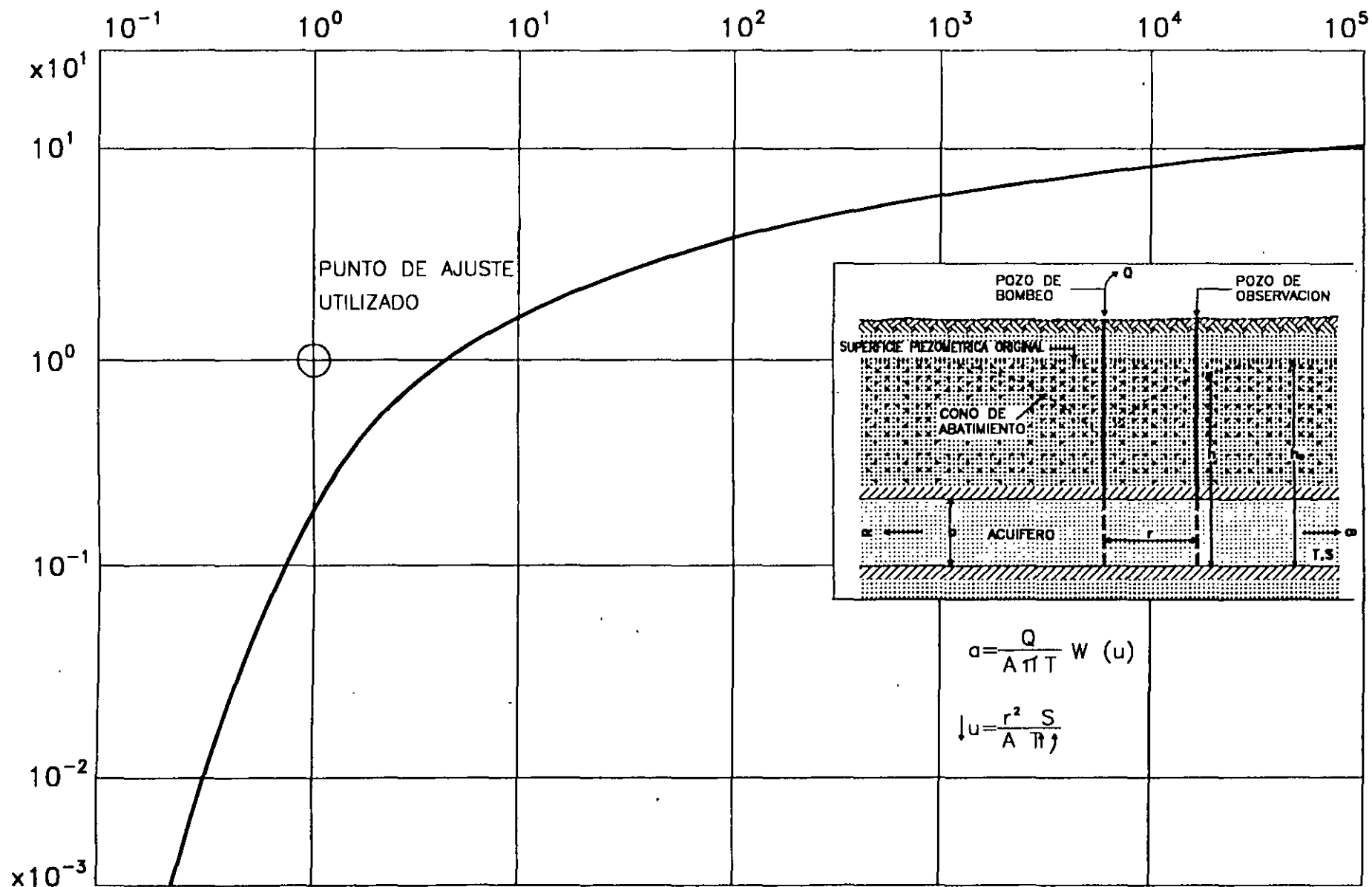
La solución desarrollada por Theis, es:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \text{-----} (3)$$

Despejando T.

$$T = \frac{Q}{4\pi a} W(u)$$

Donde: a es el abatimiento registrado a la distancia r del pozo de bombeo; Q, es el caudal, T la transmisibilidad; W(u), la función de pozo.



CURVA TIPO PARA INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE BOMBEO EN ACUIFEROS CONFINADOS

# Prueba de Bombeo

Pozo No. 40-OBS	Lugar SISTEMA ALZATE	Etapa de ABATIMIENTO	
Pozo de OBSERVACION	Distancia al pozo de operación (m) 100.00	Caudal en lps 100.00000	Duración en min. 940.0000

## Resultados

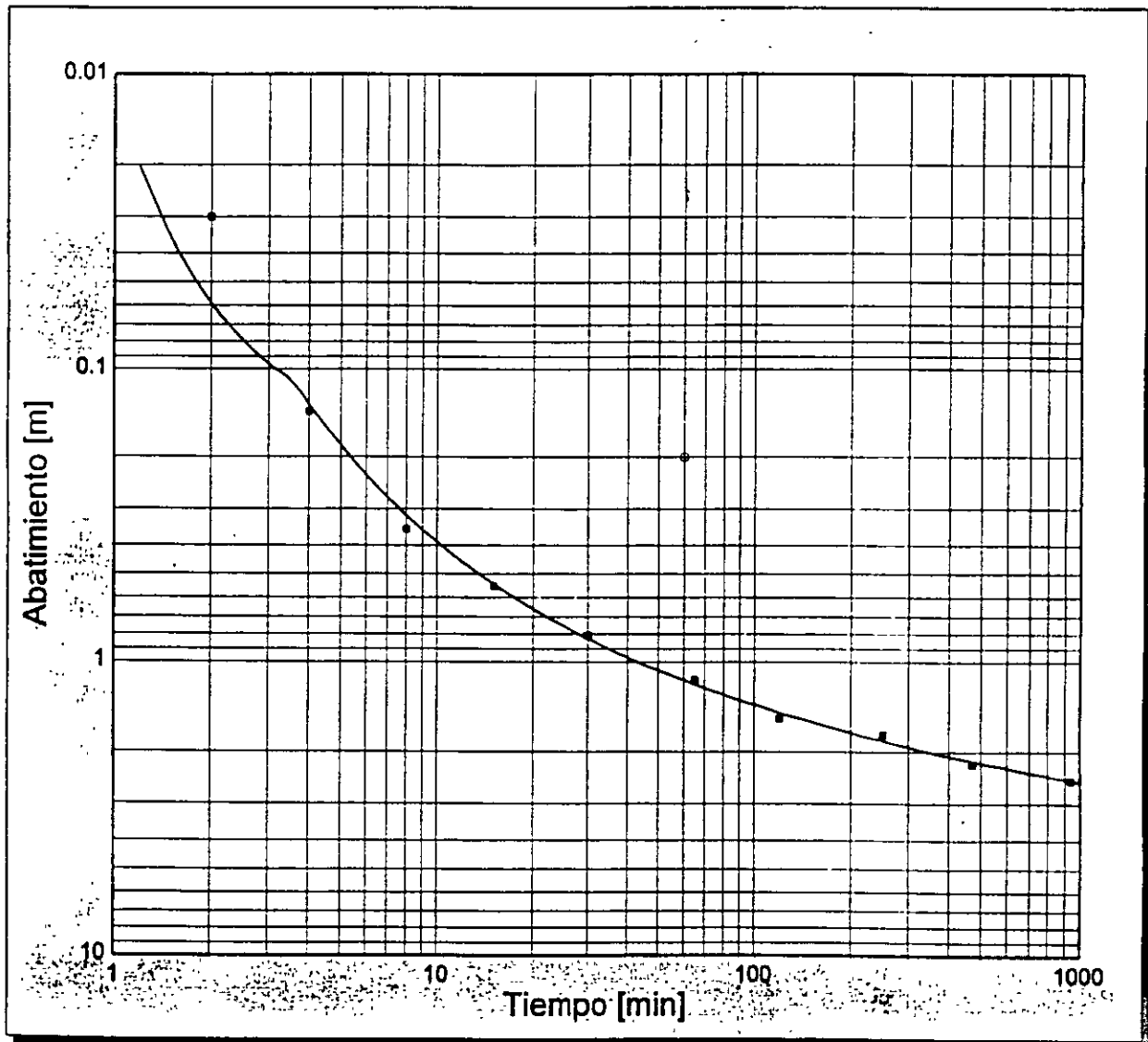
Transmisibilidad en m <sup>2</sup> /dia 1429.861 (0.0165)	Coeficiente de Almacenamiento 0.001362297	Estimación del Error (m) 0.04
--	--	----------------------------------

Método utilizado: Método de Theis

Tiempo en min.	Profundidad en m	Caudal en lps	Valor no tomado en cuenta	Valor estimado	Diferencia
1.2	0.02000	100.000		0.00000	-0.02000
2.0	0.03000	100.000		0.05917	0.02917
4.0	0.14000	100.000		0.13219	-0.05781
8.0	0.35000	100.000		0.31567	-0.03433
15.0	0.55000	100.000		0.54145	-0.00855
30.0	0.81000	100.000		0.83299	0.02299
60.0	0.20000	100.000		1.15043	0.95043
65.0	1.15000	100.000		1.18815	0.03815
120.0	1.55000	100.000		1.48172	-0.06828
250.0	1.75000	100.000		1.84022	0.09022
470.0	2.20000	100.000		2.15180	-0.04820
940.0	2.50000	100.000		2.49566	-0.00434

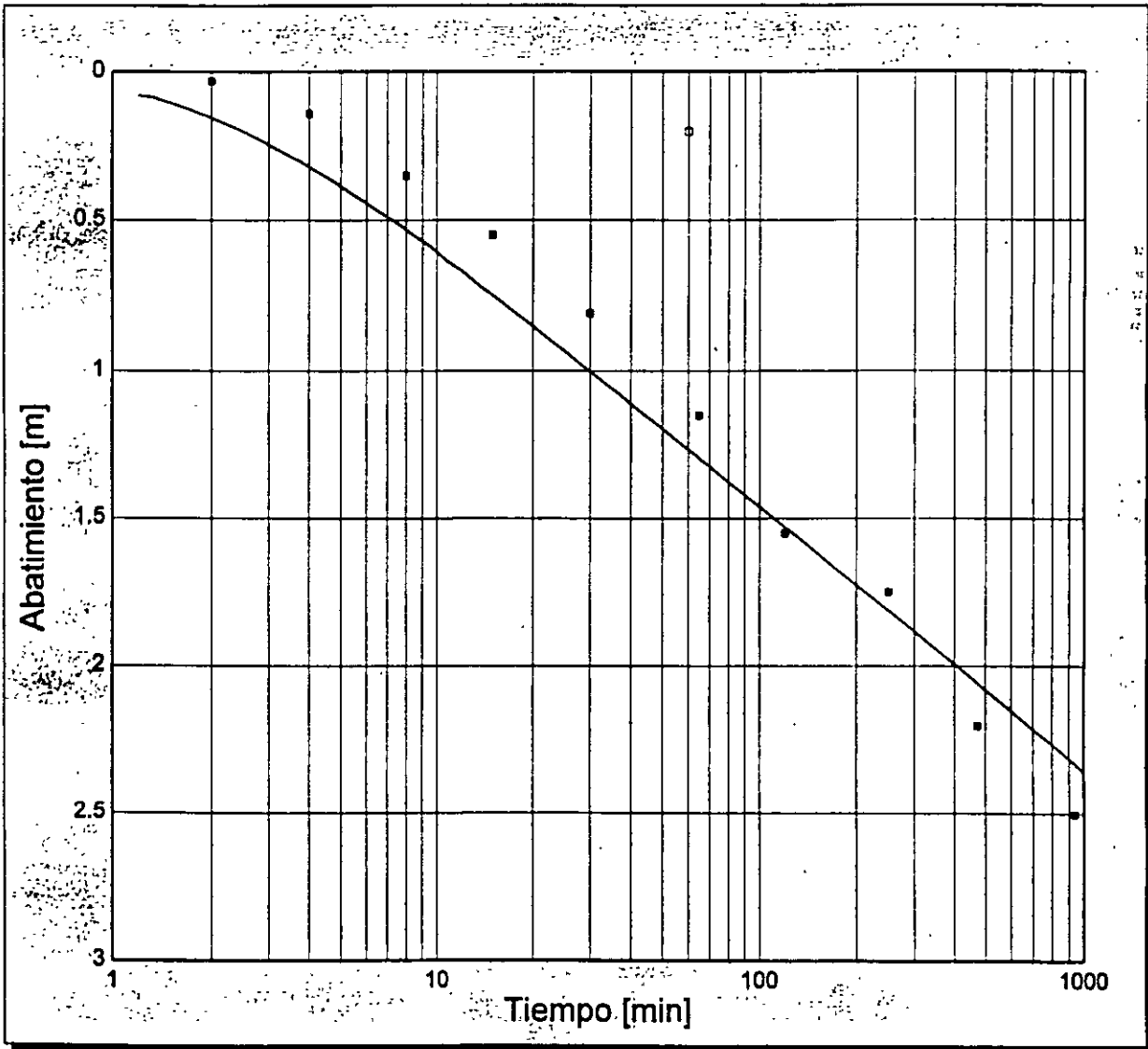
# Prueba de Bombeo

Pozo No. 40-OBS	Lugar SISTEMA ALZATE	Etapa de ABATIMIENTO
Pozo de OBSERVACION	Distancia al pozo de operación (m) 100.00	Caudal en lps 100.00000
		Duración en min 940.0000
<b>Resultados</b>		
Transmisibilidad en m <sup>2</sup> /dia 1429.861 (0.0165)	Coeficiente de Almacenamiento 0.001362297	Estimación del Error [m] 0.04
Método utilizado		Método de Theis



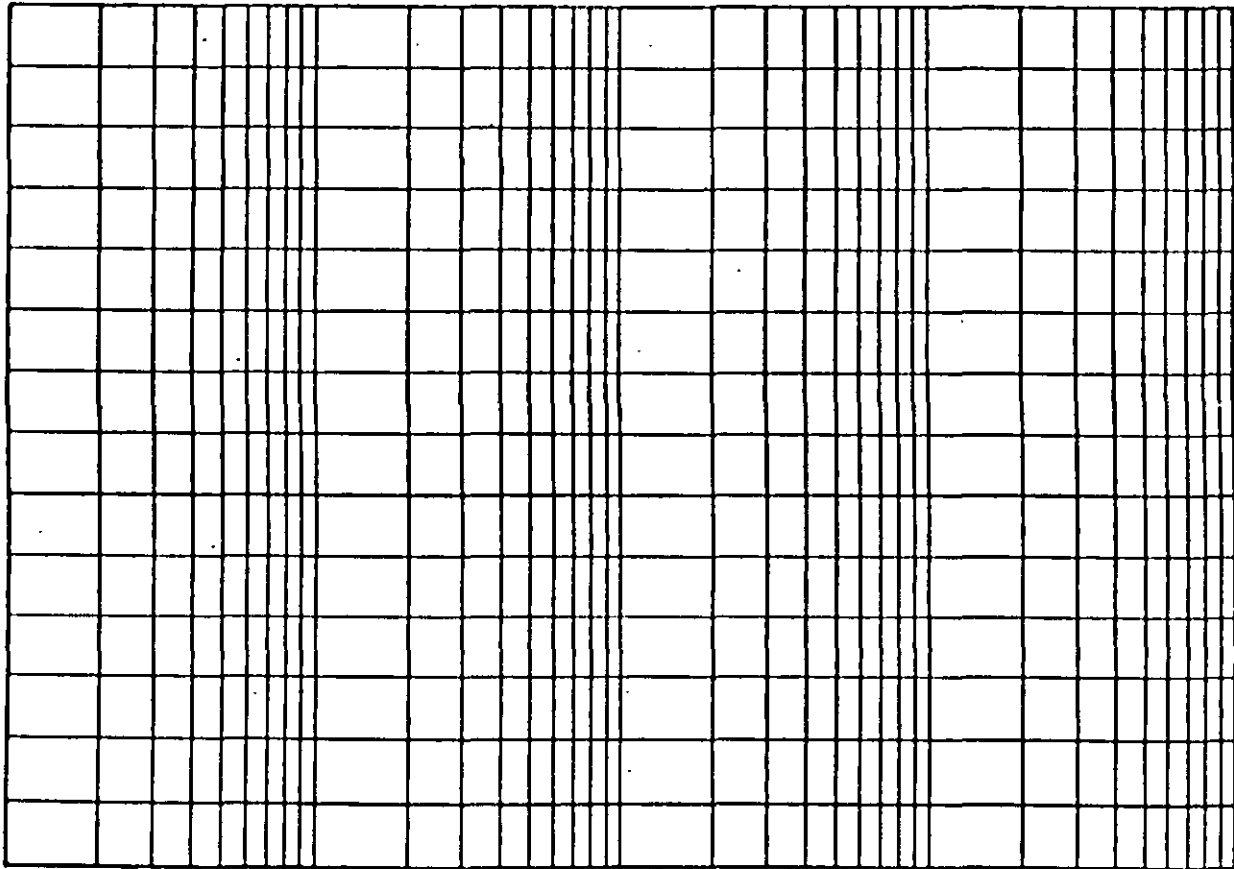
# Prueba de Bombeo

Pozo No. 40-OBS	Lugar SISTEMA ALZATE	Etapa de ABATIMIENTO	
Pozo de OBSERVACION	Distancia al pozo de operación (m) 100.00	Caudal en lps 100.0000	Duración en min 940.0000
			<b>Resultados</b>
Transmisibilidad en m <sup>2</sup> /dia 1832.453 (0.0212)	Coefficiente de Almacenamiento 0.0006559420	Estimación del Error [m] 0.15	
Método utilizado			Método de Jacob



REPRESENTACION SEMILOGARITMICA DE PRUEBAS DE BOMBEO

PROFUNDIDAD AL NIVEL DEL AGUA, (m)



TIEMPO EN

FECHA  
FIGURA

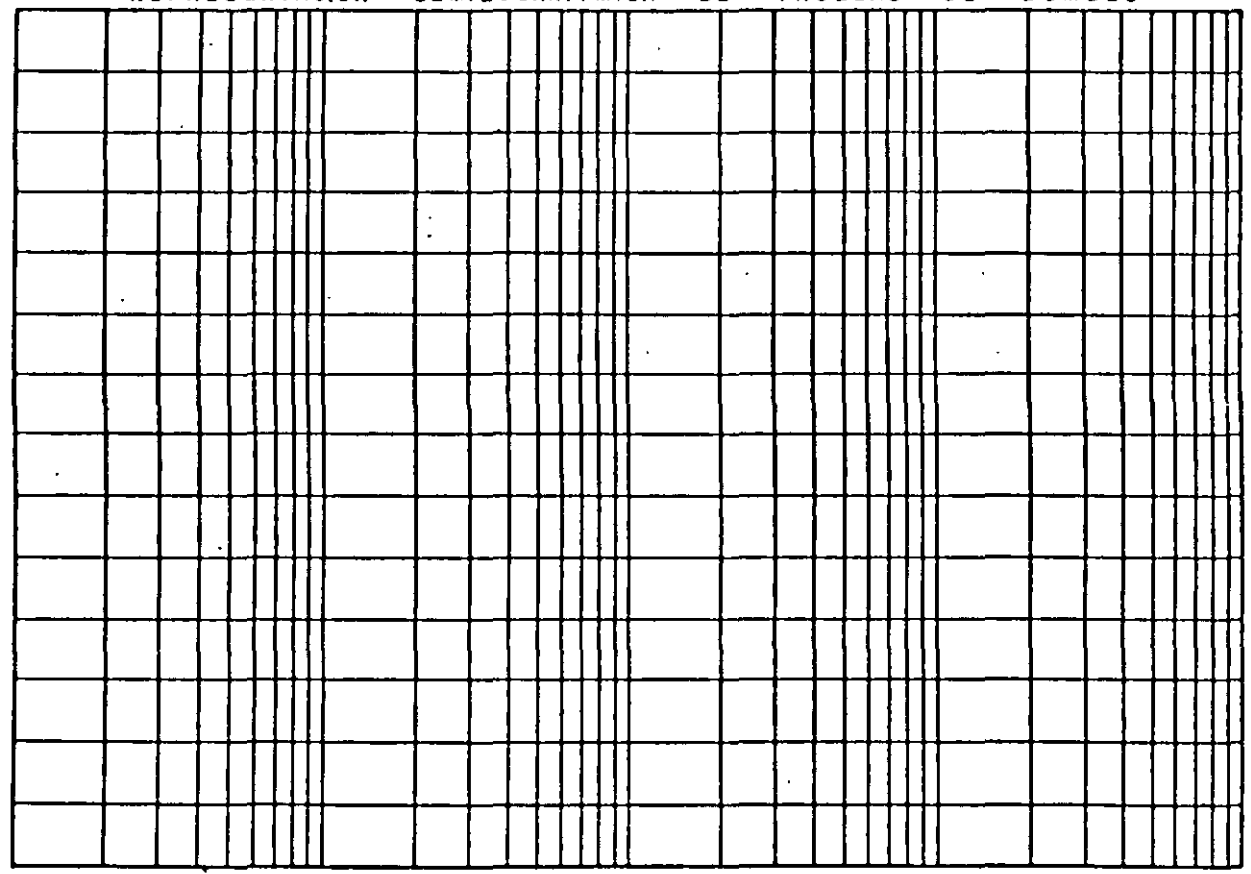
PRUEBA DE  
BOMBEO  
ETAPA DE



D

REPRESENTACION SEMILOGARITMICA DE PRUEBAS DE BOMBEO

PROFUNDIDAD AL NIVEL DEL AGUA, (m)



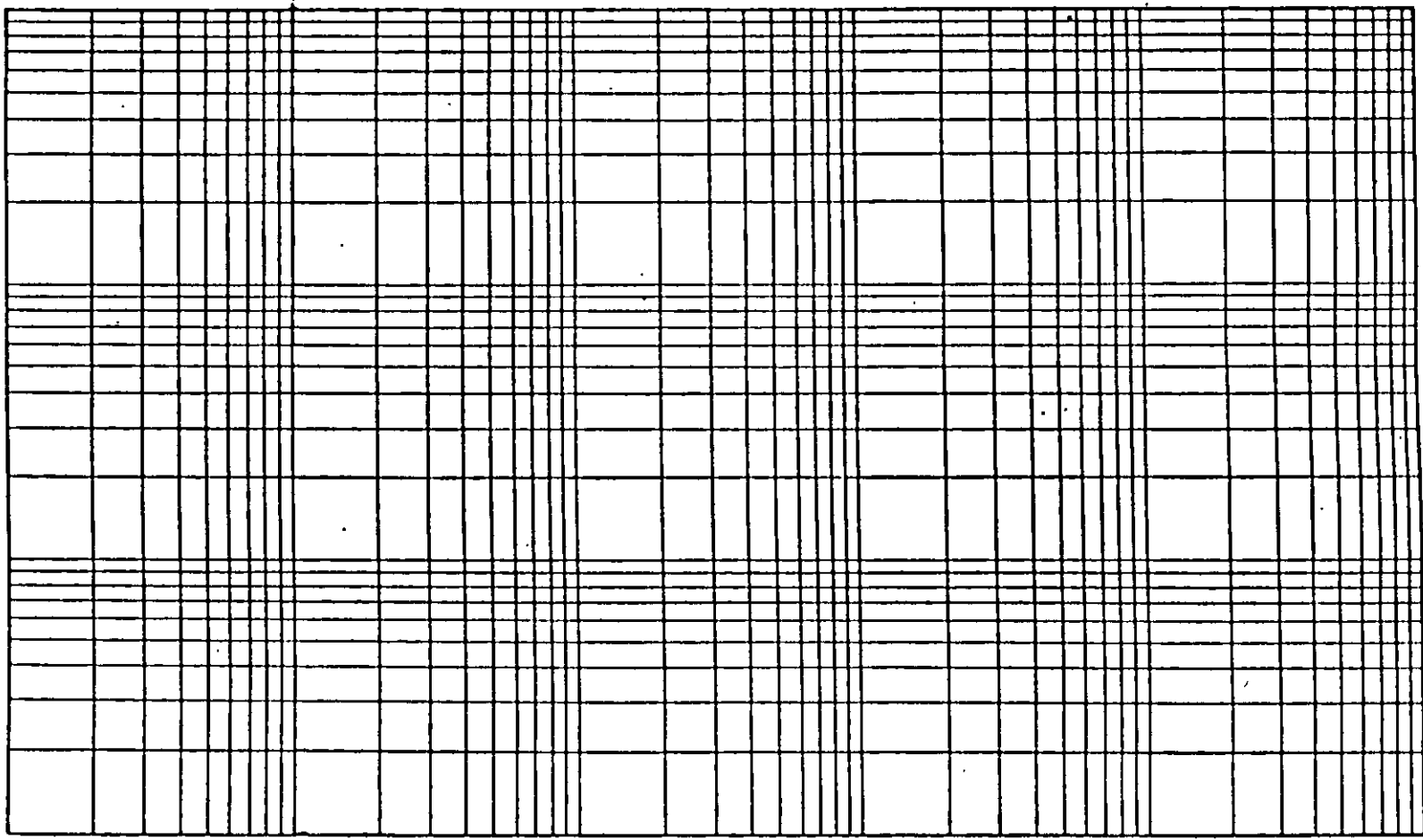
TIEMPO EN

FECHA  
FIGURA

PRUEBA DE  
BOMBEO  
ETAPA DE

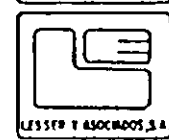
D

ABATIMIENTO EN METROS



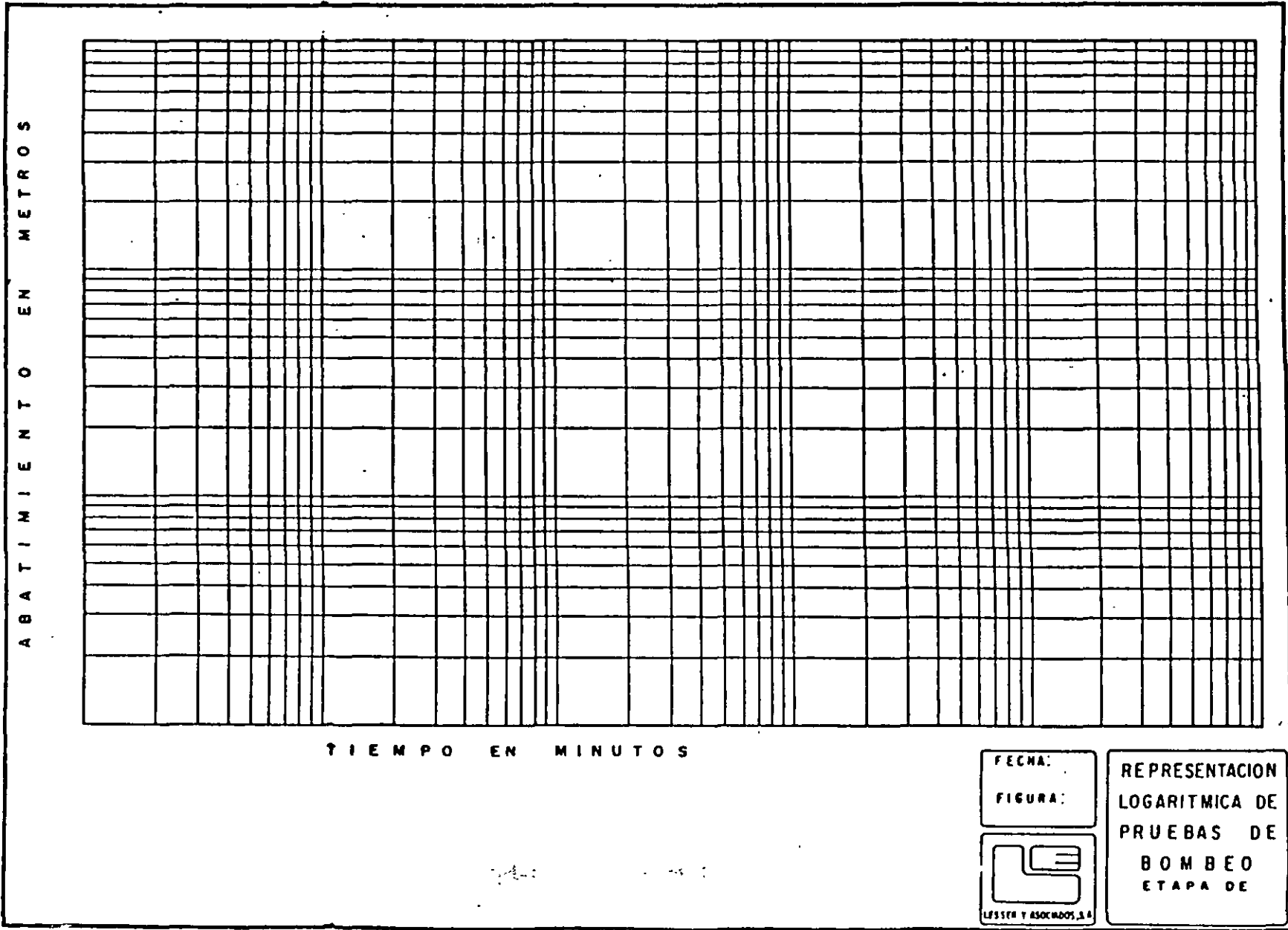
TIEMPO EN MINUTOS

FECHA:  
FIGURA:



REPRESENTACION  
LOGARITMICA DE  
PRUEBAS DE  
BOMBEO  
ETAPA DE


D



ABATIMIENTO EN METROS

TIEMPO EN MINUTOS

FECHA: \_\_\_\_\_  
FIGURA: \_\_\_\_\_



LESSEN Y ASOCIADOS, S.A.

REPRESENTACION  
LOGARITMICA DE  
PRUEBAS DE  
BOMBEO  
ETAPA DE

## FÓRMULA MODIFICADA PARA PRUEBAS DE BOMBEO CON REGIMEN TRANSITORIO

Un método más sencillo para la interpretación de las pruebas de bombeo, fue desarrollado por Jacob, quien observó que para tiempos largos ( $t > 5 S r^2 / T$ ), la ecuación (3), puede modificarse sin un error significativo a la forma siguiente:

$$a = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S} \text{-----}(5)$$

A partir de esta fórmula, desarrolló el método gráfico de interpretación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente.

- Construir la gráfica abatimiento (en escala aritmética) contra tiempo (en escala logarítmica).
- Pasar una recta por los puntos que se alinean, y determinar su pendiente, los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba generalmente se apartan de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ( $t < 5 S r^2 / T$ ) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.
- Si la pendiente de la recta de ajuste es  $\Delta s$ , la Transmisibilidad puede obtenerse de la expresión.

$$T = \frac{0.183 Q}{\Delta s} \text{-----}(6)$$

- Determinar el valor del tiempo,  $t_0$ , para el cual la prolongación de la recta de ajuste intercepta la línea de abatimiento nulo.
- Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión.

$$S = \frac{2.24 T t_0}{r^2} \text{-----}(7)$$

Ejemplos de interpretación .....

El método anterior puede seguirse, cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se gráfica el abatimiento (en escala aritmética) contra la distancia (en escala logarítmica). Los coeficientes buscados se obtienen mediante las fórmulas.

$$T = \frac{0.366 Q}{\Delta S} \text{ y } S = \frac{2.25 Tt}{r^2} \text{ ----- (8)}$$

En donde r corresponde al valor para el cual la prolongación de la recta de ajuste intercepta la línea de abatimiento nulo.

La forma más general del método, se aplica cuando se tienen observaciones en varios pozos de observación para diferentes tiempos, en este caso, los valores de la relación  $t/r$  se anotan en el eje logarítmico, y se sigue la secuela descrita anteriormente

## **PRUEBAS DE BOMBEO EN ACUÍFEROS SEMICONFINADOS**

Probablemente, el acuífero más común en la naturaleza es el de tipo semiconfinado; los rellenos siempre tienen cierta estratificación, alternándose estratos de granulometría variada. Cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado. (ver figura 7).

Al bombearse un acuífero de este tipo se provocan abatimientos de sus niveles piezométricos, generándose una diferencia vertical de cargas, que induce el flujo descendente del agua a través del semiconfinante. La cantidad de agua que circula a través de este es directamente proporcional a la diferencia de cargas entre las superficies freática y piezométrica, e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica del mismo estrato.

Puesto que en este sistema solo una parte del volumen bombeado procede del acuífero, y el resto es aportado por el estrato adyacente el semiconfinante, el abatimiento de los niveles piezométricos es menor que en el caso del acuífero confinado. Como la aportación vertical aumenta con el tiempo, el abatimiento de los niveles piezométricos va decreciendo, hasta que la aportación vertical equilibra el caudal de extracción y en ese momento, los niveles piezométricos se estabilizan.

# ACUÍFERO SEMICONFINADO

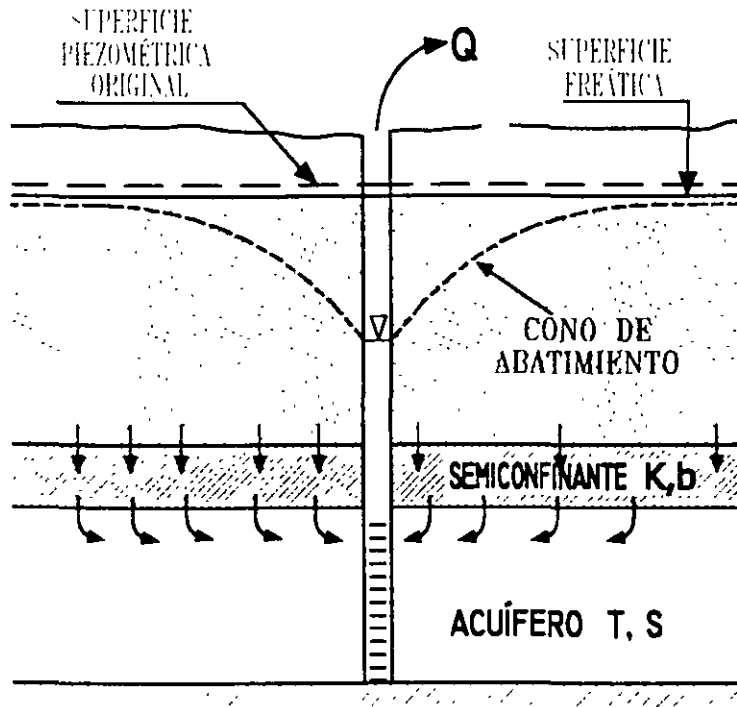


FIGURA 7

# ACUIFERO SEMICONFINADO

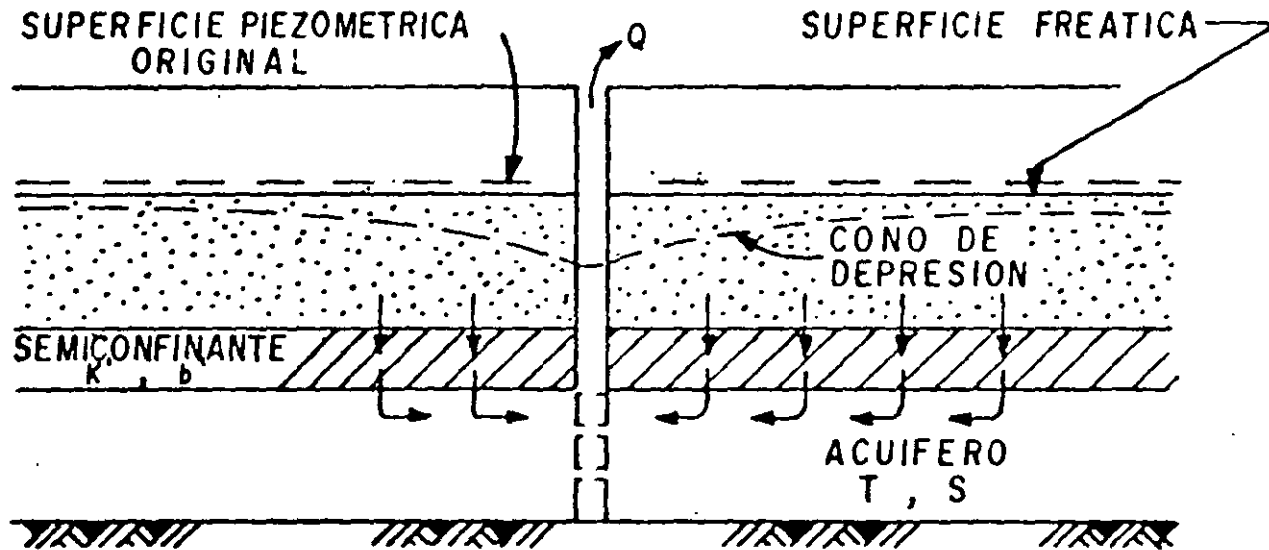


FIGURA 7

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente.

$$A = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B)$$

Despejando T:

$$T = \frac{Q}{4\pi a} W(u, r/B)$$

Por otra parte:

$$U = \frac{r^2 S}{4 T t}$$

Despejando S

$$S = \frac{4 T t}{r^2} u$$

Donde

$$B = \sqrt{T b' / K'}$$

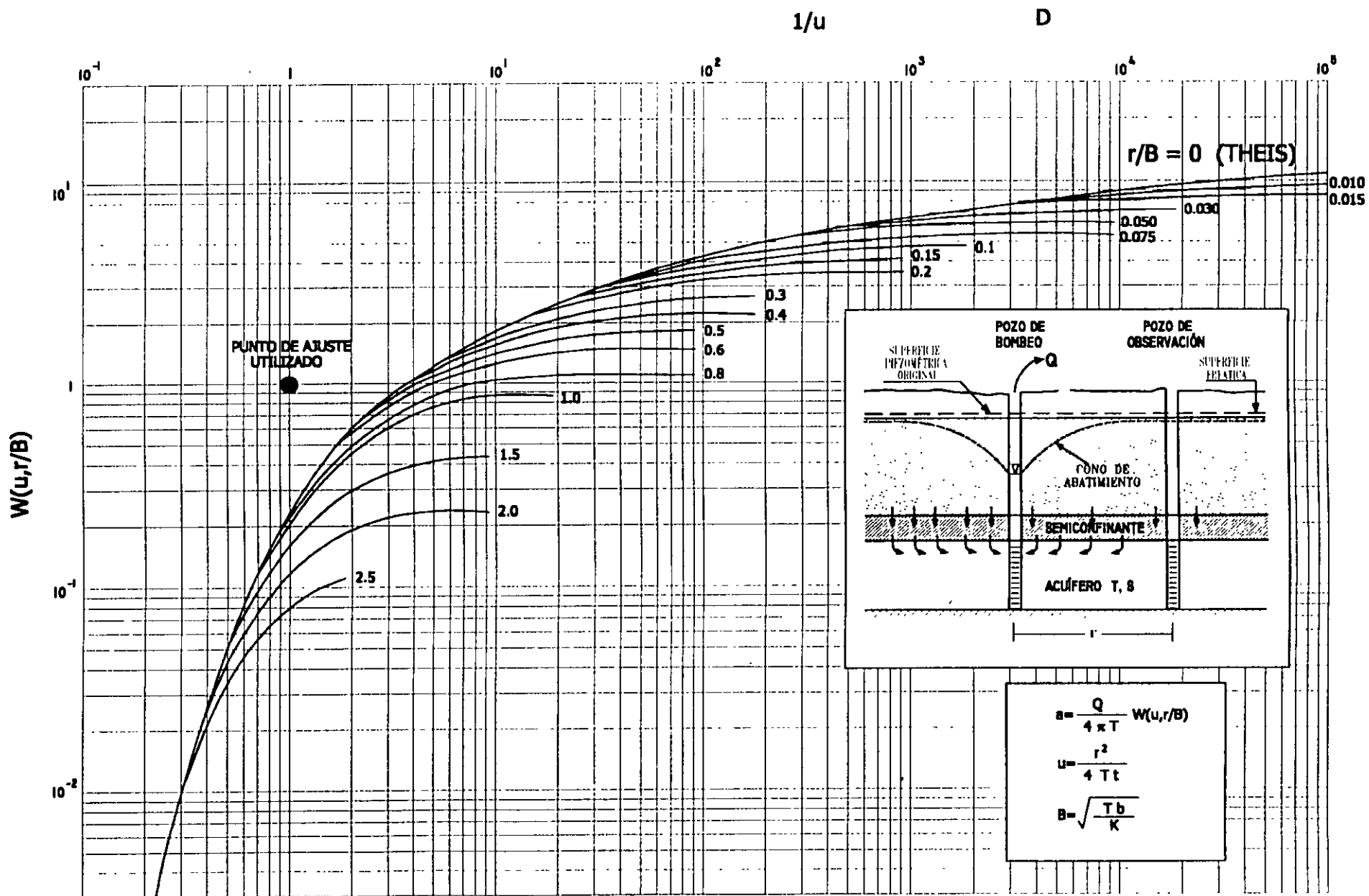
Siendo K' y b' la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante.

Las curvas tipo correspondientes a esta solución se presentan en la figura 8, en la cual puede apreciarse el comportamiento arriba descrito.

El procedimiento de interpretación de las pruebas en este caso es semejante al seguido en el caso de los acuíferos confinados, con la diferencia de que ahora debe buscarse la coincidencia entre la curva de campo y una de las curvas tipo. Lograda la coincidencia, se selecciona un punto de ajuste, y se substituyen los valores de sus coordenadas en las ecuaciones correspondientes, para deducir los parámetros buscados.

Ejemplos de interpretación.....





**CURVA TIPO PARA INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE BOMBEO  
EN ACUÍFEROS SEMICONFINADOS**

## MÉTODO GRÁFICO DE HANTUSH PARA ACUÍFEROS SEMICONFINADOS

- 1.- Graficar el abatimiento medido en un pozo de observación contra el tiempo en minutos en papel semilogarítmico y entrepolar los datos hasta que el máximo abatimiento ( $S_{max}$ ) se encuentre.
- 2.- Localizar el punto de inflexión en la curva de abatimiento tomando  $S_i = S_{max}/2$ , en donde  $S_i$  es el abatimiento en el punto de inflexión.
- 3.- Determinar gráficamente la pendiente  $m_i$  de la curva de abatimiento en el punto de inflexión y leer el tiempo  $t_i$  correspondiente al punto de inflexión.
- 4.- Como se comprueba en el apéndice A del libro Geohydrology de De Wiest. (ref. 1).

$$e^{r/b} K_o r = \frac{2.3 S_i}{B} \quad \text{mi}$$

Los valores de la función  $e^x k_o(X)$  en donde  $x = r/b$ , han sido trabajados por Hantush. Aquí la función está determinada por la relación 2.3 si/mi. El valor del argumento, llamado  $r/B$ , puede determinarse mediante la tabla 1.

- 5.- Calcular  $T$  de la fórmula siguiente:

$$T = \frac{0.159 \times Q}{S_{max}} K_o(r/b)$$

- 6.- En el punto de inflexión

$$U_i = \frac{r^2 S}{4 \times 60 T t_i} = \frac{r}{2b}$$

de esta relación se puede obtener  $S$ .

## PRUEBA DE BOMBEO EN ACUÍFEROS LIBRES

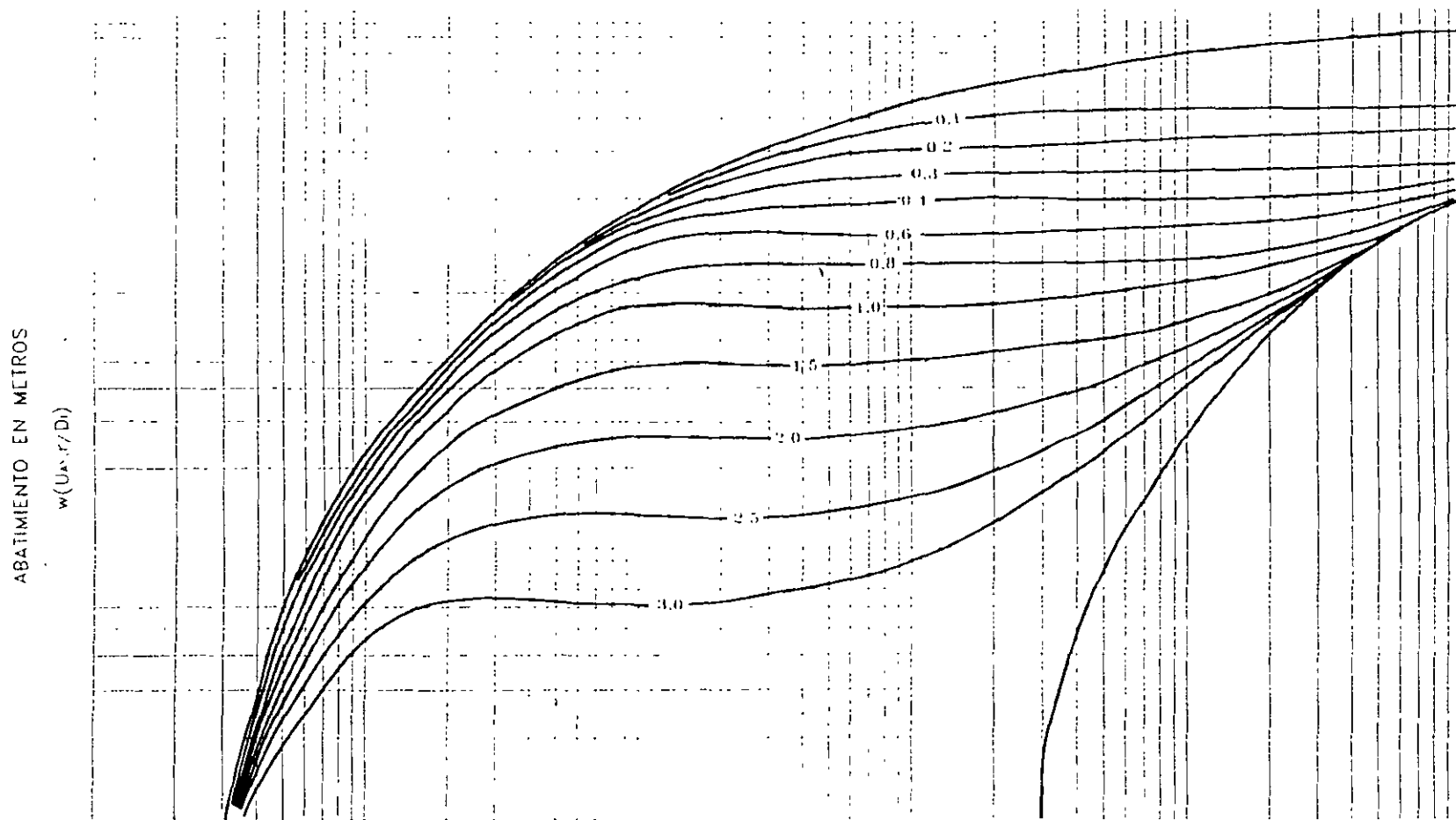
Los acuíferos libres se caracterizan por estar limitados superiormente por una superficie freática, puesto que el espesor saturado del acuífero varía con las fluctuaciones de esta

superficie. la transmisibilidad del acuífero es también variable en el área y en el tiempo. Si las fluctuaciones de los niveles son poco significativos con respecto al espesor del acuífero, la transmisibilidad puede suponerse constante, y la interpretación de las pruebas se efectúan como si se tratara de un acuífero confinado. En cambio, si dichas fluctuaciones son importantes, específicamente, mayores del 20% del espesor saturado del acuífero, los abatimientos medidos se corrigen en la forma siguiente.

$$ac = a - \frac{a^2}{2b}$$

Siendo  $ac$  el abatimiento corregido y  $b$ , el espesor saturado inicial del acuífero, los abatimientos así corregidos, se interpretan como si se tratara de un acuífero confinado.

CURVA TIPO PARA INTERPRETACION EN ACUIFERO LIBRE



TIEMPO DE BOMBEO EN MINUTOS

$$T = Q w(U, r/D, t) / 4 \pi a$$

$$S = 4T, U, r$$

REPRESENTACION LOGARITMICA  
DE PRUEBAS DE BOMBEO

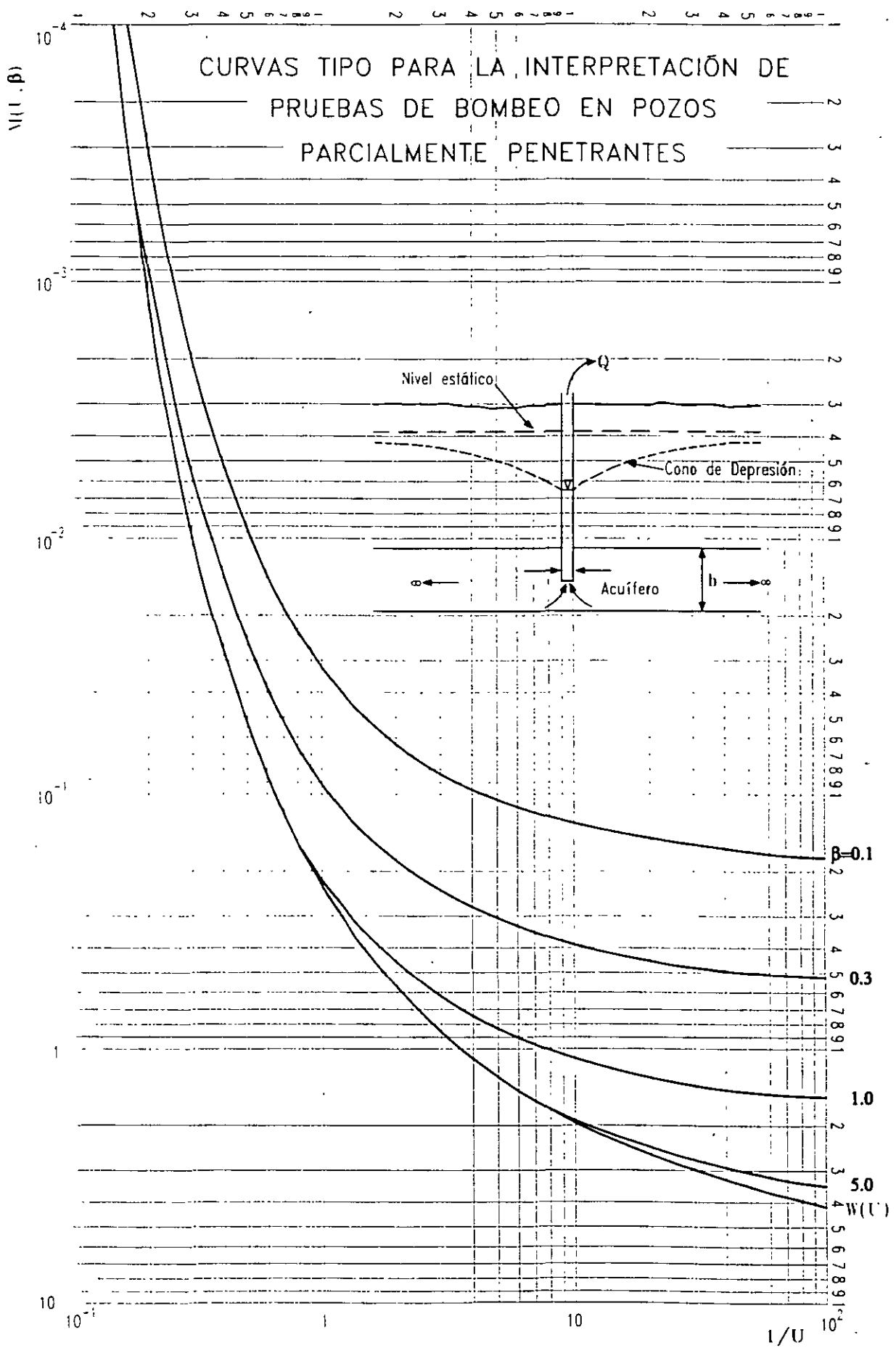


FIGURA 10

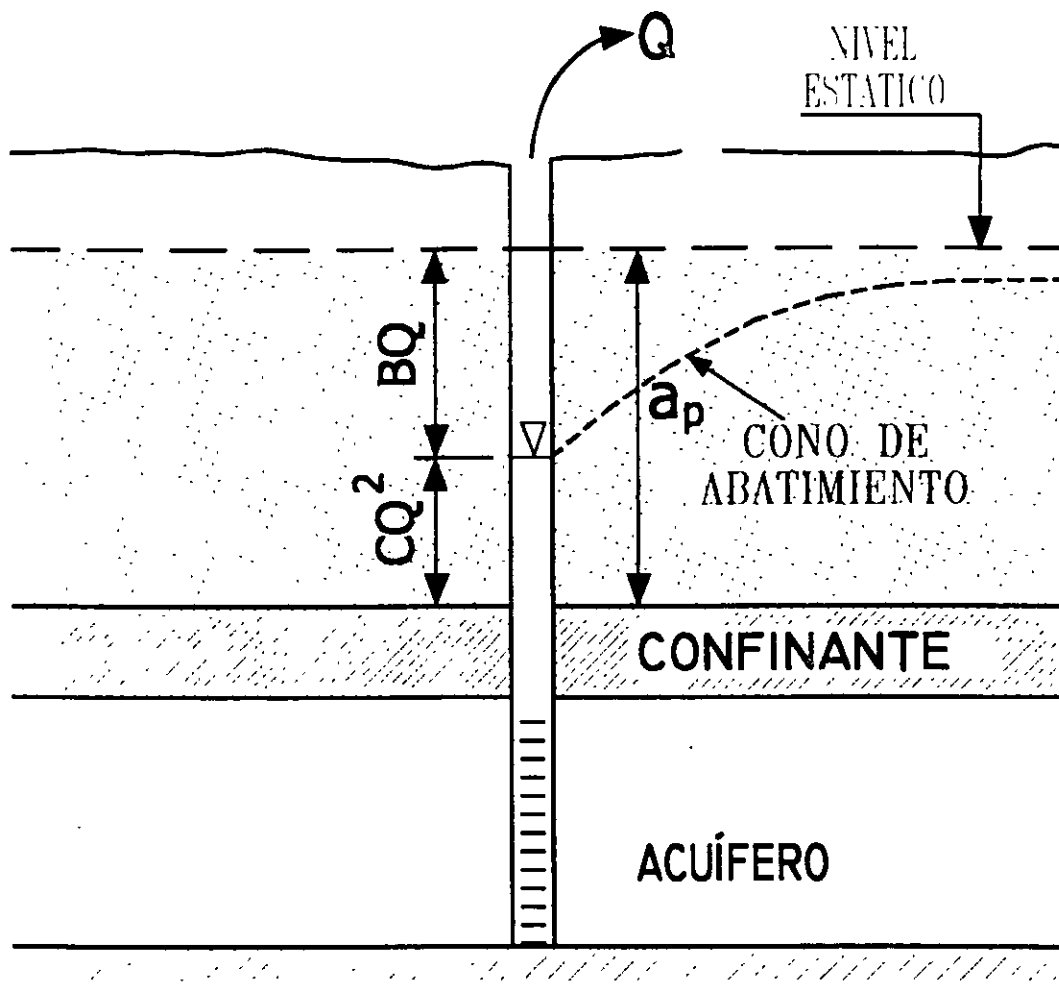


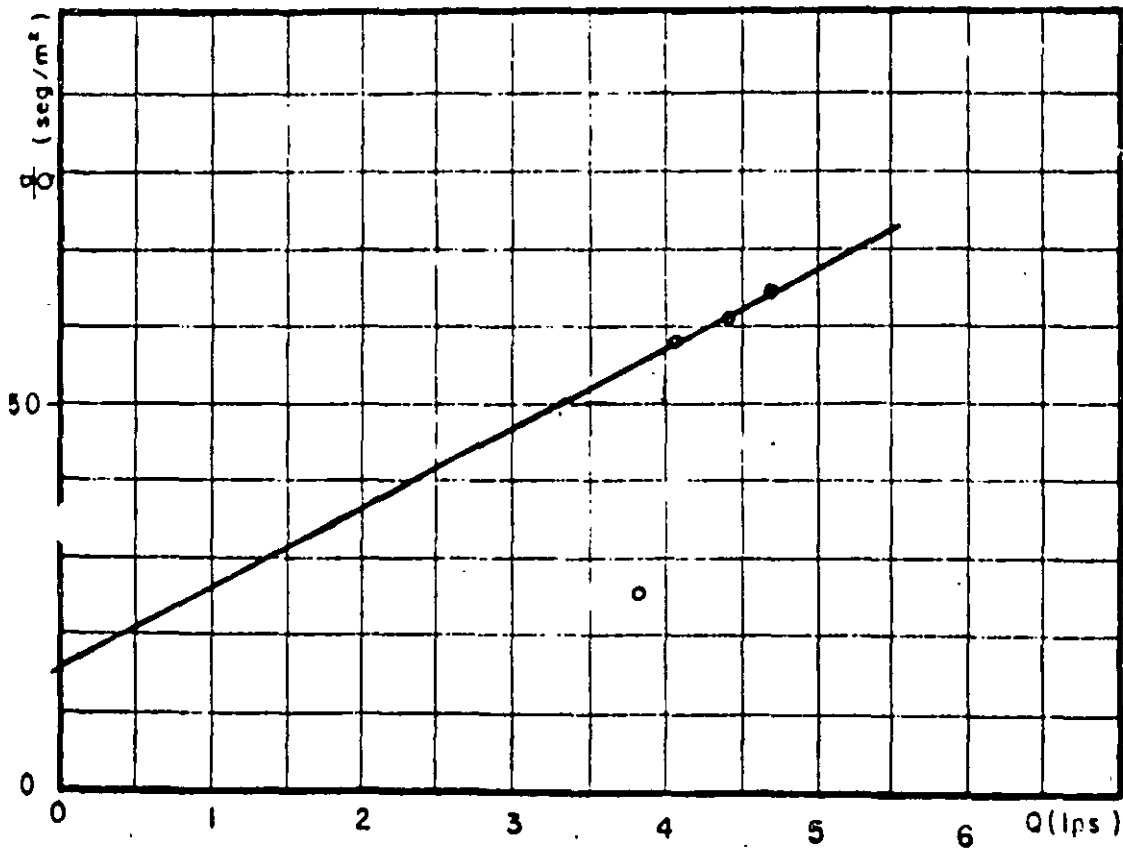
FIGURA 23

**INTERPRETACION DE LA PRUEBA DE AFORO**

ZONA : HUATULCO, OAX.

POZO No. T-2

N.E. : 1.60 m.



**B = 16**

**C = 10,000**

UN

# INTERPRETACION DE LA PRUEBA DE AFORO

ZONA : HUATULCO, OAX. \_\_\_\_\_

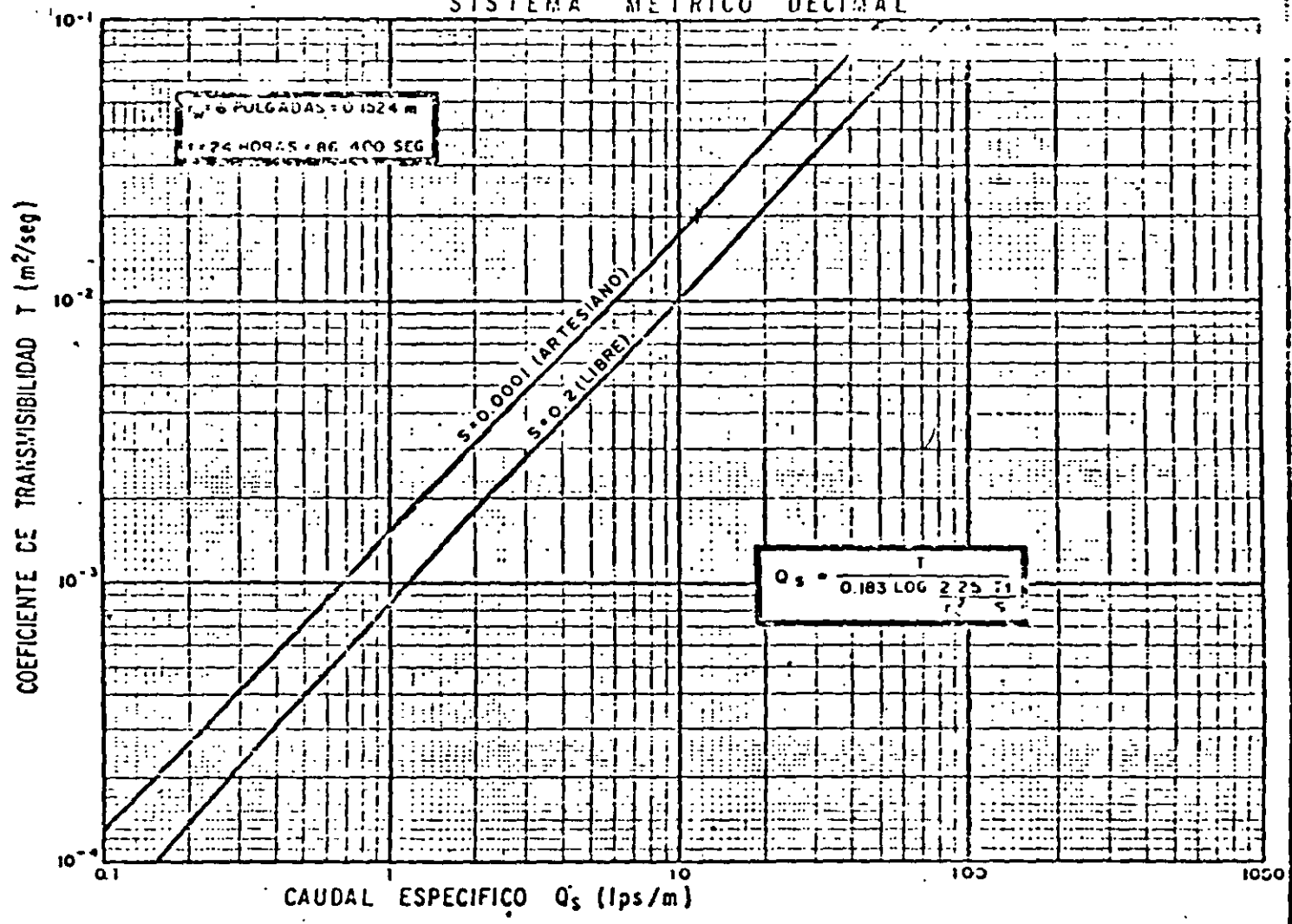
POZO No. T-2 \_\_\_\_\_

RPM	Q m <sup>3</sup> /seg.	M. D. m	s	s/Q seg./m <sup>2</sup>	B Q m	CQ <sup>2</sup> m	Q T	Q T	Q / Q T	Q / Q F ⇒ T	
							CALCULADO m	OBSERVADO m	OBSERVADO lps./m	lps./m	m <sup>2</sup> /seg
2600	0.0038	1.70	0.10	26.3	0.06	0.14	0.20	0.10	38	63.3	-2
2800	0.0041	1.84	0.24	58.5	0.065	0.068	0.23	0.24	17	63.9	9 x 10 <sup>-2</sup>
2900	0.0044	1.87	0.27	61.36	0.07	0.193	0.26	0.27	16.2	62.8	
3000	0.0047	1.91	0.31	65.9	0.075	0.22	0.295	0.31	15.1	62.6	-2

T = promedio = 9 x 10<sup>-2</sup> m<sup>2</sup>/seg.    TABLA No.

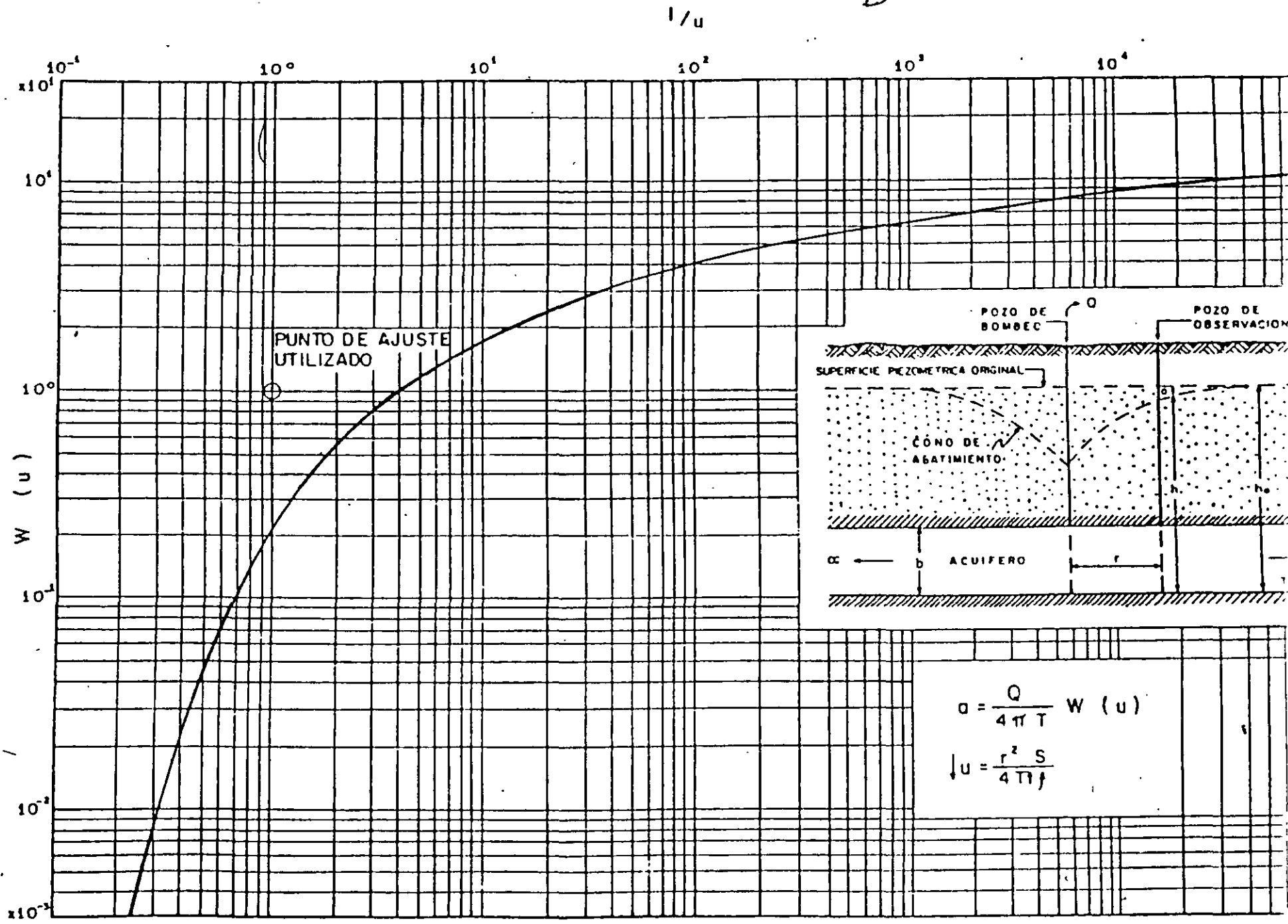


SISTEMA METRICO DECIMAL



RELACION CAUDAL ESPECIFICO - TRANSMISIBILIDAD

D



CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN ACUIFER CONFINADOS

FIGURA



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

**Del 8 al 12 de Septiembre**

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO EJERCICIO DE MODELACION DE : REPRESENTACION GRAFICA DE ANALISIS QUIMICOS**

**EXPOSITOR: ING. DAVID GONZALEZ  
M. EN I. LUIS ERNESTO LESSEER C.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

**MODULO 3**

**CURSO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y  
RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

**EJERCICIO MODELACION DE: REPRESENTACION  
GRAFICA DE ANALISIS QUIMICOS**

**POR: DAVID GONZALEZ Y LUIS ERNESTO LESSER**

## **EJERCICIO DE AQUACHEM VER.3.7**

AquaChem es un programa de visualización gráfica de resultados geoquímicos. AquaChem también cuenta con una interface para correr el programa de especiación PHREEQC. Este programa calcula índices de saturación y modela la disolución/precipitación de minerales en agua.

Varios programas de saturación y especiación, incluyendo PHREEQC y WATEQF4 son de dominio público y pueden ser obtenidos sin costo alguno del website de la USGS (<http://water.usgs.gov/>).

- ☑ ☑ en el ícono de AquaChem
- ☑ cancel (en la ventana que aparece)
- ☑ File (del menú superior)
- ☑ New

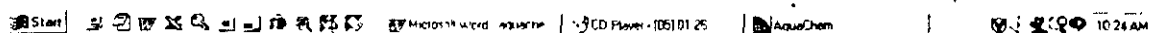
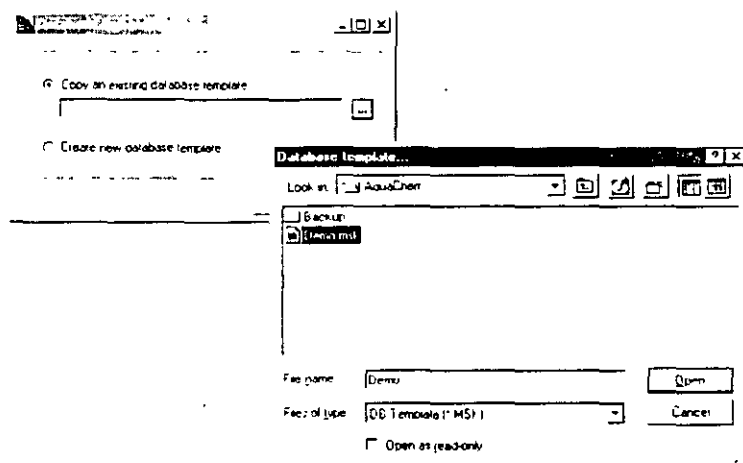
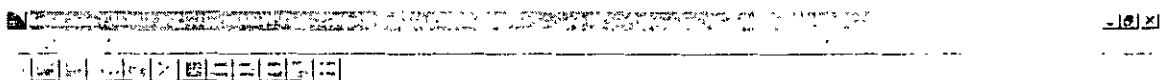
llame al nuevo trabajo: Ejercicio 1

y ☑ en Save

En la ventana que aparece seleccionar la opción superior "Copy an existing data base template". y ☑ en el ícono derecho que tiene los puntos suspensivos. Dar un ☑ en el archivo DEMO.MSK (C:\WHI\AquaChem\Demo.msk)

☑ Open

☑ OK



☞ Records (del menú superior)

☞ New

Llenar la tabla que aparece con la siguiente información:

The screenshot shows the AquaChem software interface. The title bar reads "AquaChem - C:\WH1\AquaChem\VE Ejercicio1.HC3". The menu bar includes "Record", "Edit", "Unit", "Calculate", "Window", and "Help". The toolbar contains icons for file operations and calculations. A checkbox "Sample is representative for this site" is checked. The main form is divided into several sections:

- Header:** "SampleID" (Muestra #1), "Site", "Location", "Date", "Aquifer geology", "Lithology".
- Physical Parameters:** "Y(m)", "X(m)", "Z(m)", "Head (m)", "Vol Flow (m3/h)", "Ph", "Eh (mv)", "Sample temperature (°C)", "Formation temperature (°C)".
- Cations (mg/L):** Li+, Na+ (1.7), K+ (7), Mg++ (1.4), Ca++ (5.8), Sr++, Mn++, Fe++ (0.14), NH4+, Ba++, Zn++.
- Anions (mg/L):** F-, Cl- (2), Br-, I-, SO4-- (9.7), NO3- (54), NO2-, HCO3- (14), CO3--.
- Uncharged C (mg/L):** Al tot, As tot, P, H2S-O3, H3BO3, CO2, O2, N2, CH4, H2S, Ca.
- Vars:** 18O (SMOW), 2H (SMOW), 34S (%CD), 18O(SO4, S), Tril (TU), 14C (%mod).

Buttons for "Close" and "Save" are visible at the bottom of the form. The Windows taskbar at the bottom shows the Start button, taskbar with "Antonio Agu", "Eudora", "DEC\_2002", "AquaChem ...", "AquaChem\_20...", and system tray with "11:57 AM".

☞ SAVE (muy importante)

☞ Close

En la pantalla azul se verá el nombre de la muestra que se acaba de almacenar, y el tipo de agua (mixta).

De la misma manera capture las muestras que aparecen en la siguiente tabla. Note que no es necesario cerrar la tabla (☞ Close) entre muestras, pero se debe de salvar cada muestra (☞ SAVE) y teclear nuevamente ☞ Records y ☞ New.

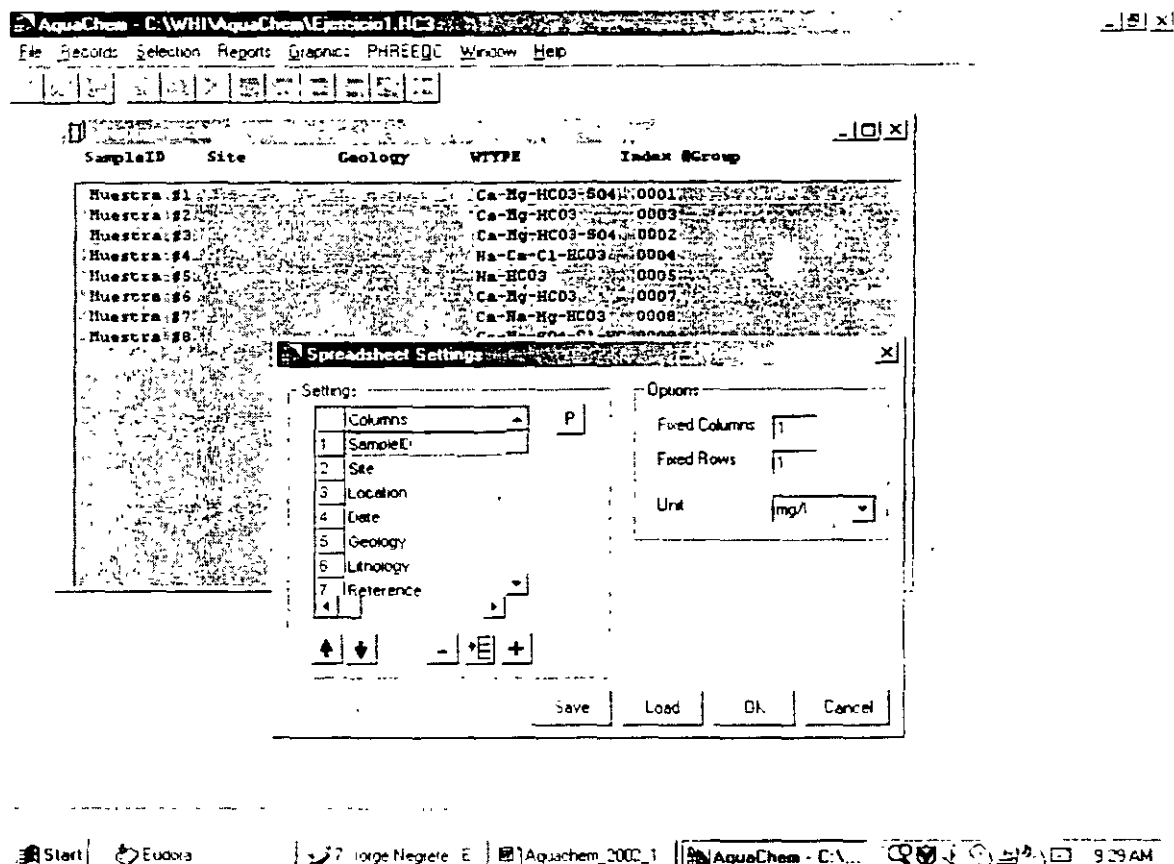
Muestra #	Ca <sup>+2</sup>	Mg <sup>+2</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	Cl <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Fe <sup>+2</sup>
	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
1	5.8	1.4	1.7	0.7	14	9.7	2	0.54	0.14
2	36	8.1	6.5	1.2	119	22	13	0.1	0.02
3	92	34	8.2	1.4	339	84	9.6	13	0.09
4	96	27	183	18	334	121	280	0.2	0.2
5	3	2.4	215	9.8	549	11	22	0.52	0.08
6	16	3.9	3.7	1.3	60	9.7	2.5	0.18	0.25
7	4.3	1.3	3.4	1.2	22	3	2.4	0.3	0.05
8	104	23	112	6.6	178	228	164	--	--

Debe de notarse que estos datos están en mg/L. También se pueden dar los datos en mmol/L o mEq/L, solo hay que seleccionar el ícono correspondiente en la porción superior de la pantalla. Para una muestra a la que ya se le han dado los datos, al escoger otras unidades se transformarán los datos a las unidades seleccionadas. Intente cambiar las unidades de los datos que a capturado.



Para revisar que no haya habido errors al capturar:

- ☑ Records (del menú superior)
- ☑ View as spreadsheet



Esta pantalla nos da la opción para seleccionar que parametros queremos ver en forma de tabla. Son demasiados los que estan listados, asi que seleccione los que no necesitamos y de un ☑ en el icono que tiene el signo menos (-). Esto borrará los parametros que no capturamos. Cuando esten todos los parámetros que deseamos ver en la tabla ☑ en OK. Revise los datos para corregir algún error

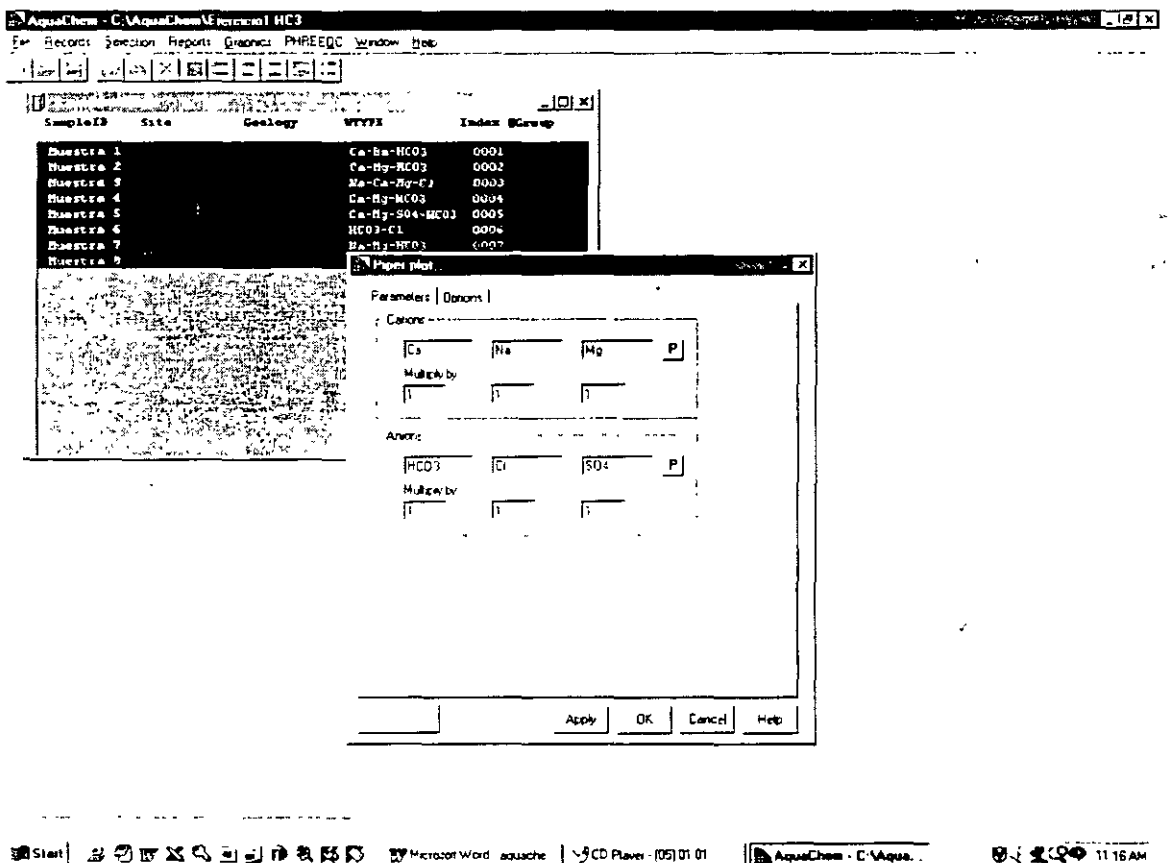
Para ver las diferentes representaciones gráficas:

☑ Graphics (del menú superior)

☑ New

aparecerán las distintas opciones gráficas con que AquaChem cuenta, incluso las que por falta de datos no puedan representarse. Trate de ver las diferentes representaciones gráficas de los datos.

Antes de ver cada gráfica aparece una ventana como la siguiente en el caso de la gráfica de Piper:



En estas ventanas se puede modificar, si se desean, los parámetros de cada gráfica, o los factores relativos para representarlos. Por lo general estas gráficas tienen por default los parámetros y valores mas comunmente usados.

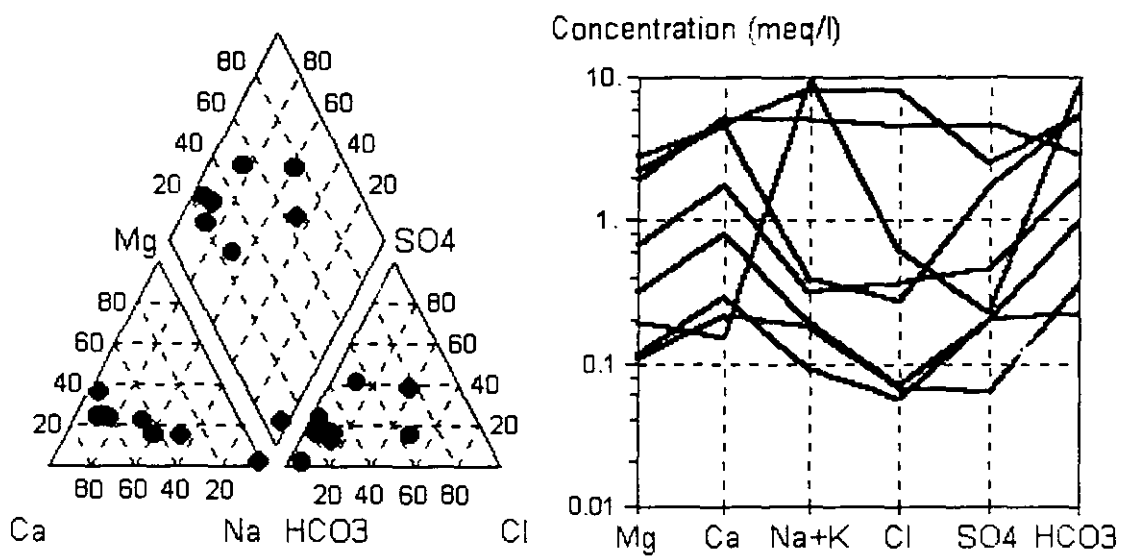
☞ OK

para ver la gráfica. o

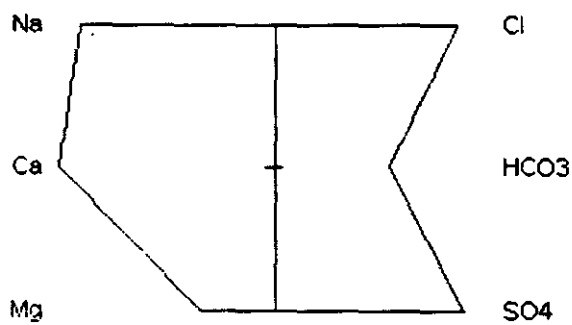
☞ Apply

si se hicieron cambios.

Las gráficas mas comunes en geohidrología son: Piper, Stiff y Schoeller.



### Muestra #8



Para seleccionar una sola muestra  $\text{Ctrl} + \text{Click}$  en la muestra. Para visualizar varias muestras se pueden seleccionar utilizando  $\text{Shift}$  y  $\text{Click}$  en 2 muestras distintas, todas las muestras entre esas 2 serán seleccionadas. También se puede utilizar  $\text{Ctrl}$  y  $\text{Click}$  en varias muestras distintas, todas las muestras en que se  $\text{Click}$  serán seleccionadas.

Para distinguir las muestras podemos asignarles distintos símbolos:

$\text{Click}$  en cualquier muestra de la ventana "active records"

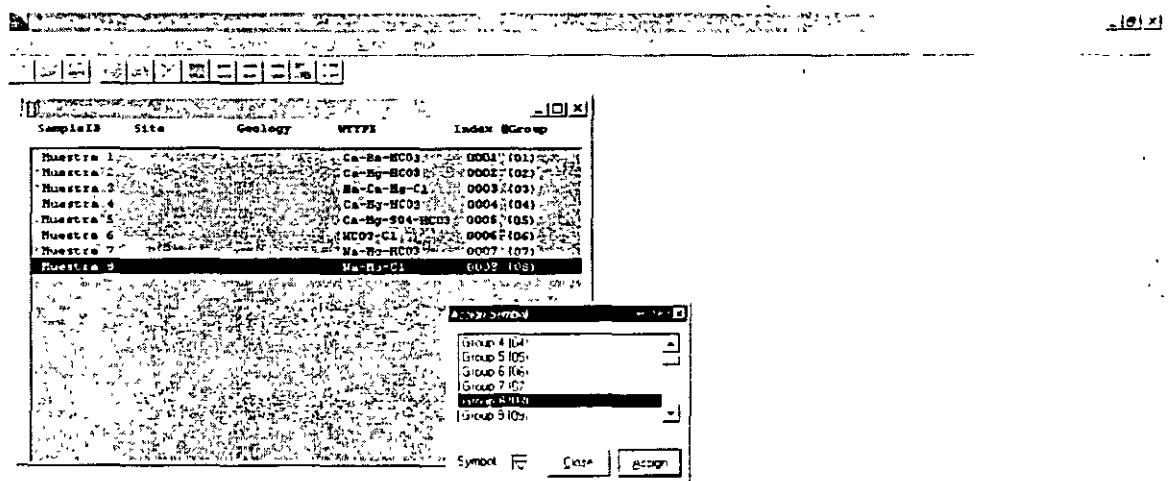
$\text{Click}$  *derecho* en la muestra

$\text{Click}$  assign to symbol

escoger algún número/símbolo dando un  $\text{Click}$

$\text{Click}$  assign

$\text{Click}$  close



Hacer lo mismo con cada muestra y vuelva a ver el gráfico de Piper o el Ternary.

Para agregar una leyenda:

☞ Graphics (del menú superior)

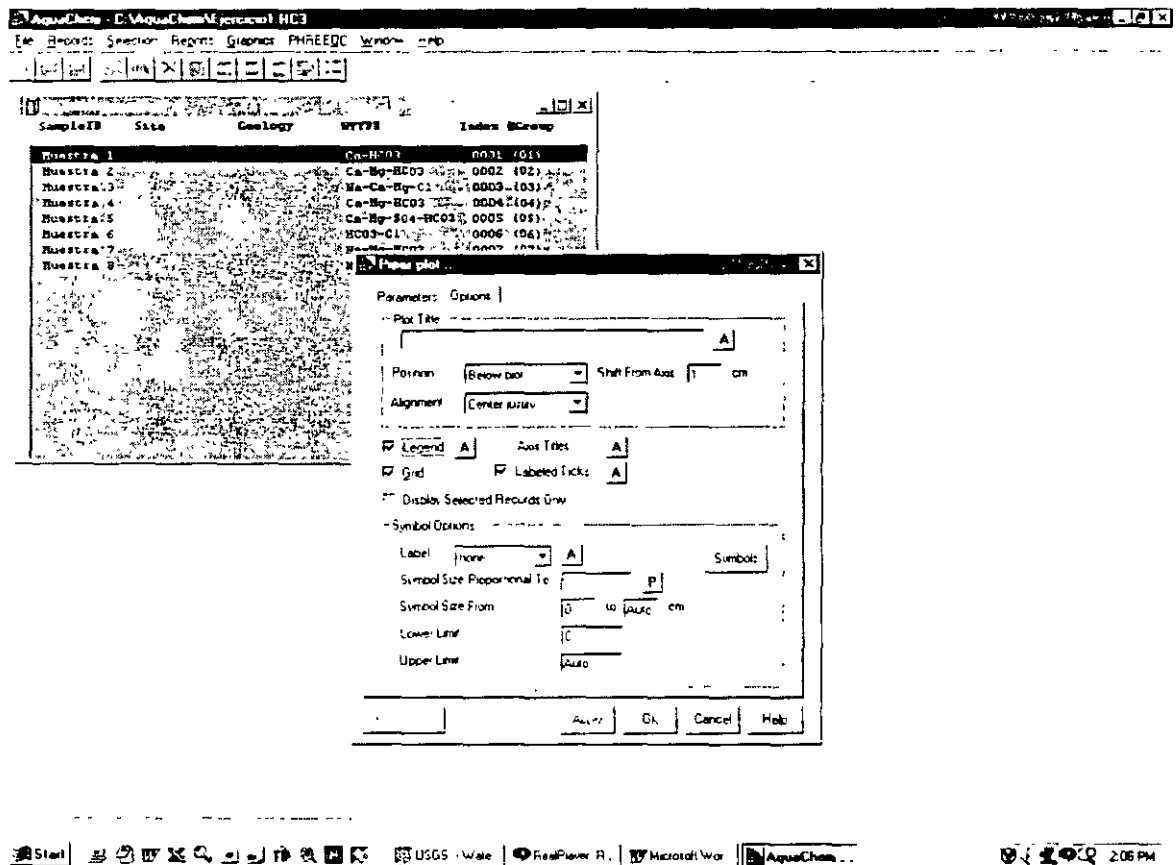
☞ New

☞ Piper

en la ventana ☞ en la pestaña de "options".

Seleccionar "legend" haciendo un ☞ en el recuadro

☞ OK



Nótese que se pueden asignar varias muestras al mismo grupo. si el propósito es separar 2 tipos de muestras

Para cambiar el tipo de línea para otros diagramas como el de Schoeller:

☞ Graphics (del menú superior)

☞ Define symbol or line

☞ en la pestaña "conecting line"

aquí se pueden modificar los tipos de línea.

Haciendo uso de estas opciones, se pueden modificar las gráficas para darles el terminado deseado.

Para copiar las gráficas en reportes:

☞ Edit (del menú superior)

☞ Copy graph

Al hacer eso la gráfica se guarda en memoria. Si se abre Word, se puede pegar utilizando el comando 'Paste'.

Otros resultados que nos da este programa se pueden obtener:

☞ Reports (del menú superior)

☞ General

Aparece una ventana que da información general de las muestras. Incluyendo:

- un balance de cargas, por lo general este balance debe de ser menor de 5%. Confirme que es así en todas las muestras (resultados de otras muestras pueden obtenerse presionando los íconos [ $<$ ] y [ $>$ ])
- cálculo de sólidos totales disueltos, dureza y alcalinidad
- un resumen de los datos geoquímicos en distintas unidades

AquaChem - C:\WHI\AquaChem\Ejercicio1.HC3

File Edit Windows Help

General Information: Muestra #1

```

SampleID      : Muestra #1
Location      :
Site         :
Sampling Date : 3/17/1626
Geology      :
Watertype    : Ca-Mg-HCO3-SO4

Sum of Anions (meq/l) : 0.4966
Sum of Cations (meq/l) : 0.5015
Balance       : 0.49%

Calculated TDS(mg/l) : 28.1

Hardness
Total hardness      : meq/l    °f    °g    mg/l CaCO3
                   : 0.4      2.02  1.13  20.2
Permanent hardness : 0.18    0.88  0.49  8.6
Temporary hardness : 0.23    1.15  0.64  11.5
Alkalinity          : 0.23    1.15  0.64  11.5
(! °f = 10 mg/l CaCO3/l ; °g = 10 mg/l CaO)

Major ion composition
      mg/l      meq/l      meq/l      meq%
-----
Na+    1.7      0.074    0.074    7.415
K+     0.7      0.018    0.018    1.804
Ca++   5.8      0.145    0.289    28.957
Mg++   1.4      0.058    0.115    11.523

```

Close Save Print

Start | Evodia | Jorge Negret | AquaChem ... | AquaChem\_20 | 10:14 AM

Comparación de la calidad del agua con estándares de la World Health Organization (WHO) se puede obtener:

- ☞ Reports (del menú superior)
- ☞ Drinking Water Regulations

AquaChem - C:\AquaChem\AquaChem1.HC

File Edit Windows Help

SampleID Site Collector WYYS Index SGroup

Muestra 1			Ca-MG03	0001 (011)
Muestra 2			Ca-Mg-MG03	0002 (021)
Muestra 3			Na-Ca-Mg-CL	0003 (031)
Muestra 4			Ca-Mg-MG03	0004 (041)
Muestra 5			Ca-Mg-SO4-MG03	0005 (051)
Muestra 6			Ca-Mg-MG03-CL	0006 (061)
Muestra 7				
Muestra 8				

Water Quality Regulatory Muestra 5

SampleID: Muestra 5  
 Location:  
 Site:  
 Sampling Date: 3/17/1626

Drinking Water Quality Regulations:

Element	Measured	Recommended	Maximun
Na	21	< 20	< 200
Mg	43	< 30	
Ca	140	< 100	
Cl	38	< 25	
SO4	215	< 25	< 250
NO3	42	< 25	< 50

Irrigation water:  
 Sodium Adsorption Ratio (SAR): 0.46  
 Exchangeable sodium ratio (ESR): 0.09  
 Resectum hazard (RH): 33.62

File Save Print

Esta tabla resalta únicamente los parámetros que están fuera del rango sugerido por la (WHO). Intente cambiar los valores de las muestras para obtener algo parecido a esta tabla.





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS

Del 8 al 12 de Septiembre

### MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS

#### TEMA ANEXO GROUND WATER FOR WINDOWS- PREFASE

EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.

---

**7.1. GENERAL**

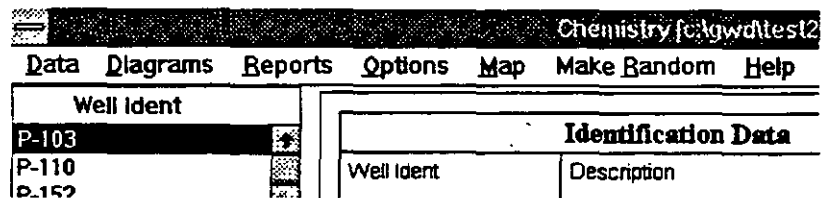
In the Chemistry application you can do the following:

1. Create the chemical portion of the Ground Water Information System (GWIS).
2. Display on the screen the following diagrams: STIFF, PIPER, WILCOX and SCHOELLER.
3. Report chemical data in tables and graphs.
4. Add a location map to your reports.
5. Prepare data for contouring, create internal files with random points to be used in the Mapping application for gridding and contouring.

---

**7.2. MAIN MENU  
BAR AND MAJOR  
OPTIONS**

The main menu bar for the Chemistry application is shown in Figure 7-1. The screen is composed of three parts:



*Figure 7-1*

1. Menu bar with major options.
2. Well Identification window on the left, with the list of all wells/samples.

### 3. Entry Form for data input or editing.

The list of wells is enlarged in Figure 7-2. You may move and resize this window using Windows option for moving and resizing windows. With a large number of samples in the data base you may need to use the side slide bar to select a sample of interest.

Well Ident
P-110
P-152
P-153
P-155
P-163
P-166
P-169
P-170
P-171
P-177
P-18
P-180
P-185
P-198
P-20
P-200
P-205
P-206
P-207
P-214
P-215
P-218
P-236
P-248
P-502
P-503

Figure 7-2

The Entry Form is a default form prepared by the programmer. You may select one of your own forms with constituents other than the ones shown in

Identification Data					
Well Ident	Description				PPM
P-110	Production Well in Lot 110				
Input Data					
Ca	Mg	Na	K	Fe	
13.23	20.30	19.77	1.17		
Mn	HCO <sub>3</sub>	CO <sub>3</sub>	SO <sub>4</sub>	Cl	
	131.79	24.30	0.05	4.25	
NO <sub>3</sub>	NO <sub>2</sub>	PO <sub>4</sub>	F	B	
SiO <sub>2</sub>	TDS	Hardness	Alkalinity	Conductivity	
	218.00			270.00	
pH	Computed Data				
8.30	SAR	Cations	Anions	Balance Error %	
	0.7968	3.22	3.09	4.09	

Figure 7-3

Figure 7-3. The Entry Form is also a window. You may move this window and resize it if you wish to place it on a more convenient place on the screen.



*Note. By default, the Entry Form is set to accept data as parts per million (ppm). If you prefer to input epm go to Options first and click on Show EPM Values.*

### 7.3. DATA SUBMENU

Selecting the option DATA from the menu bar will bring the pop-down submenu as shown in Figure 7-4. By now you should know the function and use of each of these commands. Most of it was explained in Chapter 5.

Data	Diagrams	Reports	Options
Make Data Group			
Select Working Set			
Select Entry Form			
Delete Record			Ctrl-D
Standard ASCII Input			
Standard ASCII Output			
Old to Std. ASCII Conversion			
Printer Setup			
Exit			Alt-F4

Figure 7-4

The only command that has not been mentioned is **Old to Std. ASCII Conversion**. This is a routine which converts the chemical data base created using the United Nations Ground Water Software package (UN/GW, or Version One of the U.N. Ground Water software). With this option, numerous chemical data bases created with Version One can easily be transferred into the GWW software.

You should be careful in selecting this option. It works in conjunction with the option Standard ASCII Input. First, you should convert from your old UN/GW data base into an ASCII file using Old to Std. ASCII Conversion,

then you should read this ASCII file using Standard ASCII Input. However, remember that chemical data may come as parts per million (ppm) or equivalents per million (epm). On the menu bar of the Chemistry application you will notice Options next to Reports. There you must select option Show EPM Values since the option Old to Std. ASCII Conversion will always create an ASCII file with constituents in epm.

## 7.4. DIAGRAMS

As shown in Figure 7-5, the Chemistry application currently has the following diagrams:

- Piper Diagram or trilinear diagram.
- Wilcox Diagram or irrigation quality diagram.
- STIFF Diagram.
- SCHOELLER Diagram.

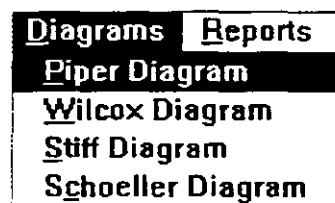


Figure 7-5

In addition to the explanation that follows in this Chapter, Chapter 16 Customization explains how to customize each of these diagrams, both for display and for print. Under the customization you will be able to select colors for each part of the diagram, select fonts (family and size), and select colors of labels. You will also have a chance to replace the words selected by the programmer with your own, in English or in any other language.

### 7.4.1. Stiff Diagram

The STIFF Diagram is named after H.A. Stiff, Jr. This is a single sample graph displaying graphically major cations and major anions. On the screen you will see only the graph but on the reporting form you may have all constituents (major, minor, rare, trace, contaminants, etc.) printed in a table, plus you may have a small loca-

tion map showing the relative position of the well being displayed. One example of the screen display of the STIFF diagram is shown in Figure 7-6.

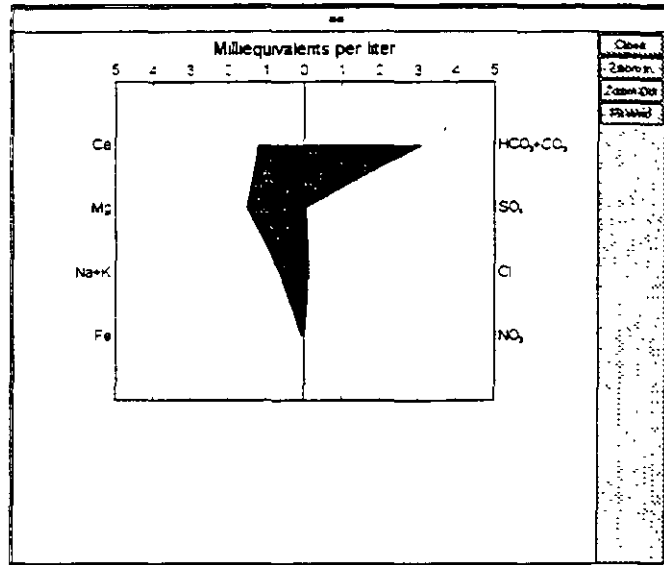


Figure 7-6

#### 7.4.2. Piper Diagram

Named after A.M. Piper, the trilinear diagram presents graphically a group of analyses on the same plot. Figure 7-7 displays the upper part of the diagram, while Figure 7-8 displays the lower part with identification of wells/samples. The numbers on the left, 1 through 9 and letter A are codes that appear on the diagram itself. Next to these are well or sample identification names. You may display on one Piper Diagram as many samples as you wish, but the display list with sample identification may become crowded or may go beyond the page format. The number of samples you may actually display will depend on the report format you have selected, and on the font size you selected for printing the identification. With fonts as small as 8 points you may safely display and print up to 40 samples, aligned vertically in four columns containing 10 samples each. (If you select a larger font for labeling, fewer samples will be dis-

played.) Of course, you may always use larger paper or use landscape orientation.

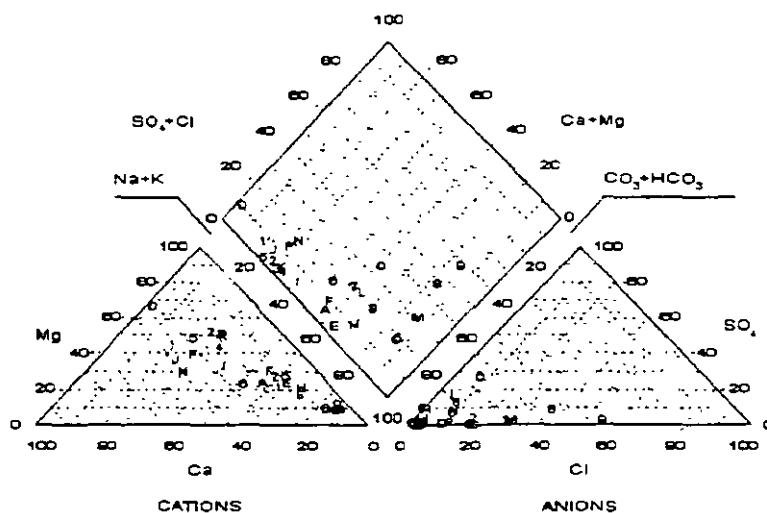


Figure 7-7

1 P-103	6 SRRG-13	F SRRG-21
2 P-110	9 SRRG-16	G SRRG-22
3 P-152	A SRRG-17	H SRRG-23
4 P-153	B SRRG-18	I SRRG-24
5 SRRG-10	C SRRG-19	J SRRG-25
6 SRRG-11	D SRRG-2	K SRRG-3E
7 SRRG-12	E SRRG-20	L SRRG-3E

Figure 7-8

**7.4.3. Wilcox Diagram** WILCOX Diagram is named after Wilcox from the U.S. Department of Agriculture. This diagram is used in studying the suitability of water for irrigation purposes. High content of exchangeable sodium is highly undesirable for agriculture, as is the high total dissolved solids content, expressed as conductivity of water. An example of a screen display of the Wilcox diagram is shown in Figure 7-9.

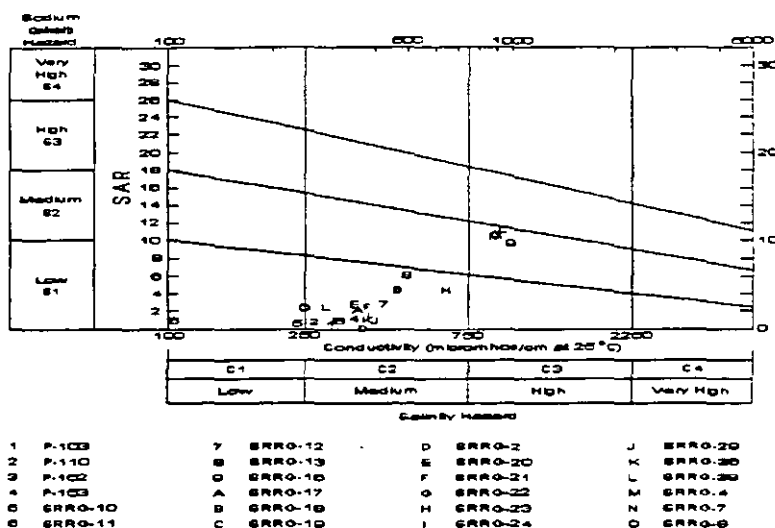


Figure 7-9

7.4.4. Schoeller Diagram

The SCHOELLER Diagram, named after professor Schoeller, is a group diagram displaying (1) the total concentrations of major cations and anions in both ppm and epm, and (2) the relative water composition for many samples. Because of the graphical limitations of lines (solid, dashed, dashed dotted, and dots on the line) it is not advisable to display more than 10 samples on one Schoeller diagram. Read also section 7.6. Options. One example is shown in Figure 7-10.

7.5. TABLES

You may report or print data from the chemical data base in tables. Two table forms are designed by the GWW programmer as defaults for reporting major cations and major anions in (1) equivalents per million (epm), (2) parts per million (ppm). Their default names are Tableepm



and Tableppm. Both are set to report in the landscape orientation.

You may also design your own table reporting forms selecting any constituent and/or parameter that you may

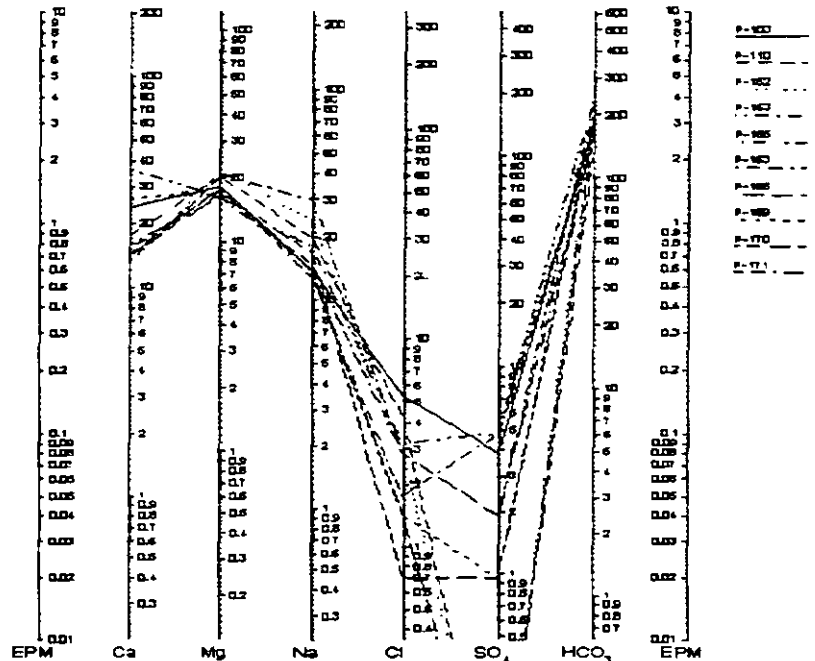


Figure 7-10

have in the data base. However, be careful in selecting the units of reporting. In the GWW system chemical constituents have simple chemical names such as Ca for calcium, NO<sub>3</sub> for nitrates, etc. If displayed like this they will be reported as equivalent per millions. To distinguish epm from ppm for the same constituent, the GWW system adds ppm after the parameter name. For example Ca will be calcium in epm, but Cappm will be calcium in ppm. You may place either or both on the same table form. One such reporting form is reproduced in Appendix C. For advanced users of the GWW software, additional explanation of format and attributes is given in Appendix C.

## 7.6. REPORTS

When activated, the report option displays a pop-down submenu as shown in Figure 7-11. There is a difference in selecting to print using one of the four commands listed in the upper rectangle. When these print commands are activated, the program will assume that you want to use standard printing or reporting forms. You will not be prompted to select a reporting form, as you will be if you select one of the lowermost four options. Also the program will print only samples in the working group in the case of group diagrams (in upper rectangle).

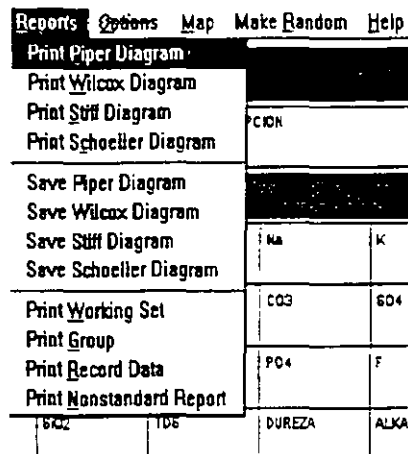


Figure 7-11

For example to print a STIFF diagram, you should select the sample you want to print by moving the cursor within the sample list on the left, or by using PageUp or PageDown if you are in the Entry Form window. Once you select the sample you have two options:

1. Select **Print Stiff Diagram** on the **Reports** menu. The standard reporting form will be used.
2. Select **Print Record Data**. The dialogue box will offer you all available reporting forms for the STIFF diagrams. Select one of these and the program will print it accordingly.

Using the commands from the lower rectangle permits you to select (a) the diagram to print, (b) the reporting form for that diagram, (c) the table form for all or a group

of constituents in the base, and (d) one of nonstandard reporting forms intended for mixing graphics using more than one application.

If you select **Print Working Set**, all forms designed by you or by the GWW programmer will be listed in a dialogue box, permitting you to choose from any of them. For example the list will include, by default, the diagrams such as Piper, Wilcox, and Schoeller, plus any other table form or alternative designs of diagrams that you may have created. You should be careful, however, not to select **Print Working Set** for a Piper diagram if you have more than 30 samples in the set. Likewise, it is recommended not to print more than 10 samples on a Schoeller diagram. In these cases, you are advised to use the command **Print Group**. The options **Print Working Set** and **Print Group** are identical except for the content of reporting.

You may also save any graphics that is currently displayed. Depending on which type of graphics is displayed you will use **Save Piper**, **Save Wilcox**, **Save Stiff**, or **Save Schoeller Diagram**. GWW will then open a dialogue box prompting you for the name of the drawing and for its dimension. You may print such a saved drawing using the **Print Nonstandard Report** option from this or another application.

---

## 7.7. OPTIONS

The GWW software uses a special external file to convert between ppm and epμ values. This is a simple ASCII file, named by default PPMTOEPM.TBL, the partial content of which is shown below and its full content in Appendix D.

- Ca 0.04990
- Mg 0.08224
- Na 0.04350
- K 0.02558
- Fe 0.05372

- Mn 0.03640
- HCO<sub>3</sub> 0.01639
- CO<sub>3</sub> 0.03333
- SO<sub>4</sub> 0.02082
- Cl 0.02820
- NO<sub>3</sub> 0.01613
- PO<sub>4</sub> 0.03159
- SiO<sub>2</sub> 0.27750



*Note. You may add more constituents and their conversion factors. The ppm values when multiplied by these factors convert to epm values.*

Depending on what you have currently on your display, you may switch between ppm and epm at any time. The sub-menu with these options is shown in Figure 7-12.

Options	Map	Make Ran
Show PPM Values		
Show EPM Values		
Set Max. Balance Error		
Set Schoeller Range		

Figure 7-12

**Set Max. Balance Error** is another option which permits you to override the default built in the program. STIFF and PIPER diagrams will not calculate and display if there is an imbalance between sum of cations and sum of anions. By default the maximum permissible "imbalance" is set at 10%, but you may assign your own criterion using this option. When invoked, the dialogue box will be displayed as shown in Figure 7-13.

11:16 AM

Enter maximum cations-anions balance error [%]

10

OK Cancel

Figure 7-13

**Set Schoeller Range** is the option which permits you to change the vertical scale of the Schoeller diagram. By default, the range is set from 0.1 to 400 epm. The upper values are sufficient to display the sea water salinity, but are too high for an ordinary ground water sample. You will probably want to reduce the upper limit to some 30 epm, and also reduce the lower limit to 0.01 to display the smallest concentrations. When invoked this command first prompts you to set the minimum value for Schoeller diagram, as shown in Figure 7-14, and then to enter the maximum value for the same diagram.

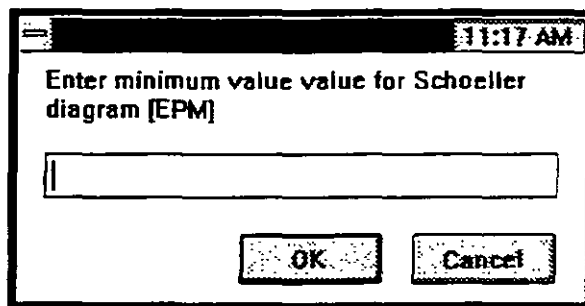


Figure 7-14

## 7.8. MAP

The **Map** option permits you to select wells or samples directly from the map. The submenu for **Map** is shown in Figure 7-15. You may create one or more maps showing locations of all or selected wells, water points or samples using the option **Make Random**, then the Mapping application in which you actually create a map.

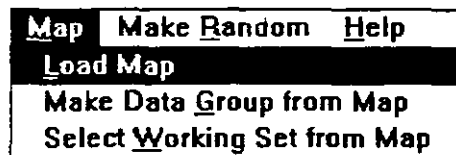


Figure 7-15

To select wells directly from a map you should follow the sequence:

1. Select **Data** on the menu bar.
2. Choose **Select Working Set**.
3. Click on **Unselect All** to remove all wells from the selection list.
4. Click on **OK**.
5. Select **Map** on the menu bar.
6. Select **Load Map** and select one of existing maps, the names of which will be listed in the dialogue box.
7. Depending on what you want to create a working group or a working set, select one of options **Make Data Group from Map** or **Make Working Set from Map**.
8. Use one of methods for selection of wells from the map: area, points, or rectangle. If you choose the option **Select Points** you must terminate the selection clicking on the button **End Points**. If you choose select **Area** you must terminate the selection clicking on **End Area**. Do not forget to close the area by selecting **End Point**. The option **Select In Rectangle** automatically closes the operation of selection. Notice that selected wells are listed in the selection window on the left side.
9. Select **Data**.
10. Select **Make Data Group** or **Select Working Set**, depending on what you have decided to create. You will notice that all the wells that were selected from the map are still displayed on the left part of the window under "Unselected Item". Confirm the selection by clicking on **Select All**.
11. Click on **OK**.

---

### 7.9. MAKE RANDOM

This option is explained in Chapter 5, section 5.6. In the chemistry application you may create random models for every chemical parameter, every constituent, for total dissolved solids, alkalinity, hardness, pH values, for to-

tal anions or cations, for sodium absorption ratio, or, in short, for every space-dependent item which has a numerical value. This in turn permits you to create a contour map for every such parameter.

When this option is invoked the dialogue box, like the one shown in Figure 7-16, will be displayed. The box lists all space-distributed parameters from the chemistry application and the master data application. When you select a parameter of which you wish to create a random point internal file, all wells or samples in the current working set will be scanned and included into the random points file, provided they have X and Y coordinates.

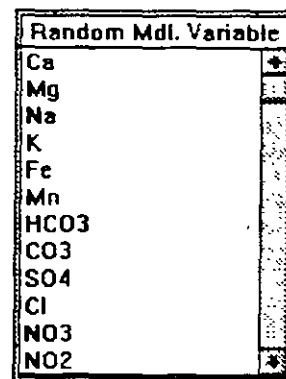


Figure 7-16

### 7.10. HELP

The final option on the menu bar is Help. This is a context-sensitive Windows-written help which explains almost everything explained in this manual.

### 7.11. EXAMPLE

### EXAMPLE THREE

This is Example number three. The first task is to create a new data base with the following constituents in the base:



- TDS
- pH
- Conductivity
- Toluene
- Phenol
- Benzene
- Iron

The second task is to transfer the following data into the base:

- Well Identification - MW-1
- Description - Monitoring Well at Farmland Landfill
- TDS = 466 ppm
- pH = 8.2
- Conductivity = 412 micromhos per cm at 25°C
- Toluene = 4.5 ppm
- Phenol = 2.4 ppm
- Benzene = 2.3 ppm
- Iron = 2.4 ppm

You must follow the steps:

1. Create a new data file structure.
2. Create a new entry form.
3. Type data into the entry form and the data base.

#### 7.11.1. Create a New Data File Structure

1. Start GWW and select **New GWW Data Base**.
2. Give the base the name **FARMLAND.GWW**.
3. Select **Tools**.
4. Select **Data Structure Design**.
5. Select **File**.
6. Select **Old**.
7. Select **Chemistry**.
8. Move the cursor to **Ca** and click on the button **Delete**.
9. Repeat with all constituents, deleting one by one. Retain only Well Ident, Fe (Iron), TDS (Total dissolved solids), pH, and Conductivity. What remains may look as shown in Figure 7-17.
10. Click on **New**.





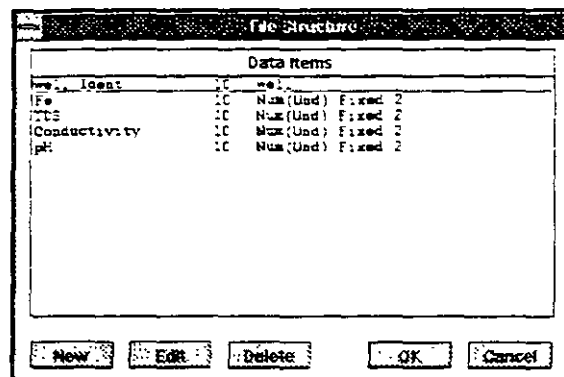


Figure 7-17

11. In the dialogue box type Toluene in **New Field**. Replace the default field length of 10 with 6. Click on **Numeric**. Replace the default number of decimal digits (2) with number 3. Click on **OK**. Notice that Toluene has been added to list of constituents on the last line.
12. Do the same for Benzene. Click on **New**, type Benzene for Field Name, 6 for Field length. Select **Numerical** for Data Type, and change 2 with 3 for Number of Decimal Digits. Click on **OK**.
13. Do the same for Phenol. The list of constituents should look as shown in Figure 7-18.
14. Click on **OK**. The changes are automatically recorded in your new data base.
15. Click on **File**, then on **Exit**.

#### 7.11.2. Create a New Entry Form

1. Select **Tools**.
2. Select **Data Entry Forms Editor**.
3. Select **Chemistry**.
4. Select **Form**.
5. Select **New**.



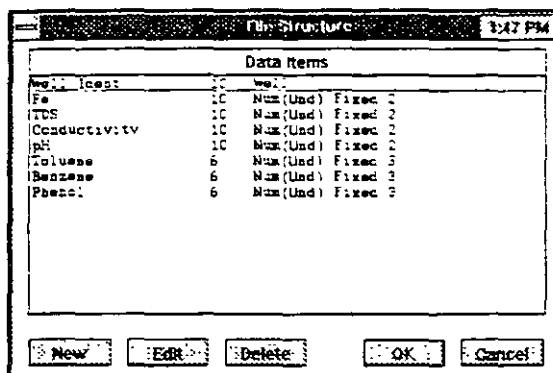


Figure 7-18

6. Select first **New Field, Header**, and type **EXAMPLE THREE ... New Chemical Data Base**. Enhance this field by adding border, changing fonts and other attributes.
7. Click on **Well Ident** from the list on the left side. See where the field is placed on the form. Move if you wish to another place. Change the default size, add border, change font to 12 or 14 points, boldface.
8. Click on **Description**. Change attributes if you wish.
9. Click on **pH**, then on **TDS**, then on **Conductivity**. Continue by selecting **Toluene**, **Benzene**, and finally **Phenol**. The form may look as shown in Figure 7-19.
10. When satisfied with the content and layout, click on **Form**, followed by **Save As ...** Confirm by double clicking on **Standard**.
11. Click on **Form**, and on **Exit**.

### 7.11.3. Create Data Base Entry



1. Select **Applications**.
2. Select **Chemistry**.
3. Select **Data** menu.
4. Select **New Entry Form**, and double click on **Standard**.

EXAMPLE THREE - Farmland Facility Chemical Data Base			
Well Ident			
Description			
Fe	TDS (ppm)	Conductivity	pH
Toluene	Benzene	Phenol	

Figure 7-19

5. Start typing, MW-1 in the Well Identification field, followed by TAB. Continue with the description field, then with other fields. Always end a field with the TAB key. When finished, press PAGE DOWN. The cursor is now in the blank Well Ident field, waiting for you to continue with another sample. If you press PAGE DOWN instead, or click with the mouse on MW-1 entry in the list of wells/samples, the screen should look something like what is shown in Figure 7-20.
6. To be sure that all common data are kept also in the Master Data application, close this application by selecting Data, and Exit.

EXAMPLE THREE .. Farmland Facility Chemical Data Base			
Well Ident			
MW-1			
Description			
Monitoring Well on Farmland Facility			
Fe	TDS (ppm)	Conductivity	pH
2.40	466.00	412.00	8.20
Toluene	Benzene	Phenol	
4.500	2.300	2.4	

Figure 7-20



7. Select **Application** again, and click on **Master Data**. Notice that the display contains only one well, MW-1. The only information shared between applications is Description. The display is as shown in Figure 7-21.

This ends example number three.

Master Data [ : c:\gw\farmland.gww ]		ASST 1.0000 Free	
Data	Units	Report	Make Random
Load Map	Help		
1/1			
MW 1		<b>Master Data</b>	
Name			
MW-1			
Description			
Monitoring Well on Farmland Facility			
Easting		Northing	
Ground Surface Elev.		Measur Pt. Elev.	
District		Locality	
		Owner	
		Map Sheet No	

Figure 7-21

*This page intentionally left blank.*

---

# CHAPTER NINE PUMPING TEST APPLICATION

---

## 9.1. INTRODUCTION

### 9.1.1. General

Using the Pumping Test application from the main menu of the GWW software you may do the following:

1. Create a data base containing information about pumped wells, field test data (drawdowns, time, pumping rates).
2. Interpret field data by fitting one of the theoretical curves for nonleaky aquifer, leaky aquifer, under confined or unconfined conditions, with fully or partially penetrating wells.
3. Display the field data or fitted data on the screen or print them using one of three display options:
  - (a) both time and drawdown coordinate axes are at logarithmic scale;
  - (b) both time and drawdown coordinate axes are at linear scale;
  - (c) time (abscissa) is at logarithmic scale, and drawdown (ordinate) is at linear scale.
4. Print the results in one of the following forms: (a) table form with general data on wells and hydrogeologic parameters, (b) table form with measured and fitted data for one well, and (c) standard reporting forms showing the pumping test data and fitted curve.
5. Prepare the data on hydrogeological parameters for contouring. Normally you would like to produce a contour map of transmissivity, or prepare an input data file with transmissivities and hydraulic conductivities to be used for modeling.

### 9.1.2. Features Of The Interpretation Mode

The program permits you to specify the following:

- Aquifer may be confined or unconfined. If unconfined, the program adjusts drawdown data for decrease in the transmissivity using the formula derived by Jacob:

$$s' = s - (s^2/2m)$$

where:

$s'$  = drawdown that would occur in an equivalent nonleaky confined aquifer;

$s$  = observed drawdown under water-table (unconfined) conditions;

$m$  = initial saturated thickness of aquifer.

- Wells are expected to be fully penetrating but corrections for partial penetration are included for the case of nonleaky aquifer. The program permits partial penetration of pumped or observation wells. In the case of partial penetration, you will be prompted for additional input, such as the depth to the top and bottom of a well screen from the top of aquifer in the pumped well, as well as the same for an observation well.

The program has four major curve fitting routines:

- (a) Theis, using the standard well function  $[W(u)]$  curve fitting method;
- (b) Jacob's approximation of the Theis solution;
- (c) Hantush, using the standard leaky well function  $[W(u,r/B)]$  curve fitting method;
- (d) Recovery method.

In all cases the program does the fitting without prompting you for initial guesses. (The initial guess is provided by first solving the Jacob's approximation equation and

producing the approximate fit, and then solving the complete well function equation.)

The Jacob's method is an approximation to the solution provided by the much more involved Theis method which is valid only when a certain condition is satisfied. This condition is contained in the size of the well function's argument. The argument  $u$  is defined as:

$$u = r^2 S / 4 T t$$

where  $r$  is the distance between pumped and observation wells,  $t$  is the time of pumping, and  $T$  and  $S$  are aquifer parameters transmissivity and storage coefficient, respectively.

This condition, expressed as the well function's argument  $u$  being less than about 0.01, implies that the distance between pumping and observation well,  $r$ , should be small or the time of pumping large. For a certain range of the aquifer parameters, namely the transmissivity  $T$  and the storage coefficient  $S$ , this condition will not be satisfied. For example, the Jacob's approximate solution will not be valid for the following set of values:

$r=500$  m;  $S=0.10$ ;  $T=500$  m<sup>2</sup>/day;  $t$  from 1 to 100 days.

The pumping test does not need to be run with a perfectly stable pumping rate. Pumping rate fluctuations are allowed and curve fitting will take them into account provided the history of pumping is known (exact rates and times of changing rates). Theoretically, the method can be used for the whole step-drawdown test as well.

You may skip any test data from curve fitting. These points will still be shown on the screen and on the printed graph but with a different symbol and color.

### 9.1.3. Input Data Conventions

The data for a pumping test analysis normally consist of four entries:

- time
- drawdown or depth to water from a measuring point



- pumping rate
- option to skip the point from calculation

Each data set must start with the initial line (row in the editing table) containing 0 (zero) for the time, 0 for the drawdown, and the initial pumping rate. For example, if a well was pumped at 2500 m<sup>3</sup>/day, and the drawdown after the first minute was 2.34 m, after the second minute 3.21 m, etc., the data input must look as follows:

Time	Drawdown n	Rate	Skip
0	0	2500	
1	2.34		
2	3.21		

*However, you may type a positive value for the drawdown at time zero (row one) indicating that you wish the program to accept this as the initial static water level. This level is actually the depth to the water from the measuring point (top of casing, ground surface, top of concrete block, etc.). Every other value in the second column ("drawdown" column) will be interpreted as the depth to the water and the vertical axis on the pumping diagrams will be labeled accordingly.*

There is no need to repeat input of pumping rates as long as the rate is constant. Only when it changes, the change should be typed.

In the case of the recovery of water levels after the pump stopped discharging, the convention is the following:

You must provide the history of pumping during the pumping stage, ending the pumping with the line containing the final time of pumping, and the final drawdown, and replacing the pumping rate with 0 at the time pump was shut off. From that time on, the time input must be in total time elapsed from the beginning of pumping, and not from the moment the recovery started. For example, if a well was pumped for 240 minutes at a constant rate of 2500 m<sup>3</sup>/day and the final drawdown was equal to 1.00 m, and then the pump was

shut off and the recovery measured, the data input must be the following:

0	0.00	2500
240	1.00	0
241	0.89	
242	0.81	
243	0.76	
245	0.68	
247	0.64	
250	0.56	
255	0.49	
260	0.45	
270	0.38	
280	0.34	
300	0.28	
320	0.24	
340	0.21	
380	0.17	
420	0.14	

(This is the example from D.K.Todd's book *Groundwater Hydrology*, 2nd edition, 1980, page 133. The manual matching produced the transmissivity equal to 1140 m<sup>2</sup>/day, and this program 1162 m<sup>2</sup>/day.)

#### 9.1.4. Aquifer Parameters

With the Theis method for a nonleaky aquifer, the fitting method produces the values of transmissivity and storage coefficient. Using the Hantush method for a leaky aquifer, the fitting method produces the transmissivity, the storage coefficient and the leakance or leakage coefficient. While the physical meanings and interpretation of the transmissivity and storage coefficients is well known and fully explained in any basic textbook on hydrogeology, the leakage coefficient needs an explanation.

The leakance or leakage coefficient, defined as  $K'/b'$ , where  $K'$  and  $b'$  are the hydraulic conductivity and thickness, respectively, of the semiconfining layer separating two aquifers, characterizes the amount of leakage. This coefficient is defined as the quantity of water that

flows across a unit area of the boundary between the main aquifer and its semiconfining bed, if the difference between the head in the main aquifer and that of the ponded water supplying leakage is unity (De Wiest, *Geohydrology*, 1965, page 274). Usually the values of the leakage coefficient are expressed in 1/time unit, that is in  $\text{day}^{-1}$ , or  $\text{sec}^{-1}$ . Hantush reported values between  $4.8 \times 10^{-8} \text{ sec}^{-1}$  to  $10^{-10} \text{ sec}^{-1}$  for an artesian basin in New Mexico, while Walton reported values from  $3.5 \times 10^{-7} \text{ sec}^{-1}$  to  $8 \times 10^{-9} \text{ sec}^{-1}$  for glacial drift deposits in Illinois.

The recovery method will produce only the transmissivity coefficient. Although it would be relatively easy to report the storage coefficient as well, the programmers restricted the analysis to transmissivities following the classical approach to the recovery part of the test.

In general we do not know beforehand whether an aquifer is leaky or nonleaky. You should try both methods, Theis and Hantush, and accept the one which produces a better fit. The quality of fit is printed as the Estimation Error entry. This is, in essence, the standard deviation.

#### 9.1.5. Units

Although the GWW package has its system of units in the file GWW.UNT, you may override the basic units in every part of the program. For the pumping test application this is more important than for other applications, because this application involves calculation of parameters which must be done in a consistent system of units. You should not be concerned with the consistency. The program takes care of this. But you must have control over your input data by knowing in which units you are actually transferring the data. You must also specify in which units you wish to have the results for the parameters.

As you will soon notice, the program permits you to modify general units and measurement units. The general units are the units for transmissivity and leakance, for average pumping rate to be reported on the form,

and for various geometric input parameters in the case of partial penetration and unconfined aquifer. The measurement units are the units for time, drawdown and pumping rate. The units you select for measured data will be displayed in the editing table. The general units will not be displayed on the screen, nor in reporting forms. You must be sure of which units you have selected and label them properly by modifying the default reporting forms.

## 9.2. MAIN MENU BAR

As shown in Figure 9-1, the major options on the application's menu bar are the following:

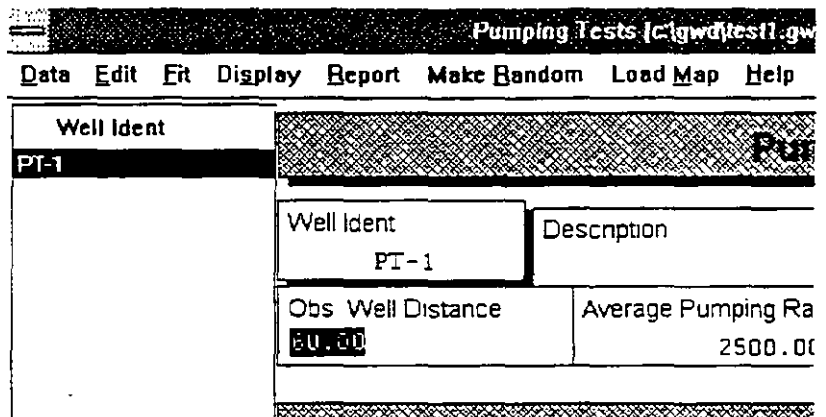


Figure 9-1

- Data
- Edit
- Fit
- Display
- Report
- Make Random
- Load Map
- Help

Each of these options, except options **Make Random** and **Load Map**, is explained in detail in this Chapter. **Make Random** is discussed in Chapter 5, Section 5.6; **Load Map** is discussed in Chapter 5, Section 5.3.2.

When the Pump Test application is selected, the display window consists of three main parts:

- Menu bar on the top.
- List of wells on the left currently comprising the working set, with two numbers at the top referring to the number of tests in the current working set and the total number of pumping tests in the data base.
- Entry form with information on the first well on the list or an empty form for a new data base.

Only certain fields on the entry form are available for input. These are Well Ident (or identification of a well), Description of the well, and Obs. Well Distance. In all but the recovery method, you will be reminded to input this parameter if you forget to do so before fitting.

Other fields on the form are reserved for reporting the results, and you will not be permitted to modify them. These are the fields reporting the transmissivity, storage coefficient, leakance, estimation error, initial saturated thickness, and the fit method.

*NOTE. If you wish to keep in your data base transmissivity, storage coefficients, leakance, hydraulic conductivities, etc. which you may modify or input without accepting the results from pumping tests, you must modify the data structure internal file (see Chapter 2) and reporting forms (see Chapter 3). However, be careful not to assign to these new entries the same field name as in the default structure. Remember that the default field names are transmissivity, storage, leakance. If you wish to have double parameter for transmissivity, you may add to the data structure TRANS, place this entry on your entry and reporting form, type the value that you wish to accept as the representative value for the transmissivity into this TRANS field in the entry form, in addition to the value produced automatically by the test, and create the same field on a*



*new reporting form in which the transmissivity as selected by you will be reported. This may become important if you wish to create a transmissivity contour map by using pumping tests results for a certain number of wells, by using calculated transmissivities from grain size analyses, and by assigning transmissivities on the basis of well performance or merely the lithology.*

### 9.3. DATA

The Data submenu is shown in Figure 9-2. The following options are available:

- Select Working Set.
- Delete Record.
- Select Entry Form.
- General Data Units.
- Print Setup.
- Exit.

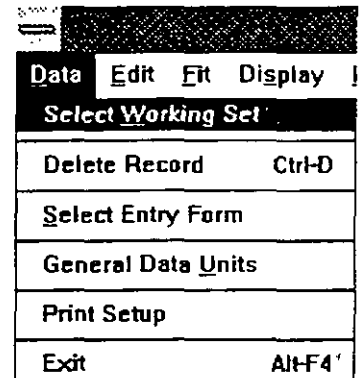


Figure 9-2

You use **Select Working Set** option in the same manner as with any other application. Its use is explained in Chapter 5, Section 5.3. Its purpose is to reduce a large set with many wells to a smaller set of wells which may be selected for whichever reason.

To delete a record, do the following:

1. Move the cursor to the well you wish to delete.
2. Select **Data** on the application's menu bar.
3. Select **Delete Record**, or hold down the CTRL key and press D key.
4. A warning will be displayed giving you a chance to reconsider.

You may use the default form as displayed in Figure 9-1, or any form that you may have created following the steps explained in Chapter 3. To change the form:

1. Select **Data** on the application's menu bar.
2. Click on **Select Entry Form**.
3. Select the form name which you wish to use as your entry form from the list displayed in the dialogue box.
4. Click on **OK**.

As explained in Section 9.2., in the pumping test application it may be important to design another entry form which would give you an opportunity to type some additional values, such as for transmissivity, hydraulic conductivity, storage coefficient, leakance, conductivity of semi-confining bed, thickness of semiconfining bed, etc. These values may then be contoured or reported in a table.

When activated, the option General Data Units displays a dialogue box such as shown in Figure 9-3. You

may change units for every parameter that may appear in the calculation or on the entry or reporting form. Remember that the slide bar on the right indicates that there are more entries than what is displayed. Most of these parameters will appear on the entry and reporting forms. When you select any of these parameters, you will be offered the full choice of units, all units that are specified in the GWW.UNT file for a particular type of units.

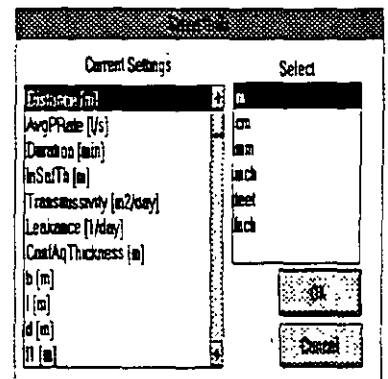


Figure 9-3

The **Print Setup** option is explained in Chapter 5, Section 5.4.

**9.4. EDITING PUMP TEST DATA**

**9.4.1. Measurements Units**

The submenu **Edit** looks as shown in Figure 9-4. To start, you should select or confirm the units of measurements

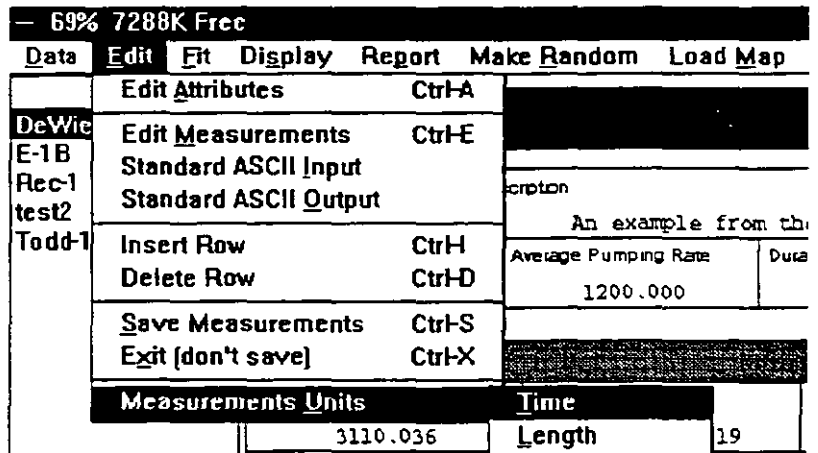


Figure 9-4

for a particular test. When you click on **Measurements Units**, the menu extends to three options: **Time**, **Length**, and **Pumping Rate**. The selection of units is the same as for the general data. When you select the option **Edit Measurements** the units that you have selected will be displayed in the editing table. This is shown in Figure 9-6.

**9.4.2. Edit Attributes**

Using the option **Edit Attributes** you may define your pumping test and aquifer scenario. The display as shown in Figure 9-5 looks like this only if you click on **Partial Penetration** box and declare the test as a partial penetration setup. If you do not select **Partial Penetration**



box, the display will offer only the Confined box. Actually, the following combinations are possible:

- (a) Confined aquifer box clicked. The box is "crossed". Partial penetration

box is not clicked (it is empty). No other input is required.

- (b) Both the confined aquifer box and partial penetration boxes are empty. The case is of an unconfined aquifer. You must type the value for Initial Saturated Thickness.
- (c) Both confined aquifer box and partial penetration boxes are clicked. The display is as shown in Figure 9-5. You do not fill the box for Initial Sat. Thickness, but you must fill in all boxes underneath, depending on whether you have measured data from the pumping well or from observation well.
- (d) Confined aquifer box is not clicked (the case is of a unconfined aquifer). Partial penetration box is clicked. You must type the value for initial saturated thickness and all required information for partial penetration.

PT-1

Confined  
Initial Sat. Thickness:  m

Partial Penetration:

Pumping Well Data, from Top of Aquifer ...

... to Top of Screen  m

... to Bottom of Screen  m

Observation Well Data, from Top of Aquifer ...

... to Top of Screen  m

... to Bottom of Screen  m

Aquifer Thickness  m

Figure 9-5

#### 9.4.3. Edit Measurements

When you select the **Edit Measurements** option, the edit table is displayed. It may contain data as shown in Figure 9-6, or it may be empty prompting you for input. Notice the units displayed in the header. These are the units you have selected using the option **Measurements Units** on the same menu. Notice also the first row of the data,

with 0 for time and drawdown, and a value for pumping rate. You enter or edit data using the TAB key, ENTER, or mouse.


*NOTE. Remember that you must not press TAB or ENTER when you finish typing of the last data input. If you do a new line will automatically be opened. Since it would be blank the fitting would fail.*

*For this not to happen the program will warn you to delete the line. To delete any line, including the last blank line, you hold down the CTRL key and simultaneously press D.*

You do not need to keep repeating the pumping rate value. Only if it changes should you type the new value. The "Skip" column allows you to eliminate some points from the calculation of the fit. Type \* on the row you wish to eliminate.

#### 9.4.4. Standard ASCII Input

You may input pumping test data from an ASCII file. This should be a standard ASCII file, with time, drawdown, and pumping rate values separated by a comma or one or more spaces. The order of input is important: time, drawdown, pumping rate. When you choose the option Standard ASCII File the box prompting you to select a file will be displayed as shown in Figure 9-7. The program assumes that the extension of such files is .pmp,



PT-1			
Time (min)	Depth (in)	Q (in <sup>3</sup> /day)	Skip
0	2560		
1	0 2		
5	0 27		
2	0 3		
5	0 34		
3	0 37		
4	0 4		
5	0 45		
5	0 48		
8	0 53		
13	0 57		
12	0 6		
14	0 63		
18	0 6		
24	0 72		
30	0 76		
40	0 81		
50	0 85		
60	0 9		
80	0 93		
100	0 96		
120			
150	1 04		
183	1 07		
210	1 5		
240	1 12		

Figure 9-6

but you may change this by typing your own wildcard combination.

The normal procedure in creating a test set would be to:

1. Create a test well entry by assigning well identification, typing in description, and typing the distance to observation well.

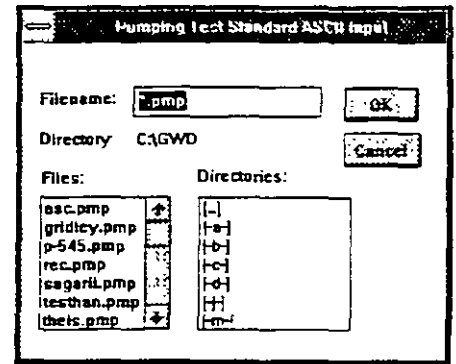


Figure 9-7

2. Select Measurements Units for time, drawdown, and pumping rate.
3. Select General Data Units.
4. Set Edit Attributes for the test.
5. Input standard ASCII file.

#### 9.4.5. Standard ASCII Output

This option provides for saving test data that you have entered from the keyboard or that you may have edited. When used, you will be prompted for an ASCII file name. The data are saved in a format which may look as follows:

1.000	0.280	500
2.000	1.040	
3.000	1.775	
5.000	2.956	
10.000	4.894	
15.000	6.142	
20.000	7.059	
25.000	8.158	
30.000	8.720	
45.000	9.346	
50.000	9.674	
55.000	9.967	
60.000	10.230	400
62.000	10.119	
64.000	9.940	
66.000	9.826	
68.000	9.754	
70.000	9.707	
75.000	9.657	
80.000	9.658	
90.000	9.652	
120.000	12.151	

The results of this test are interpreted in the following way. The well was pumped at a constant rate of 500 m<sup>3</sup>/day in the first 60 minutes. In the second hour the pumping was at a reduced rate of 400 m<sup>3</sup>/day. The test terminated after two hours of pumping.

## 9.5. FITTING

The GWV package contains four methods of fitting data: Theis, Jacob, Hantush, and Recovery. This is shown in Figure 9-8. You must not use the recovery method if the data are not prepared for the recovery. You may use either Theis or Hantush on the same set of data and see the difference in fitting.

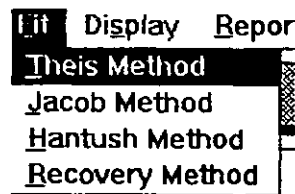


Figure 9-8

Each of the methods works in iterations. The fitting starts with values of transmissivity and storage coefficient as initial guesses calculated using the Jacob's approximation. Since the fit for the Theis method is a two-parameter iterative algorithm (transmissivity and storage coefficient), it is much faster than the Hantush method which is a three-parameter algorithm (transmissivity, storage coefficient, leakance). If, on top of this, you select a partial penetration case, the processing may take several minutes on relatively fast computers (82486 running at 33 MHz).

In rare cases it may happen that there will be no fit in a pre-specified number of iterations (set at 100). This will be the case when test data do not come close to theoretical expectations of a normal leaky or nonleaky aquifer. However, if you notice at the first iteration that the estimation error is labeled with five or more asterisks, your data file is not correct. This will be the case if you have not followed conventions as specified before, you have a blank line in the data file, or, in the case of the recovery method, you have not typed cumulative time.

If the fitting was OK, the results will be typed into the entry form.

---

## 9.6. DISPLAY

The display is used for (a) viewing field data before fitting, and (b) displaying the fit.

You may wish to view the test data to check for errors in typing or measurements. Time data will be OK since the editor will warn if some input data lines are out of time sequence. But the drawdown data may be mistyped or behave erratically. In that case the fit will not make sense unless you modify the data. One of displays of field data is shown in Figure 9-9 before the fit.

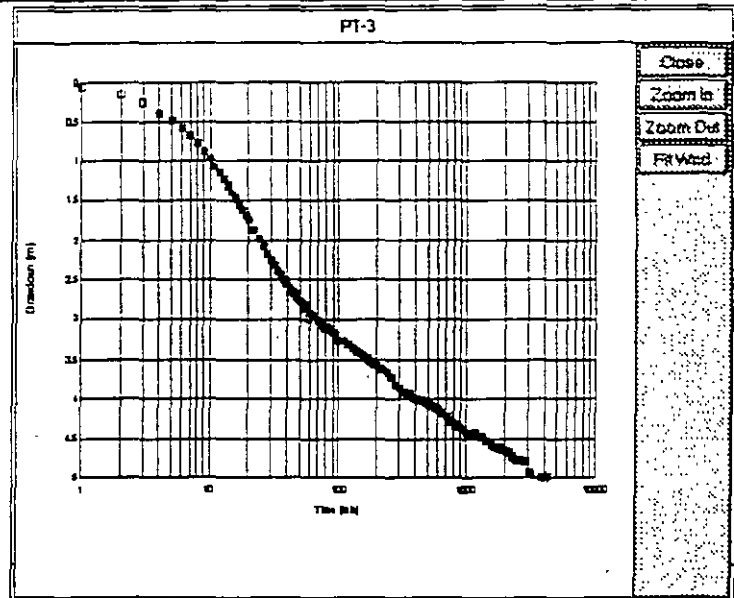


Figure 9-9

Before accepting the results, you will want to see how data are fitted. After you select the option Display you are asked to select one of three patterns (see Figure 9-10):

- time at logarithmic scale, drawdown at linear scale;
- time and drawdown at logarithmic scale;

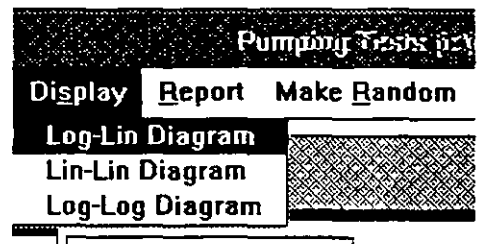


Figure 9-10

- time and drawdown at linear scale.

Notice that the printout will always be in semilogarithmic scale. One of fitted semilogarithmic displays is shown in Figure 9-11 for the Hantush fitting method. Notice the difference of display for points that have been skipped. On the color screen this is even more obvious.

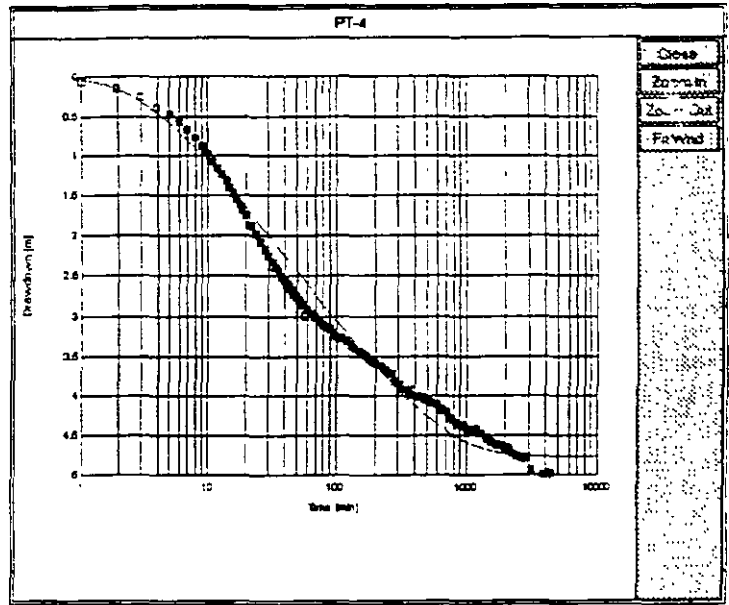


Figure 9-11

## 9.7. REPORTING

By selecting the **Report** option from the menu bar you may print the following:

- Fit graph showing field or measured data and the fitted curve, along with results and other information that you selected to put on the report form.
- A table for a single well displaying measured data, fitted data, the difference between the two, time, pumping rates, and any other parameter that you decided to put on the reporting form.
- A table for all wells making the data base or working set displaying some general data such as wells' identifications, descriptions, coordinates, elevations, transmissivities, storage coefficients, leakance, etc.

The submenu for reporting is as shown in Figure 9-12. If you select the upper option, Print Fit, the standard reporting form will be used including some general information about the well, test results, methods of fitting, and the diagram. This standard form, which is a part of

the data base template GWW.000, is prepared for the following units:

- Transmissivity in  $m^2/day$ .
- Drawdowns, aquifer thickness, distances and geometry of test wellfield setup in meters.

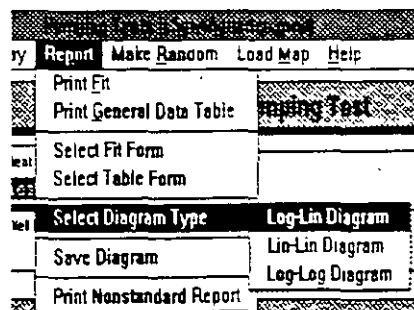


Figure 9-12

- Time in minutes.
- Leakance in  $day^{-1}$ .
- Pumping rate in  $m^3/day$ .

You may need to modify this form for another set of units. [The modification is done using Tools from the main menu, followed by Report Forms Editor, then Pumping Tests, and Single Record Form, File, Old, Standard form.]

If you select the option **Print Fit**, you will not be prompted to select a reporting form.

Similarly, using the option **Print General Data Table** the standard report form will be assumed, and you will not be given the chance to replace it with another form that you may have created.

The middle two options are used to first select a reporting form, and second to print the form. **Select Fit Form** is intended to print a report that is prepared for a single well, and **Select Table Form** is intended to print a report that is prepared for all wells in the working set.

In the GWW.000 template data base, three reporting forms have been prepared by programmers to report fitted data. When you select the option **Select Fit Form** you will be asked to choose from the list of forms as shown in Figure 9-13. The 'PartialPenetration' form refers to a



pre-designed form which reports all information about the test setup. The Standard form should be used for fully penetrating wells. It will report either Theis, Han-

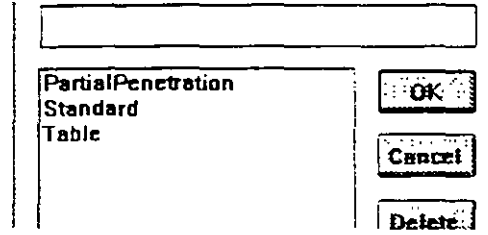


Figure 9-13

tush, or recovery methods depending on the fitting method selected. This form is prepared with metric units. Modify it if you wish to use another system of units.

The **Table form** will report the single well test data in columns with time intervals, measured and fitted draw-downs, drawdown differences, pumping rates etc. One column will also show whether a point was skipped or included into the fit.

For each type of reporting, whether for single test or for all tested wells, you may create more than one reporting form. When you create such forms using Report Form Editor from the Tools menu, you should save them using Save As.. option, and assign an internal file name. When the Select Fit Form or Select Table Form option is invoked, all these forms will be listed for you to choose from.

You may use the option **Select Diagram Type** to print the test data using one of three types, as shown in Figure 9-12.

**Save Diagram** is used to save the currently displayed diagram for printing using the **Nonstandard Report** option. As in other applications, you will be prompted to save the graph under a name, and to decide on the diagram size.

---

## 9.8. MAKE RANDOM

---

This routine is explained in more details in Chapter 5, Section 5.6. The program will allow you to select any one

of space distributed numeric parameters available for this application, including some that may have no meaning for contouring (such as e.g. average pumping rate, geometrical parameters referring to the position of pumping and observation well screens, etc.). Normally what you will want to prepare for contouring will include transmissivity, hydraulic conductivity (if you decide to keep this parameter in data base), saturated thickness of aquifer, etc. You should exercise caution in what to contour. Hydrogeological parameters such as storage coefficient, specific yield, and leakance are usually known at occasional points within a large ground water system. It would make more sense to assign different zones with distinct values of such parameters, rather than smoothly changing contour lines implying changes at every point. The random variable offering may look as shown in Figure 9-14.

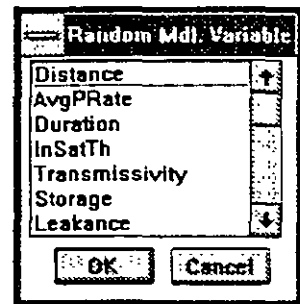


Figure 9-14

---

### 9.9. LOAD MAP

This option is explained in details in Chapter 5, subsection 5.3.2. It is used to select a working set, or individual wells to work with, directly from a map.

---

### 9.10. HELP

This is context-sensitive on-line help which guides you through various options and procedures.

## 9.11. EXAMPLE

*EXAMPLE FIVE*

In this example you will create a pumping test entry, use the editor, fit the Theis curve to data, display the test and print results. The test data are taken from DeWiest's book *Geohydrology*, 1965, page 264-266. The author assumes that this test is a good example of a nonleaky aquifer. The example is as follows:

A completely penetrating well is pumped at a constant rate of 500 gpm. Drawdowns during the pumping period are measured in an observation well 150 ft from the pumped well, at times varying from 2 min to 6 hr. They are recorded in the table below.

Time (min)	Drawdown (ft)	Pumping Rate (gpm)
0	0	500
2	1.2	
3	1.9	
4	2.45	
5	2.9	
6	3.35	
7	3.65	
8	4.1	
10	4.6	
14	5.5	
18	6.15	
24	7	
30	7.75	
40	8.5	
50	9	
60	9.5	
80	10.05	
120	10.3	
180	10.5	
240	10.65	
360	10.8	

The procedure is as follows.

1. From the main menu bar in the GWW select **Applications**.
2. Select **Pumping Tests**.
3. Select **Data**, and click on **General Data Units**. When the window Change Units for ... is displayed click on **Distance**, confirm with **OK** and select feet, then click on **AvgPRate**, again **OK** and select gpm, then click on **Duration** and select minutes. Click on **Transmissivity** and select gpd/ft. Select **StandardError** and select feet. Click on **OK** to return to the Data menu.
4. Type DW-1 in the Well Ident field, press TAB; type Example from DeWiest's book, 1965, p.264-266 in the Description field, press TAB; type 150 in the Distance field; press TAB.
5. Notice that the well list contains the well number DW-1. Click with mouse on DW-1 in the well list window.
6. Select **Edit**, followed by **Measurements Units**. Click on **Time** and select minutes. Repeat the procedure (Edit, Measurements Units) and select **Drawdown**. Click on feet. Repeat once again, select **Pumping rate** and select gpm.
7. Go once again to **Edit** and select **Edit Attributes** to confirm that the Confined Aquifer box is crossed (if not click inside the box), and that Partial Penetration box is empty.
8. From Edit menu select **Edit Measurements**. Check that the time is in min, drawdown in ft, and pumping rate in gpm.
9. Start typing. Type 0 in Time column, press TAB, type 0 in Drawdown column, press TAB; type 500 in Pumping Rate column, press TAB twice. The cursor should be in first column of the line two.
10. Type 2 in Time column, press TAB; type 1.2 in Drawdown column, press TAB; press TAB twice to move to the line 3. Type 3, press TAB; type 1.9, press TAB; press TAB twice more to move to the next time interval.



11. Type 4, press TAB; type 2.45; press TAB three times.

12. Keep typing until the last line, type 360 in Time column, press TAB; type 10.8 in Drawdown column. Stop here. The screen should display as shown in Figure 9-15. Instead of pressing TAB save the table by holding down the CTRL key and pressing S (for save).

13. You are back in the application's main menu. Select Display to look at what you just typed. Select Log-Lin Diagram. The screen's display should look as shown in Figure 9-16.

DW-1			
Time(min)	Depth (feet)	Drawdown	Skip
0	0	50.0	
2	1.2		
3	1.9		
4	2.45		
5	2.9		
6	3.35		
7	3.65		
8	4		
10	4		
14	5		
18	6.15		
24	7		
30	7.75		
40	8.5		
50	9		
60	9.5		
90	10.0		
120	10		
180	10.5		
240	10.65		
360	10.8		

Figure 9-15

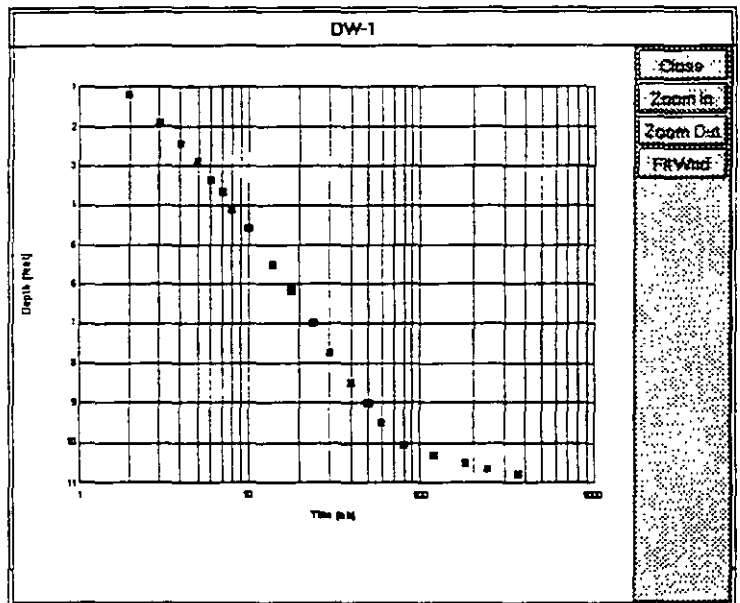


Figure 9-16



14. Click on **Close** on the right side to remove the display.
15. Select **Fit**, followed by **Theis Method**. Wait until the results are displayed. The screen should look as shown in Figure 9-17. Notice the results:

Pumping Test			
Well Ident 95-10	Description Example from Dewiest's book, 1965, p.264-266		
Obs Well Distance 150.00	Average Pumping Rate 500.0000	Duration 360.0000	Initial Saturated
Results			
Transmissivity 27175.77	Storage Coefficient 0.0002952360	Leakance	Estimate Error
Fit Method		Theis Method	

Figure 9-17

- Transmissivity = 27,175.74 gpd/ft
  - Storage coefficient = 0.000295
  - Estimate Error = 0.67 ft.
16. Select **Display**. Select **Log-Lin Diagram**. The fitted curve is as shown in Figure 9-18. Not too good!
  17. Print results by selecting **Report** and **Print Fit**.
  18. Check whether this may be a leaky aquifer case. First remove the diagram from the display by clicking on **Close**.
  19. Select **Fit** followed by **Hantush method**. Wait until the processing is finished and notice the results:
    - Transmissivity: 16,177.67 gpd/ft
    - Storage coefficient = 0.00043
    - Leakance = 0.00616 1/day



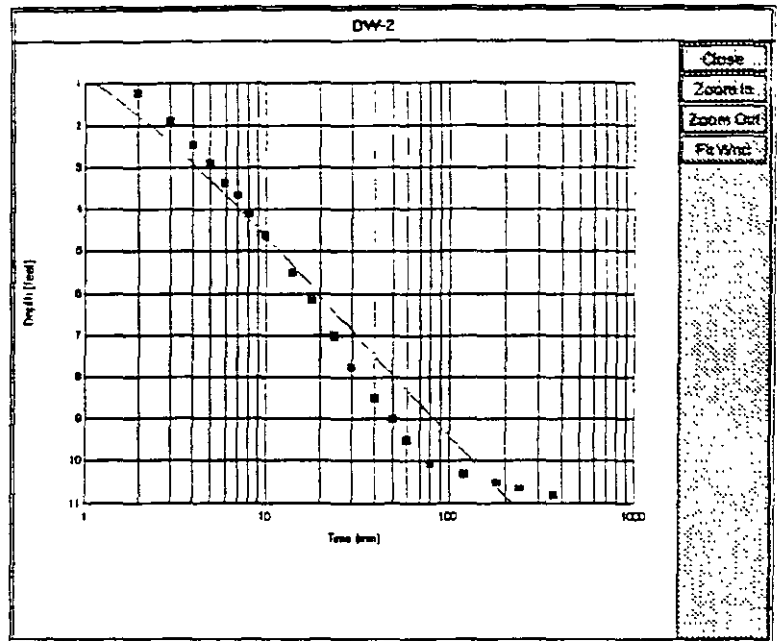


Figure 9-18

- Error estimate = 0.14 ft.

20. Look at the fit. Select Display, followed by Log-Lin Diagram. The display is as shown in Figure 9-19. Notice that the fit is much better. You do not need to look at the display. The comparison of Error estimates is sufficient to tell you which method fits better.

Finally compare the results from the book with these results. Transmissivity in the book is equal to 20,500 gpd/ft, storage coefficient is equal to 0.000315. While storage coefficients are of about the same order of magnitude, the "nonleaky" transmissivity is overestimated for about 26%. It appears that the aquifer is less transmissive, but a portion of pumped water is supplied from leakage.

This ends the example.



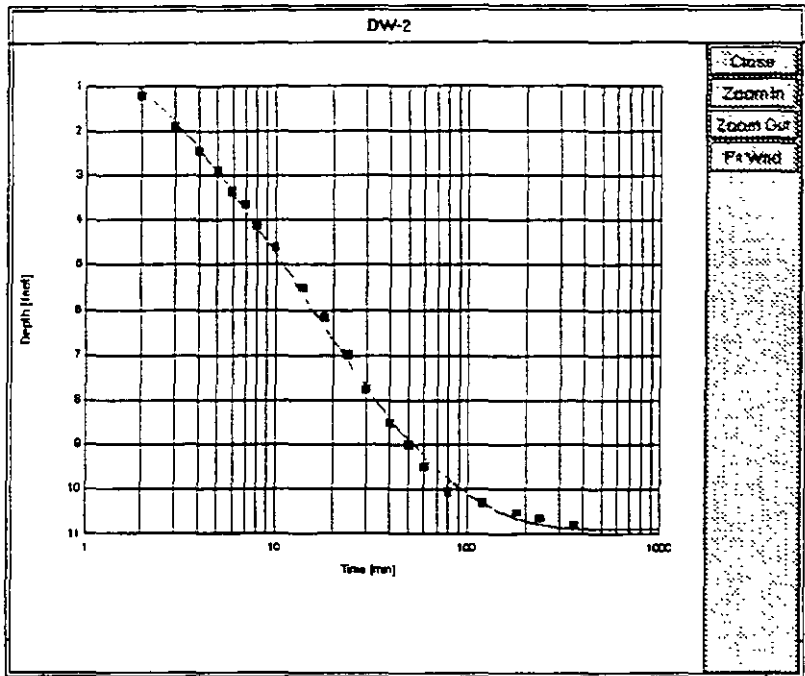


Figure 9-19



*This page intentionally left blank.*



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

**TEMA ANEXO  
EJERCICIO DE AQUIFERTTEST VER. 3.0  
EJERCICIO DE AQUACHEM VER. 3.7**

**EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

## EJERCICIO DE AQUIFERTEST VER.3.0

### EJERCICIO 1: Planeando una prueba de bombeo

Esta versión de Aquitertest permite, además de interpretar los resultados provenientes de pruebas de bombeo, el planear la prueba antes de salir al campo. Esta capacidad de aquitertest permite obtener sugerencias para los valores de caudal óptimo, la distancia óptima entre el pozo bombeado y los pozos de observación. Este ejercicio está diseñado para aprender a obtener cual es el caudal necesario para la prueba de bombeo.

**El proposito de este ejercicio es estimar el caudal necesario para producir un abatimiento mínimo (2mm=0.002m) en un pozo de observación que está a 10 metros del pozo de bombeo, en los primeros 2 minutos de la prueba de bombeo.**

#### 1. CREAR UN NUEVA BASE DE DATOS

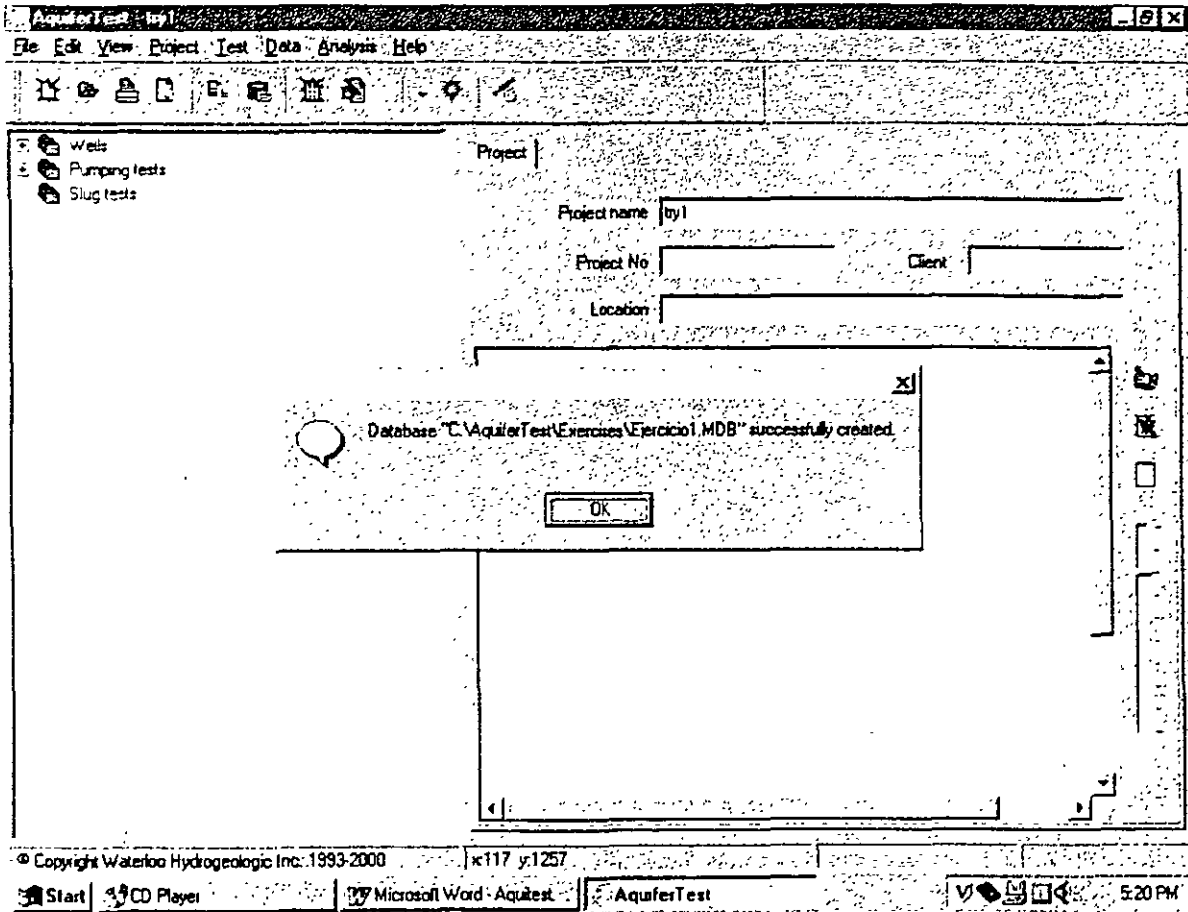
☞ en el icono de Aquifer Test 3.0

☞ File (del menú superior)

☞ Create database...

En la ventana que aparece acceder el directorio **C:\WHI\Aquifertest\Exercises\** y nombrar al archivo Ejercicio1, y ☞ en Save. Una venatan aparecera confirmando que la base de datos ha sido creada.

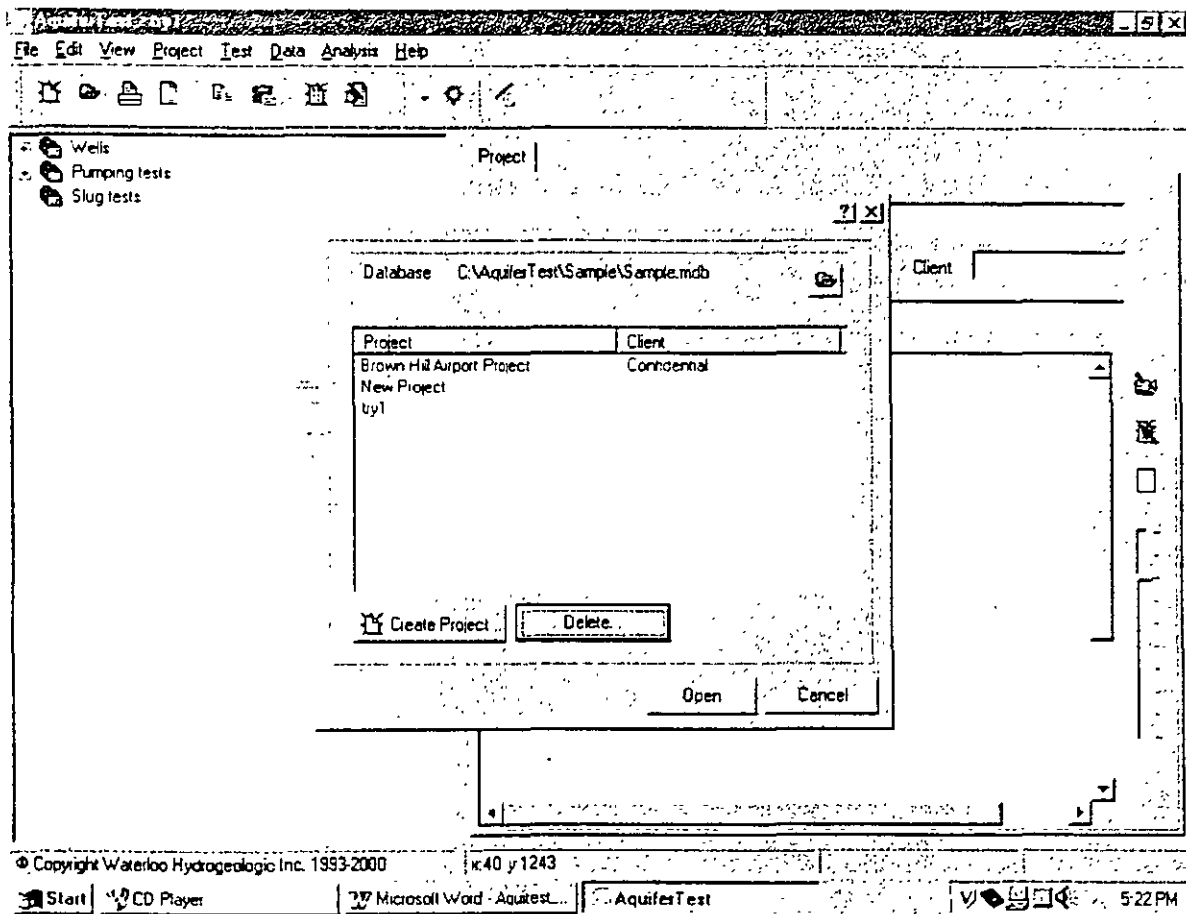
☞ OK



☞ File (del menú superior)


☞ Open project


☞ en el icono para abrir proyectos en la parte superior derecha de la ventana, y buscar el archivo Ejercicio1 (el archivo que acaba de ser creado) dentro de C:\WH1\Aquifertest\Exercises\ y ☞ en Open




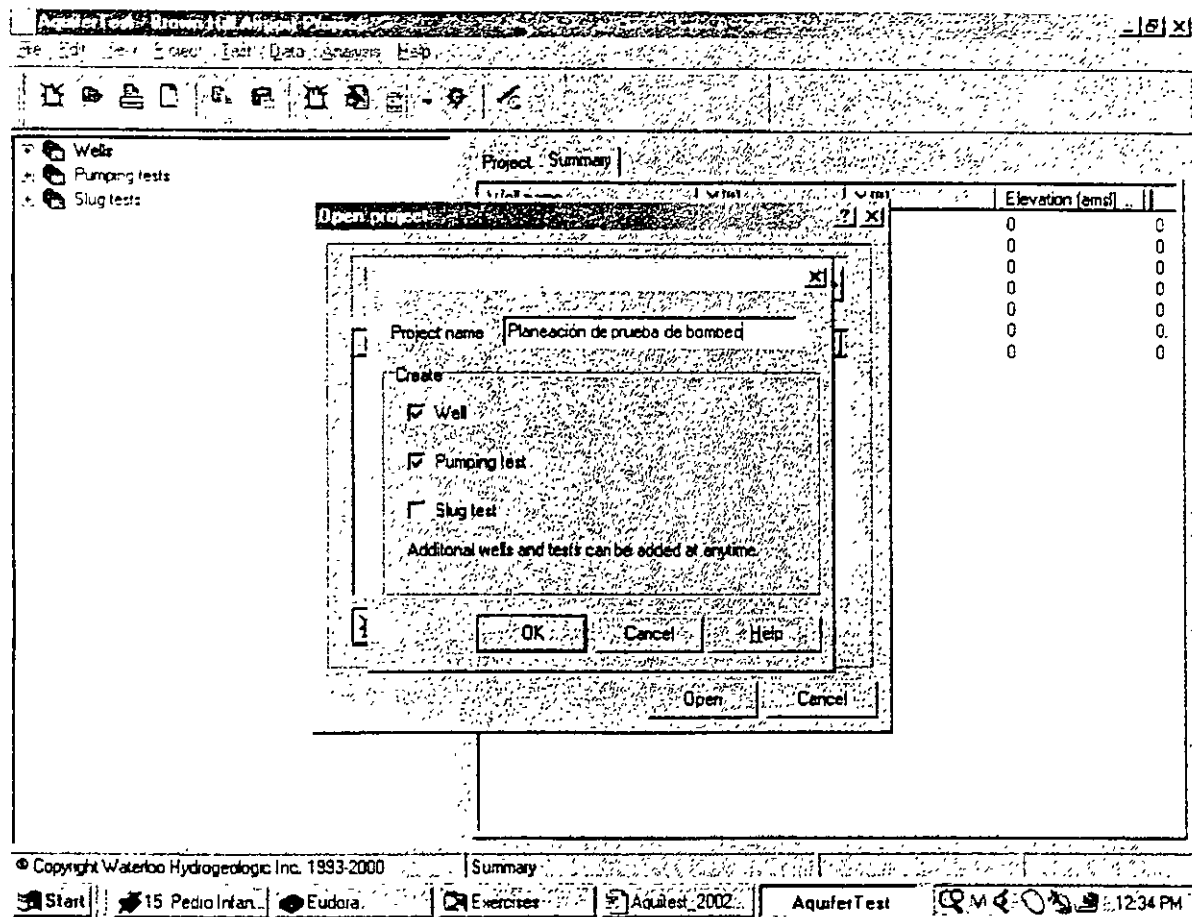
## 2. CREAR UN NUEVO PROYECTO

En la misma seleccionar

 Create project

En la ventana que aparece, en **project name** escriba: Planeación prueba de bombeo y  en OK

En la ventana anterior que aun seguira abierta,  en **open** (Planeación de prueba de bombeo, deberá estar seleccionada)

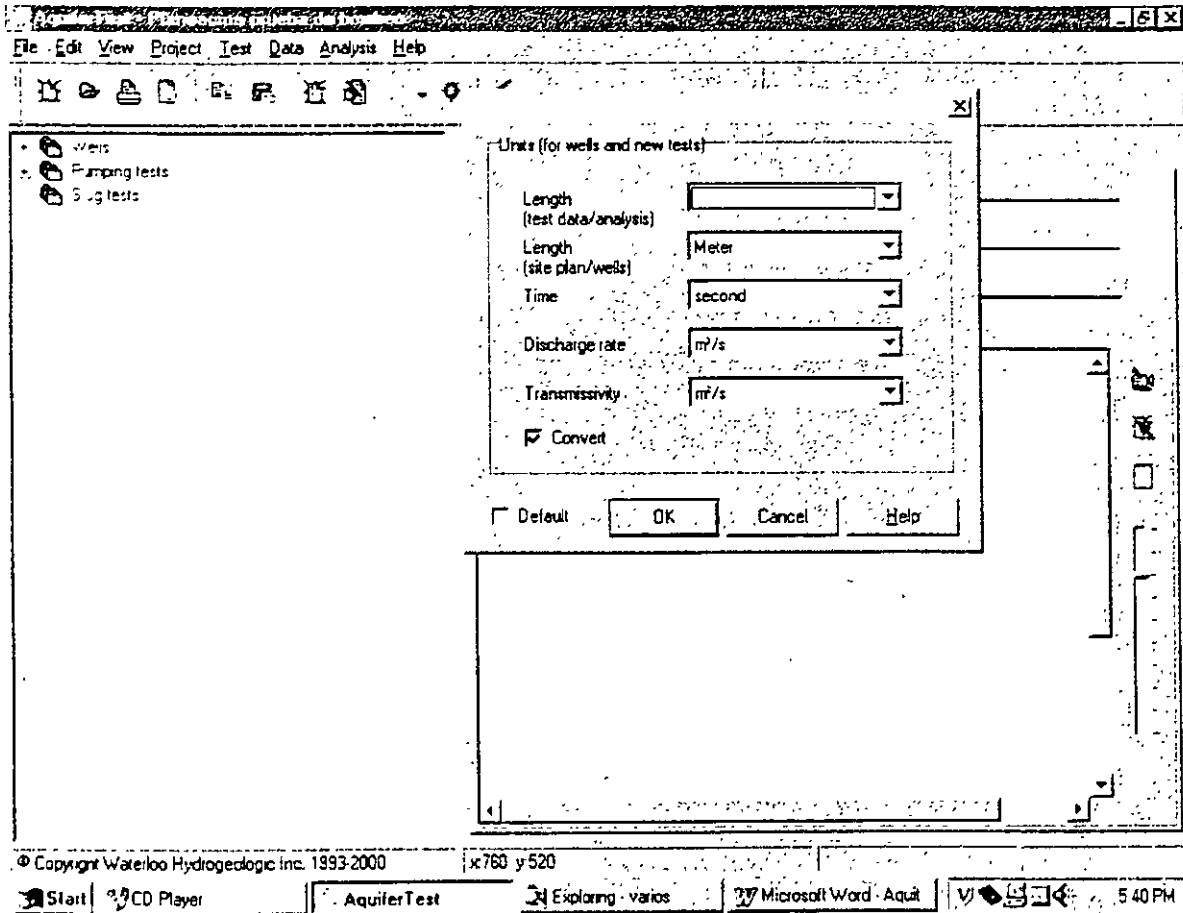


### 3. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE UNIDADES PARA EL PROYECTO

☞ Project (del menú superior)

☞ Units...

☞ OK



#### 4. CREAR UN NUEVO ANÁLISIS

En cualquier lugar del panel izquierdo (donde se encuentra el menú expandido) hacer un *derecho*. De la venetana que aparece escoger:

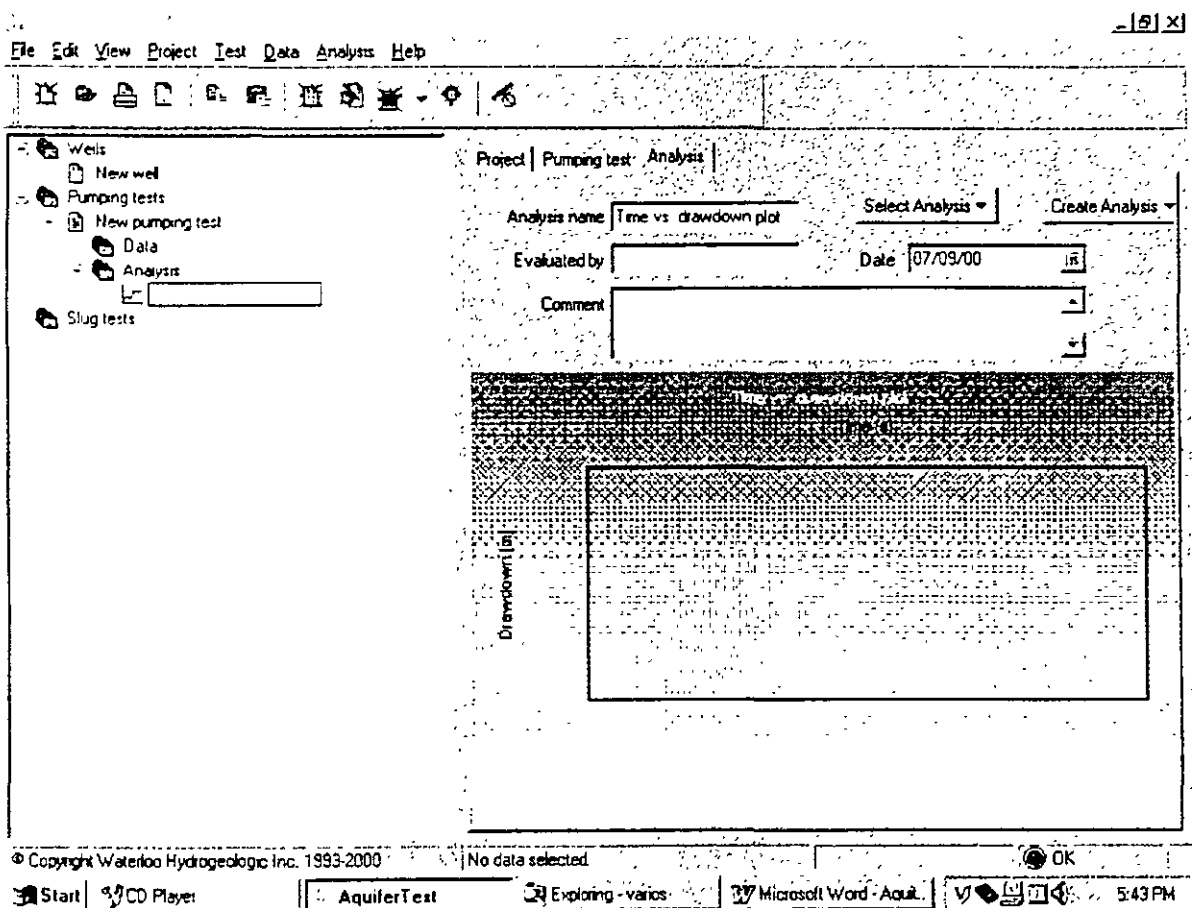
*derecho* Expand all (para expandir las opciones)

De las opciones que aparecen en el menú izquierdo:

*derecho* Analysis (para seleccionarlo)

*derecho* *derecho* en Analysis, y del menú que aparece, *derecho* Create Analysis

En las opciones que aparecen a la derecha escoger **Time vs. dradown plot** con un *derecho*





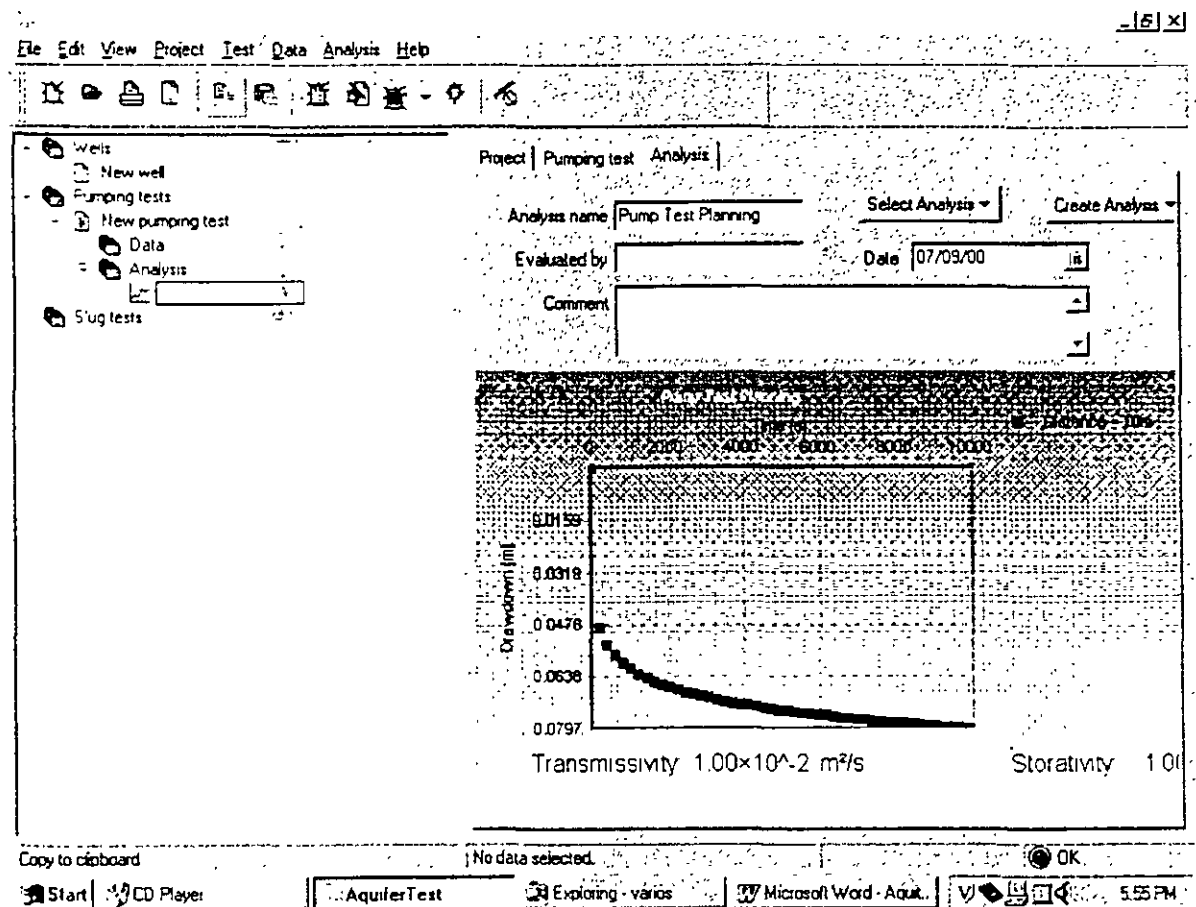
☞ Analysis (del menú superior)

☞ Method

☞ Predicted (Theis) (al final de la lista)

Por default, Aquifer Test mostrará una gráfica de abatimiento con tiempo a una distancia de 10 metros del pozo de bombeo.

Nótese que no se ha introducido al modelo ningún tipo de información de abatimiento respecto al tiempo para ver esta gráfica. Aquifer test crea una serie de datos "sintéticos" que corresponde al abatimiento característico por Theis (recuérdese que estamos planeando una prueba de bombeo!)

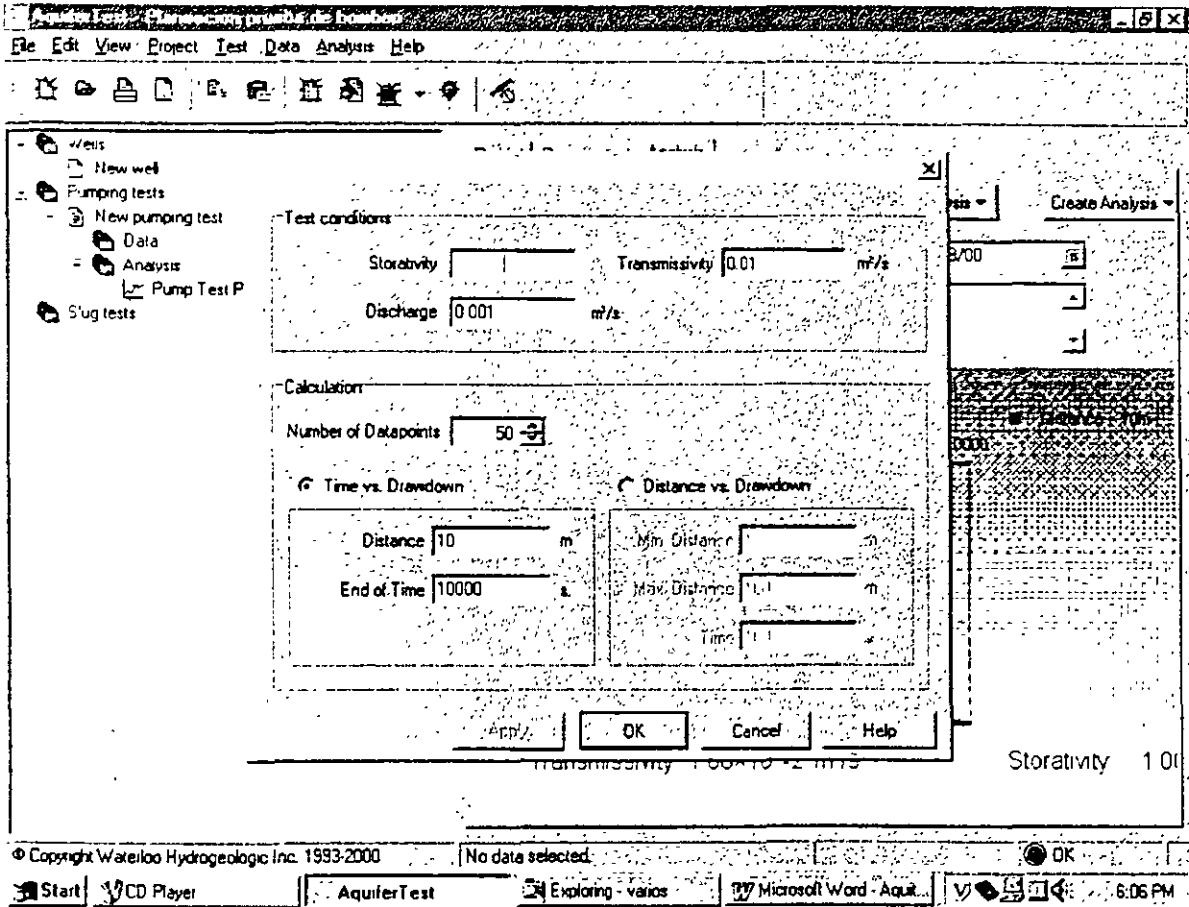


## 5. CAMBIANDO LAS CARACTERISTICAS DEL ANALISIS

Las características para la predicción de Theis observada en la última figura pueden ser editados para permitir hacer una evaluación de los efectos que pueden resultar en la planación de una prueba de bombeo

↗ *derecho* en cualquier lugar de la gráfica

↗ *settings*



Nótese que en “Test Conditions” se requieren valores de almacenamiento, transmisibilidad y caudal. Con información acerca del sitio de estudio se puede estimar el orden de la transmisibilidad y el almacenamiento. Con estos valores estimados, se puede entonces variar el caudal hasta que se obtenga el abatimiento deseado a la distancia establecida.

En “Calculation” se define el número de puntos a ser calculados en la gráfica. También se puede escoger entre estudiar la gráfica de abatimiento vs. Tiempo, o abatimiento vs.

Distancia. Estas opciones permiten variar la distancia de los pozos de observación y el tiempo de la prueba de bombeo para ajustarlas a las condiciones reales del sitio.

Por ejemplo, en la mayoría de los casos, pozos ya existentes en el sitio de estudio son utilizados como pozos de monitoreo. Un pozo de monitoreo puede estar a 25 metros del pozo de bombeo y no a 10 metros como lo sugiere el modelo. Se puede sustituir el valor de 10 metros por el de 25 metros, y posteriormente se podrá observar el abatimiento esperado a una distancia de 25 metros del pozo de bombeo.

En esta ventana asegúrese de que se ha seleccionado tiempo vs. Abatimiento (Time vs. Drawdon).

En "Test Conditions" cambie la siguiente información:

Storativity: 0.0001

Transmissivity:  $0.01 \text{ m}^2/\text{s}$  (basado en  $K=10^{-3} \text{ m/s}$ ;  $b=10 \text{ m}$ )

Discharge:  $0.001 \text{ m}^3/\text{s}$  (1 lps)

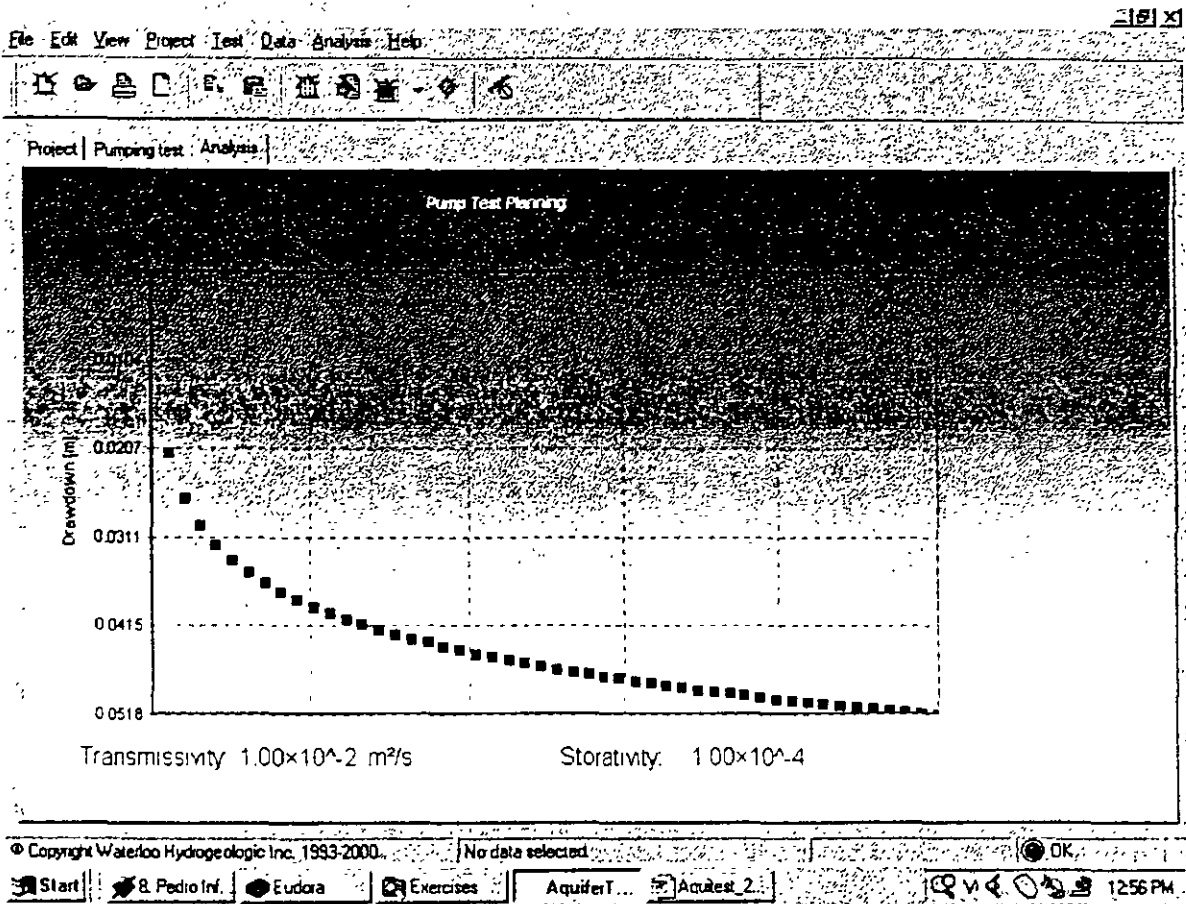
En "Calculation".

Distance: 10 m (al pozo de observación)

End of time: 300 seg (5 min)

✓ OK

Para agrandar la gráfica se presiona CTRL-E, para regresar al modo normal se vuelve a presionar CTRL-E.



De acuerdo con esta gráfica, un caudal de  $0.001 \text{ m}^3/\text{s}$ , producirá un abatimiento de aproximadamente 4.3 cm a los 2 minutos del inicio de la prueba, en el pozo de observación localizado a 10 metros de distancia. De esta manera, se satisface con este caudal el criterio que nos habíamos propuesto al principio del ejercicio.

Analizemos ahora otra pregunta: ¿Qué tan lejos llegará el cono de depresión después de 2 días de bombeo? Esto nos indicará si podemos llegar a tener interferencia con otros pozos de bombeo cercanos.

Nuevamente haga  $\sqrt{x}$  derecho en cualquier lugar de la gráfica y seleccione

$\sqrt{x}$  Settings

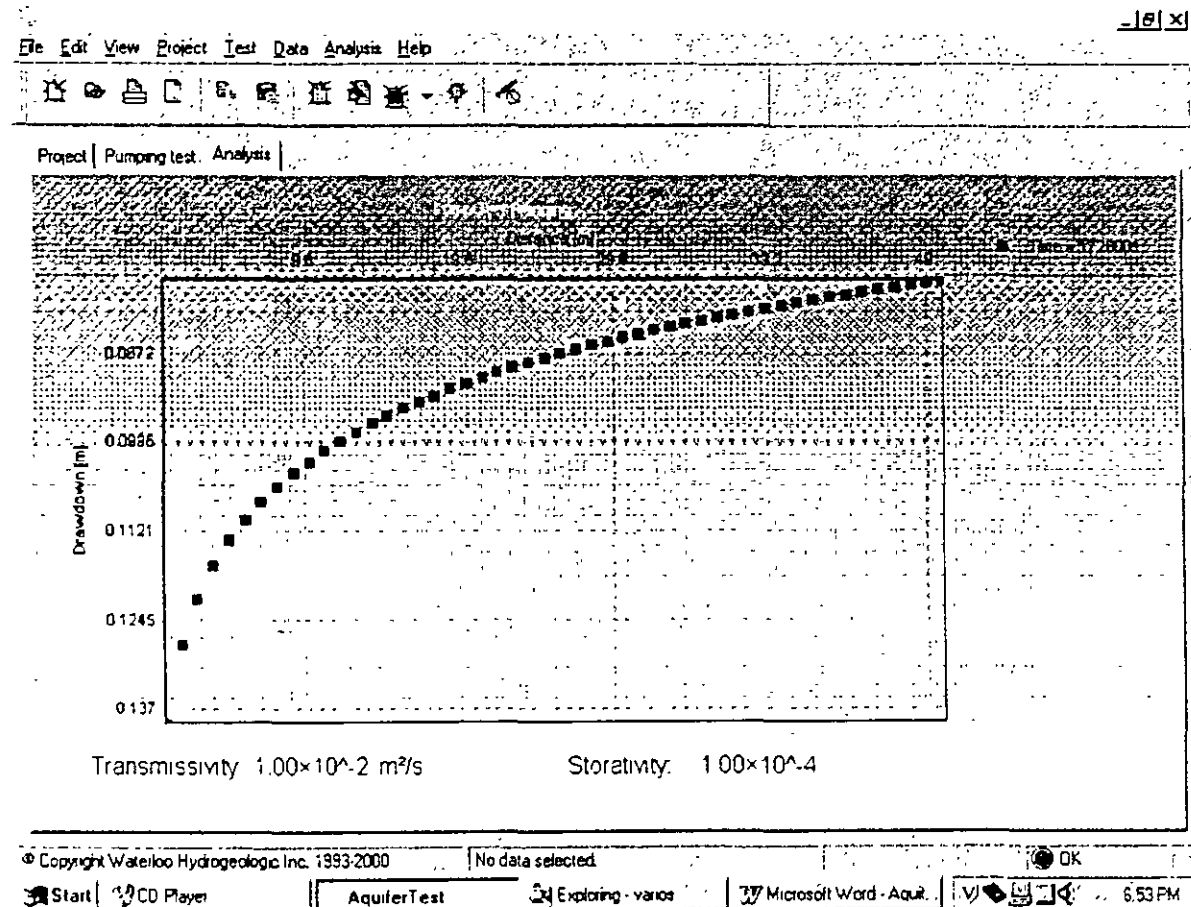
En "Calculation"  $\sqrt{x}$  Distance vs. Drawdown

Min. Distance: 1 (metros)

Max Distance: 50 (metros)

Time: 172800 (segundos = 2 días)

$\sqrt{x}$  OK



En la figura se puede apreciar la extensión del cono de abatimiento de nuestro pozo de bombeo. Como se puede observar, la prueba de bombeo produce muy pequeños efectos a una distancia mayor de 50 metros, si en este radio no existen pozos de bombeo, no existirá entonces ningún problema de interferencia.

Tecleando CTRL-E regresa a la imagen de la gráfica en pequeño.

**Final del Ejercicio 1**

## EJERCICIO DE AQUIFERTEST VER.3.0

### EJERCICIO 2: Analisis de una prueba de bombeo en acuífero confinado –

#### Theis analysis

##### 1. CREAR NUEVO PROYECTO

☞ File (del menú superior)

☞ New Project...

En el **project name** escriba: “Ejercicio 2: Análisis de Theis”, y DESELECCIONAR la opciones de **Well** y **Pumping test** (estas opciones las añadiremos mas tarde).

☞ OK

##### 2. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE UNIDADES PARA EL PROYECTO

☞ Project (del menú superior)

☞ Units... (asegurese que son las mismas unidades que el ejercicio anterior)

☞ OK

### 3 CREAR NUEVOS POZOS

✓ Wells (del menú izquierdo)

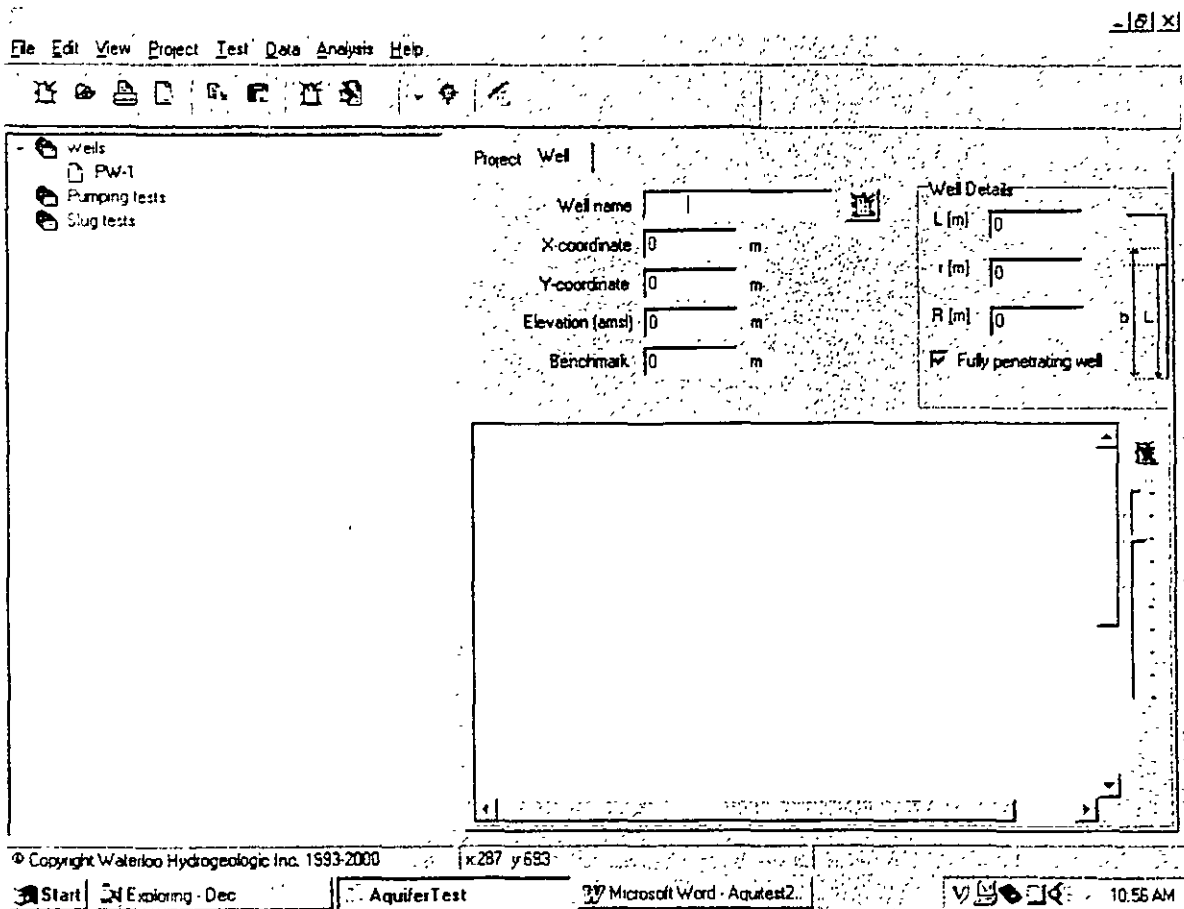
✓ *derecho* en Wells

✓ New Well (del menu que aparece)

Nombrar al pozo PW-1 (Well name)

✓ OK

aparecerá la siguiente pantalla:



Nuevamente

☞ Wells (del menú izquierdo)

☞ *derecho* Wells

☞ New Well (del menu que aparece)

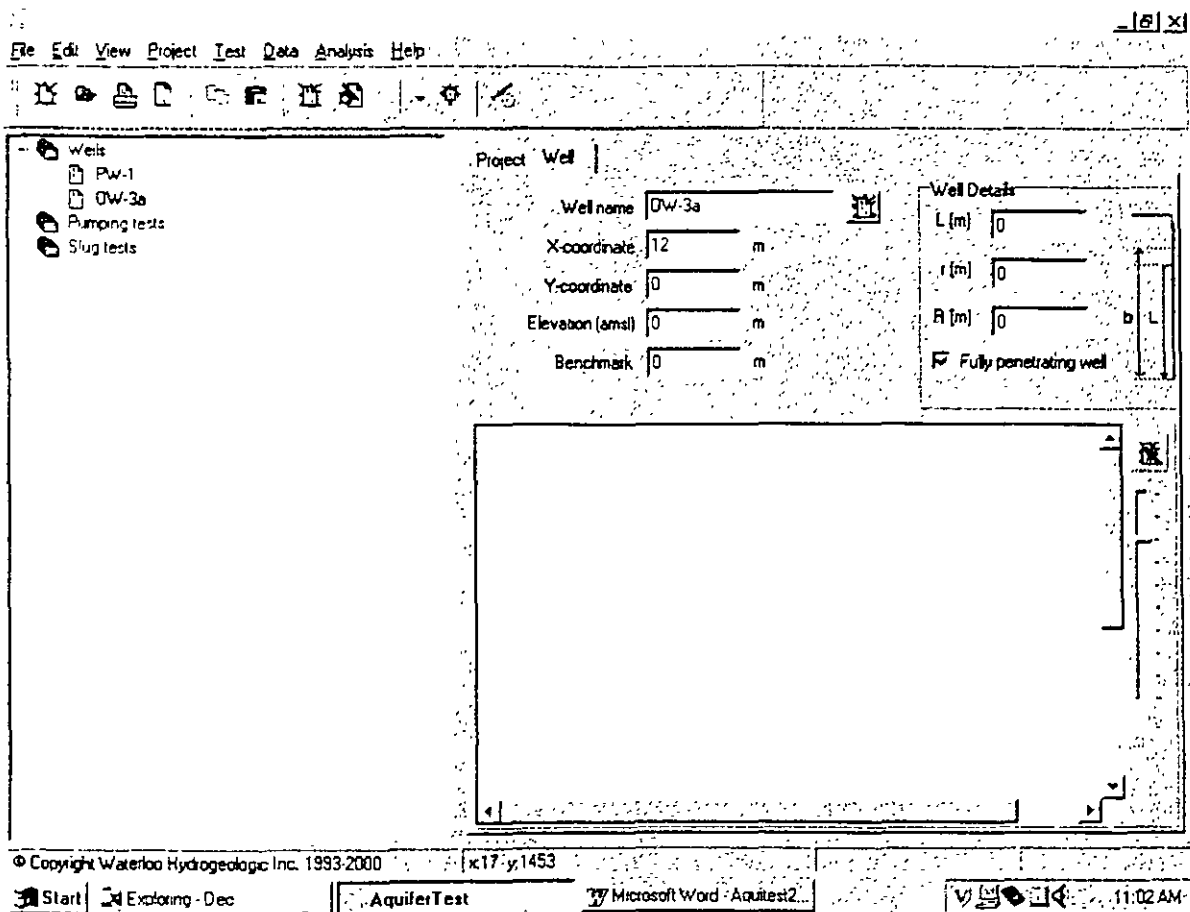
Nombrar al pozo OW-3a (Well name)

☞ OK

agregar en:

X coordinate: 12 (metres)

(El pozo PW-1 sera el pozo de bombeo, y el OW-3a el pozo de observación)





#### 4. CREAR UNA PRUEBA DE BOMBEO

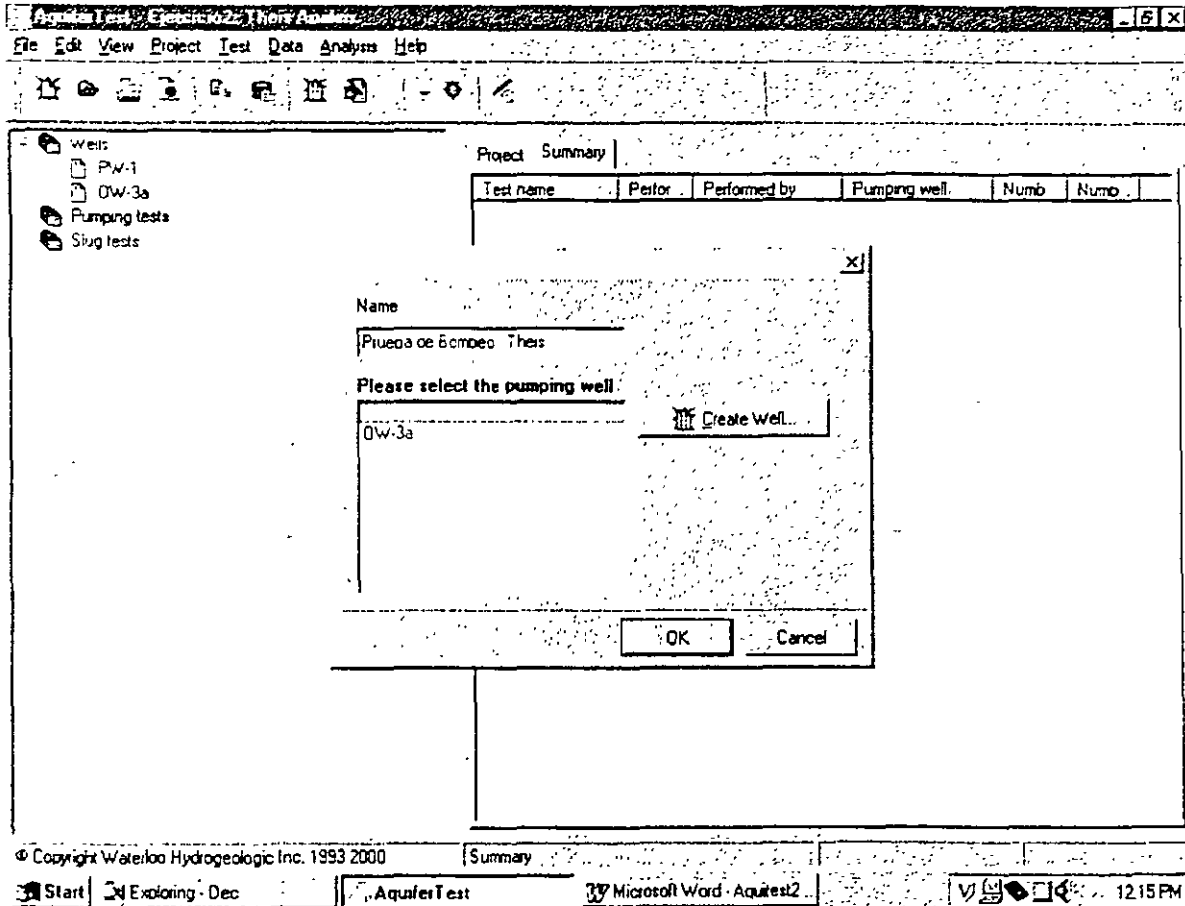
✓ Test (del menú superior)

✓ Create pumping test ..

En el nombre de la prueba (name) escribir: Prueba de Bombeo - Theis

✓ PW-1 (para seleccionarlo)

✓ OK



Llene la forma con la siguiente información:

Pumping Test name: Prueba de Bombeo – Theis (ya debe de estar automáticamente)

Performed by: <Escriba su nombre>

Date: <Escriba la fecha de la prueba de bombeo>

Time: <Escriba la hora de inicio de la prueba de bombeo>

Pumping well: Asegurese de que el pozo PW-1 esté seleccionado

Discharge rate: seleccione **constant**,  $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$

The screenshot shows the AquiferTest software interface. The menu bar includes File, Edit, View, Project, Test, Data, Analysis, and Help. The toolbar contains various icons for file operations and analysis. The left sidebar shows a tree view with 'Wells' (PW-1, OW-3a) and 'Pumping tests' (selected). The main window displays the following settings:

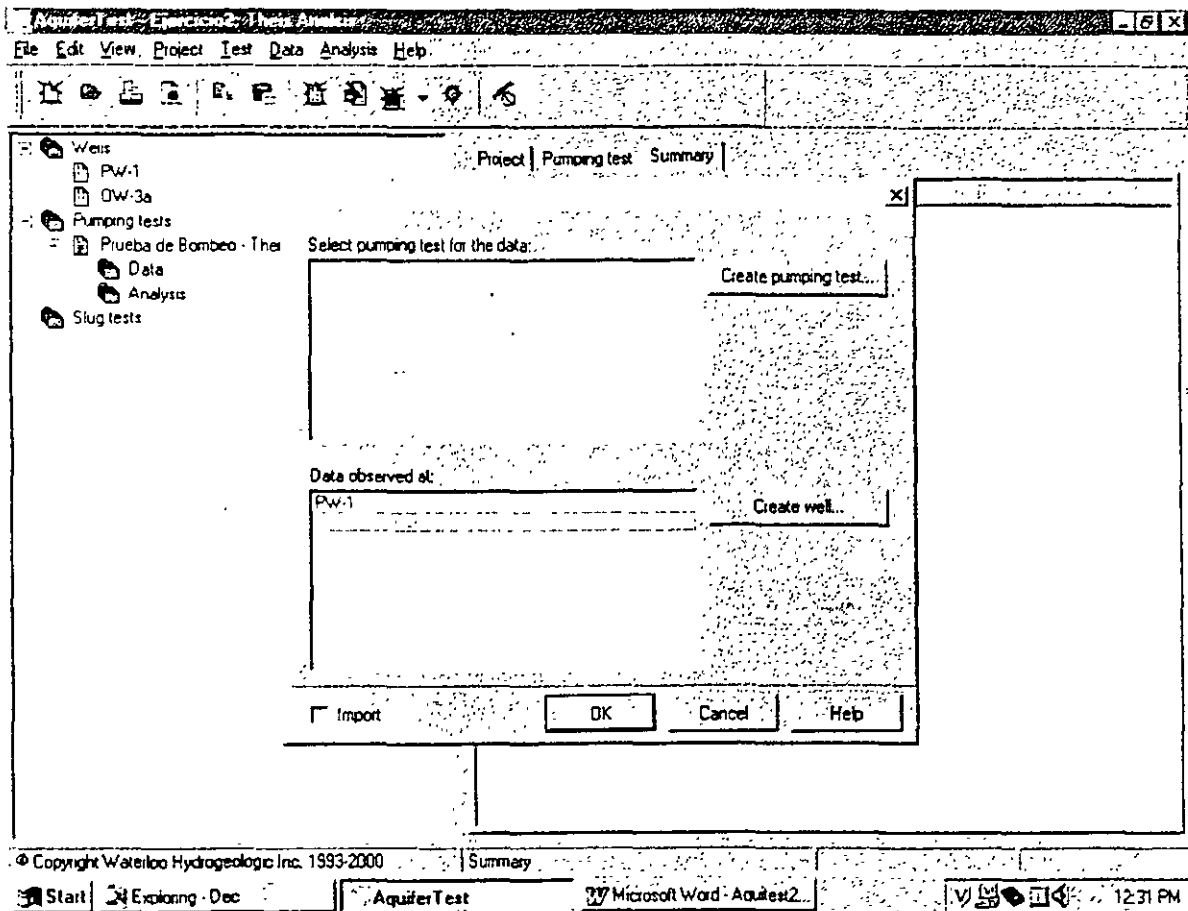
- Project: Pumping test
- Pumping test name: Prueba de Bombeo - Theis
- Saturated Aquifer thickness: 0
- Performed by: Lus Lesser
- Date: 9/1/2002
- Time: 12:00:AM
- Pumping well: PW-1
- View/Create Data List: [Icon]
- Discharge rate:  Constant (1.5 m<sup>3</sup>/s),  Variable
- Pump time: Start Time: [ ], Stop Time: 1.1 [ ]

Below the settings is a 'Calculation' section with tabs for 'Time-Discharge' and 'Discharge-Water level'. The 'Time-Discharge' tab is active, showing a table with columns 'Time (s)' and 'Discharge rate (m<sup>3</sup>/s)'. The table has 8 rows, with the first row containing '1' and '1.5'. To the right of the table is a graph area with 'Discharge (m<sup>3</sup>/s)' on the y-axis and 'Time (s)' on the x-axis. The graph shows a horizontal line at a discharge rate of 1.5 m<sup>3</sup>/s. The x-axis is labeled '0' at the origin.

At the bottom of the window, the status bar shows: © Copyright Waterloo Hydrogeologic Inc. 1993-2000. The taskbar includes Start, 15 Pedro Infante - Q..., AquiferTest, Eudora, AquiferTest\_2002\_3 da..., and system icons for M, network, and time (2:24 PM).

## 5. CREAR UN NUEVO GRUPO DE DATOS

- ✓ Prueba de Bombeo – Theis (menú izquierdo)
- ✓ data
- ✓ derecho data
- ✓ Create Datalist... (del menú que aparece)
- ✓ OW-3a (en el cuadro inferior)
- ✓ OK



Llenar con la información que aparece en la siguiente figura. Se puede utilizar <enter> para pasar al siguiente espacio de información.

Nótese que estos valores son profundidades al nivel estático, que es el valor que generalmente se obtiene en campo en las pruebas de bombeo.

-161 x

File Edit View Project Test Data Analysis Help

Project | Pumping test | Data |

OW-3a: Time-Water level

Depth to static WL:  m

b:  m

	Time (s)	Depth to WL	Drawdown (r)
1	0	1.2	
2	40	1.95	
3	120	2.65	
4	302	3.24	
5	810	3.85	
6	1610	4.24	
7	2880	4.65	
8	4180	5.93	
9	7993	5.31	
10	10000	5.49	
11	30000	5.7	
12	50000	5.85	
13	100000	5.9	
14			
15			

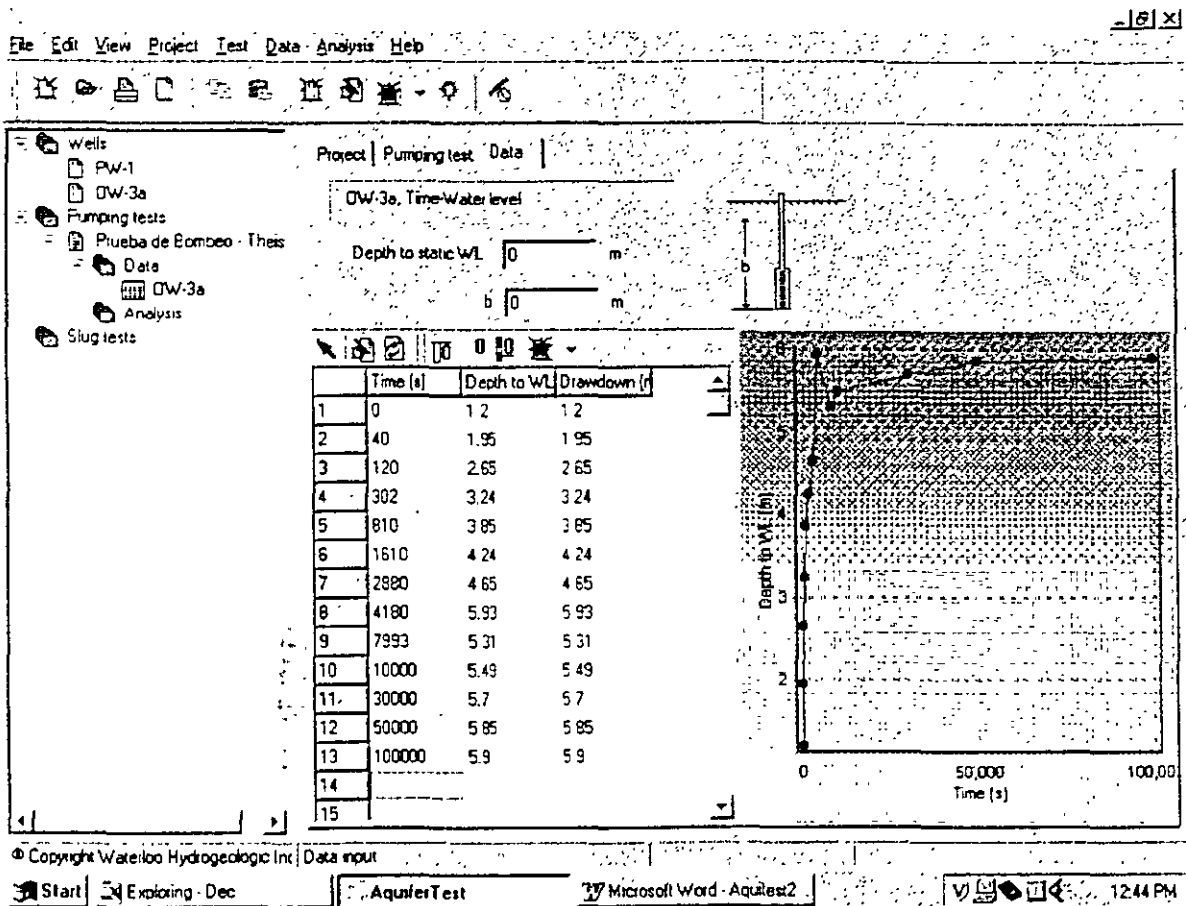
Copyright Waterloo Hydrogeologic Inc. 1993-2000

Start | Exploring - Dec | Aquifer Test | Microsoft Word - Aquifer2... | 12:40 PM

↻ derecho en cualquier lugar de la tabla

↻ Refresh graph (hasta abajo del menú que aparece)


La siguiente gráfica aparecerá





Esto también se puede hacer presionando la tecla F5, o el icono de **Refresh graph** que está arriba de la tabla. Busque cual es el icono moviendo el mouse por los diferentes iconos en la parte superior de la gráfica y leyendo la función que aparece, *sin presionar el mouse*.


También, para poder apreciar la gráfica mejor, se puede colocar el mouse entre el menú izquierdo y la porción de los datos y mover la separación cuando el símbolo del mouse se convierta en  $\leftrightarrow$ . Asimismo se puede ampliar el tamaño de la gráfica con respecto a la tabla con el mismo procedimiento.


## 6. MODIFICANDO UN GRUPO DE DATOS

De la gráfica se puede apreciar que un valor parece estar mal, de los íconos que están arriba de la tabla,  en la flecha (**select measurement values**).

En la tabla de valores,  en el valor con tiempo de 4180 segundos.

 derecho en el valor

 Delete (del menú que aparece)

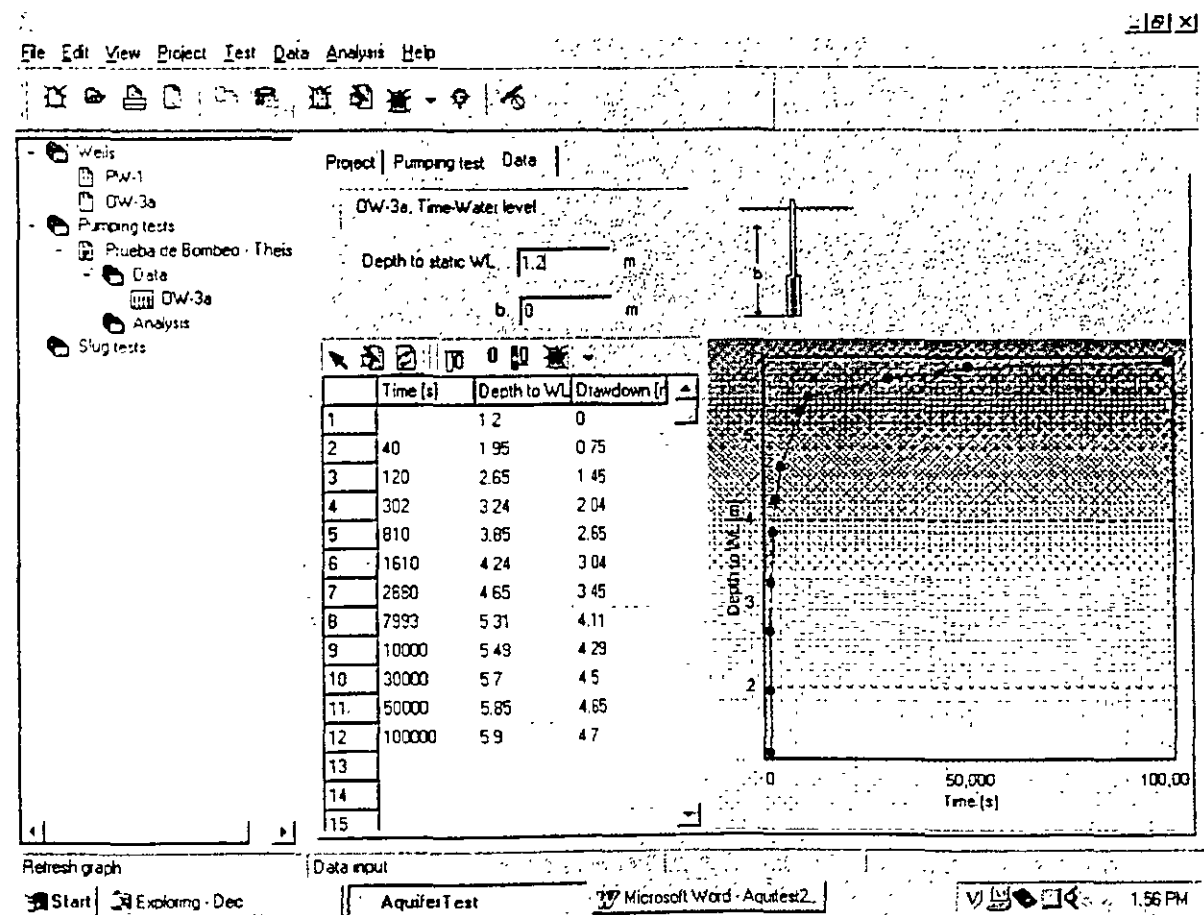
 Yes (para confirmar)

La gráfica se modificará automáticamente.

Ahora agregaremos el nivel estático al inicio de la prueba de bombeo.

En **Depth to Static WL** (arriba de la tabla) escriba 1.2 (metros)

Nuevamente haga un **refresh graph** con el ícono o con F5, y obtendrá una figura como la siguiente. Nótese, que los abatimientos han sido corregidos tomando en cuenta el nuevo nivel estático.



## 7. CREAR UN NUEVO ANALISIS

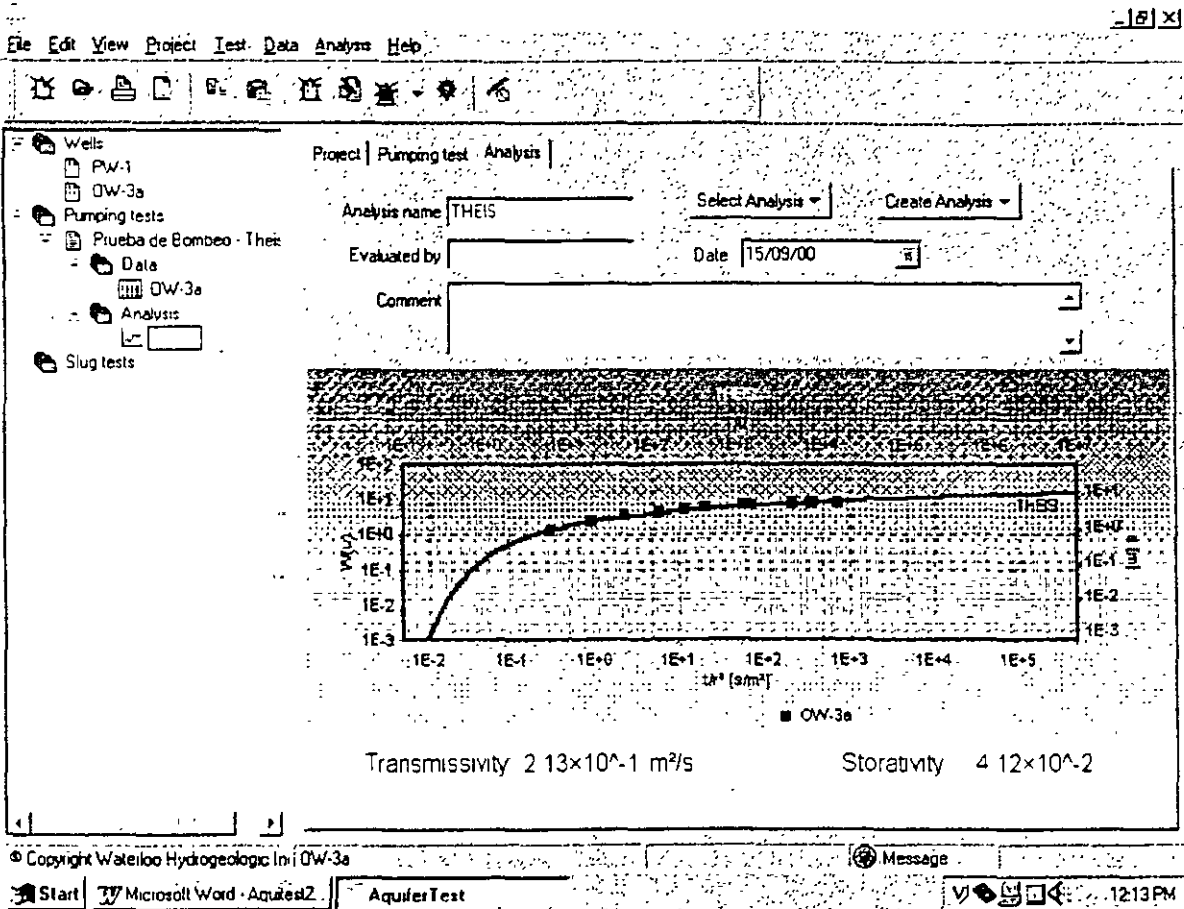
En el menú izquierdo, dentro de Prueba de bombeo – Theis, seleccionar:

☞ analysis

☞ *derecho* en analysis

en Create Analysis, ☞ en Theis

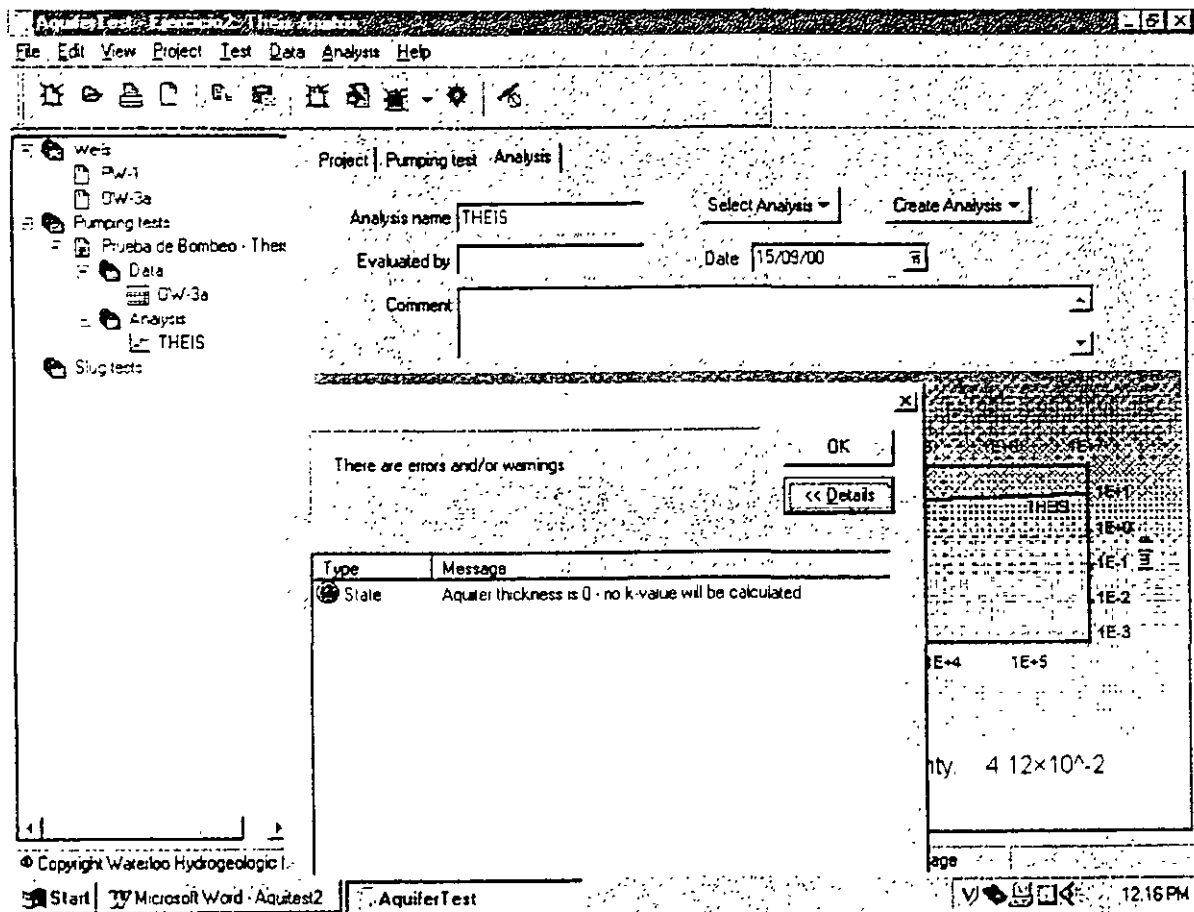
aparecera la siguiente gráfica:



Nótese que la leyenda aparece del lado dercho, para que aparezca en la parte de abajo haga un ☞ *derecho* en cualquier lugar de la gráfica, ☞ properties del menú que aparece y en Legend, seleccionar Bottom, y ☞ OK.

Nótese también en la parte inferior aparece la palabra “message”

☞ en el círculo verde, y ☞ en details:



Este mensaje nos informa que no hemos dado un espesor del acuífero y por lo tanto no se calcula la conductividad hidráulica (K) sino únicamente la transmisibilidad (T).

Recuérdese que  $K=T/b$ , donde b es el espesor del acuífero.


☞ OK

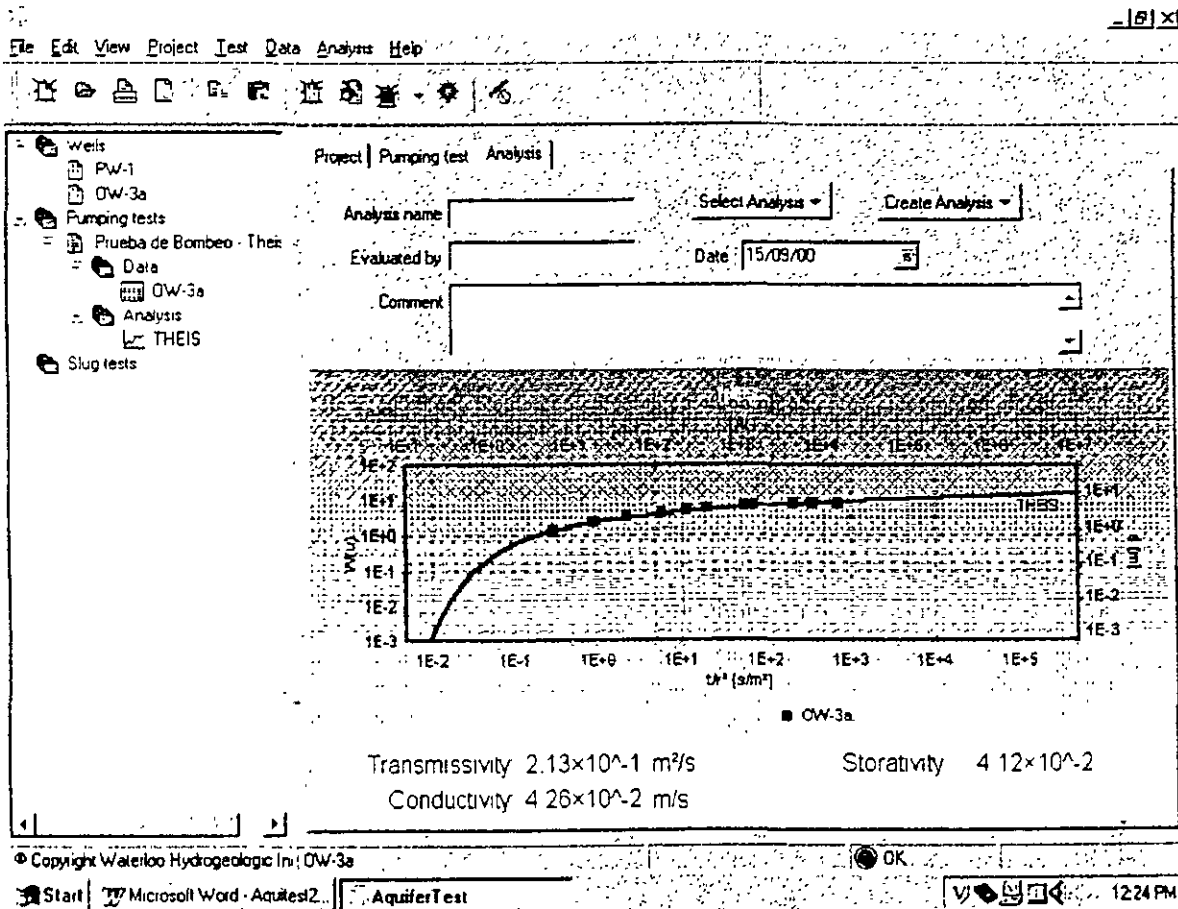
En las pestañas en la porción superior derecha de la pantalla seleccionar:

☞ en Pumping test

En Saturated aquifer thickness, escribir: 5 (metros)



Regresar a la sección de resultados dando un  en la pestaña de Analysis. Esta vez verá calculada una conductividad hidráulica (approx.  $4.3 \times 10^{-2}$  m/s), como se ve en la siguiente gráfica:



Nótese que ahora en la sección de mensajes dice: OK. Existen 4 mensajes que Aquifer Test puede dar:

Error (color rojo)


Warning (color amarillo)


Message (color verde)

O K. (color verde fuerte)

Por los general los errores son producidos por falta de información en algún menú.

La gráfica puede agrandarse con <CTRL-E> o por medio del menú superior:

 View

 Enlarge graph (y de la misma manera se puede regresar a la pantalla normal)

Aquifer test produce una estimación de la mejor curva de Theis para los datos basado en un método de cuadrados mínimos (least squares fit).

Los resultados obtenidos deben ser aproximadamente:

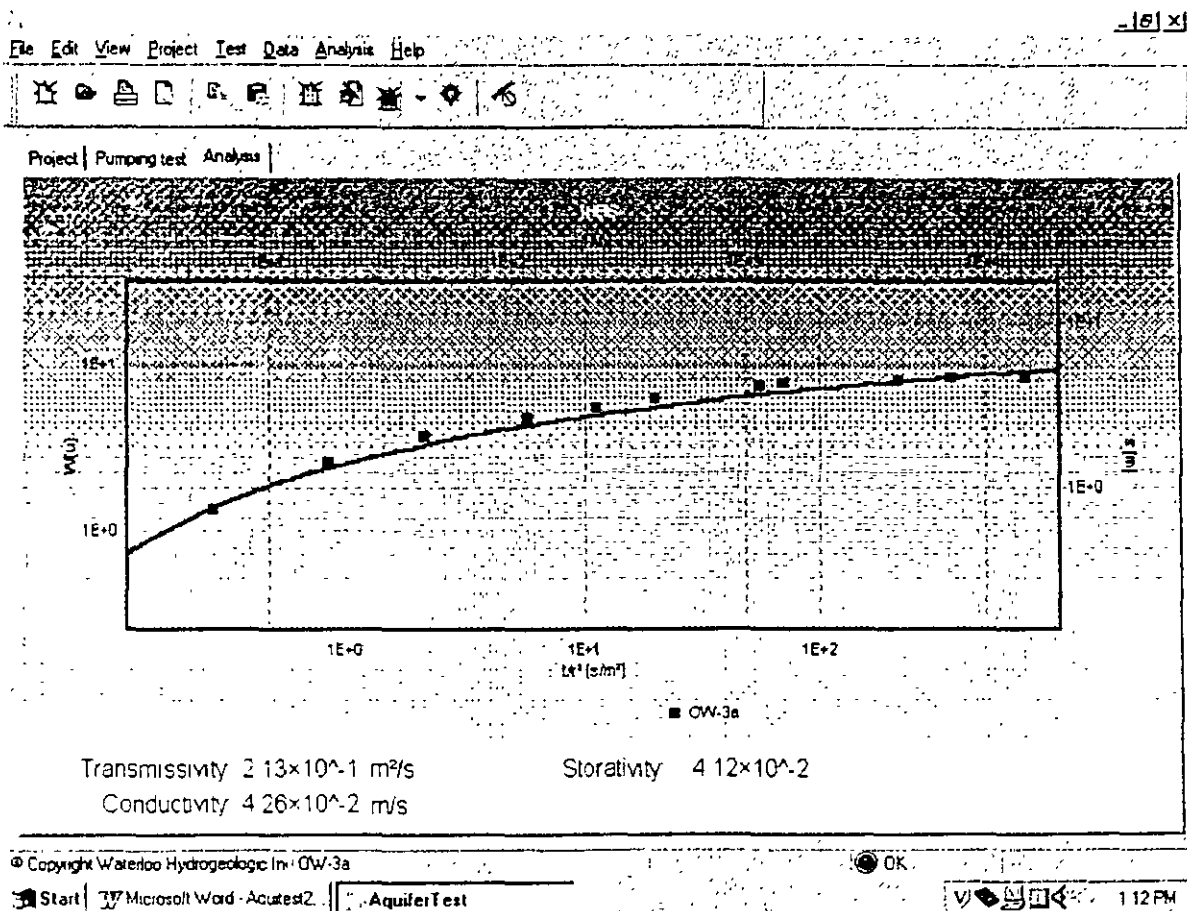
Transmisibilidad (transmissivity):  $2.13 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s}$


Coefficiente de almacenamiento (Storativity):  $4.12 \times 10^{-2}$

Conductividad hidráulica (Hydraulic conductivity):  $4.26 \times 10^{-2} \text{ m/s}$

## 8. ZOOM

Para hacer un zoom dentro de la gráfica se necesita posicionar el mouse en la esquina superior izquierda del area en que se quiera el zoom,  $\text{⌘}$  y *sin soltar el botón* colocarse en la esquina inferior derecha de la que se quiere hacer el zoom. Haga un zoom en la porción de los datos como se ve en la siguiente grafica.



Para ver nuevamente todos los datos hacer  en cualquier lugar de la gráfica, y *sin soltar el botón* moverlo tratando de hacer un recuadro hacia arriba y a la izquierda, al soltarlo, se mostrarán nuevamente la gráfica completa.

## 9. AJUSTE DE DATOS “A MANO”


Por lo general es necesario ajustar los datos a la curva de Theis “a mano” tomando en cuenta el juicio profesional. Ya sea por que problemas durante la prueba de bombeo hacen más o menos válida cierta porción de los datos, o por que sencillamente, la calibración automática no parece ser la mejor para los datos obtenidos.

Los datos se pueden mover de arriba abajo y derecha a izquierda utilizando las flechas del teclado. Trate de mover los datos. Nótese que al mover la gráfica a la izquierda o derecha, únicamente se modifica el coeficiente de almacenamiento.

Presione <CTRL-E> para regresar a una vista normal.

## 10. OTROS ANALISIS

Aquifer test permite visualizar otro tipo de soluciones fácilmente.

 Select analysis (arriba de la gráfica)

Aquí aparecen otros métodos de interpretación de pruebas de bombeo. Intente algún otro método y analise los resultados.

## **EJERCICIO DE AQUACHEM VER.3.7**

AquaChem es un programa de visualización gráfica de resultados geoquímicos. AquaChem también cuenta con una interface para correr el programa de especiación PHREEQC. Este programa calcula índices de saturación y modela la disolución/precipitación de minerales en agua

Varios programas de saturación y especiación, incluyendo PHREEQC y WATEQF4 son de dominio público y pueden ser obtenidos sin costo alguno del website de la USGS (<http://water.usgs.gov/>).

⌘ ⌘ en el icono de AquaChem

⌘ cancel (en la ventana que aparece)

⌘ File (del menú superior)

⌘ New

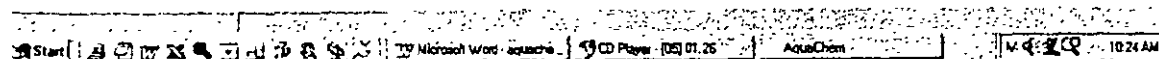
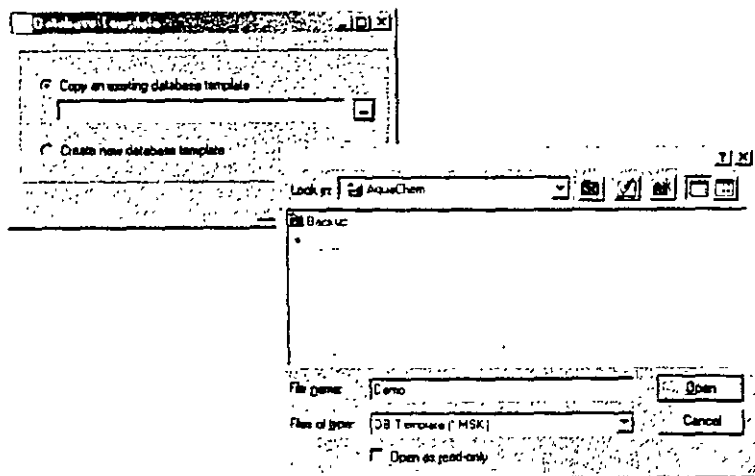
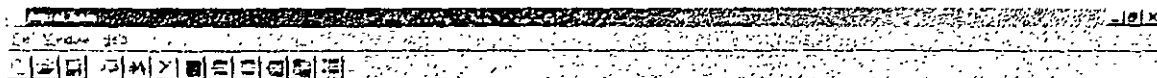
llame al nuevo trabajo: Ejercicio 1

y ⌘ en Save

En la ventana que aparece seleccionar la opción superior "Copy an existing database template", y ⌘ en el icono derecho que tiene los puntos suspensivos. Dar un ⌘ en el archivo DEMO.MSK (C:\WHI\AquaChem\Demo msk)

⌘ Open

⌘ OK



☒ Records (del menú superior)

☒ New

Llenar la tabla que aparece con la siguiente información:

Cations	mg/l	Anions	mg/l	Uncharged C	mg/l	Vems
Na+	1.7	F-		Al tot		1B0 (SMOW)
K+	.7	Cl-	2	As tot		2H (SMOW)
Mg++	1.4	Br-		P		34S (%CD)
Ca++	5.8	SO4-	9.7	H2SiO3		18O (SO4, SM)
Sr++		NO3-	54	H3BO3		Td (TU)
Mn++		NO2-		CO2		14C (%mod)
Fe++	0.14	HCO3-	14	O2		
NH4+		CO3-		N2		
Ba++				CH4		
Zn++				H2S		
				Cd		

☒ SAVE (muy importante)

☒ Close

En la pantalla azul se verá el nombre de la muestra que se acaba de almacenar, y el tipo de agua (mixta).

De la misma manera capture las muestras que aparecen en la siguiente tabla. Note que no es necesario cerrar la tabla (↵ Close) entre muestras, pero se debe de salvar cada muestra (↵ SAVE) y teclear nuevamente ↵ Records y ↵ New.

Muestra #	Ca <sup>+2</sup>	Mg <sup>+2</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	Cl <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Fe <sup>+2</sup>
	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
1	5.8	1.4	1.7	0.7	14	9.7	2	0.54	0.14
2	36	8.1	6.5	1.2	119	22	13	0.1	0.02
3	92	34	8.2	1.4	339	84	9.6	13	0.09
4	96	27	183	18	334	121	280	0.2	0.2
5	3	2.4	215	9.8	549	11	22	0.52	0.08
6	16	3.9	3.7	1.3	60	9.7	2.5	0.18	0.25
7	4.3	1.3	3.4	1.2	22	3	2.4	0.3	0.05
8	104	23	112	6.6	178	228	164	--	--

Debe de notarse que estos datos están en mg/L. También se pueden dar los datos en mmol/L o mEq/L, solo hay que seleccionar el ícono correspondiente en la porción superior de la pantalla. Para una muestra a la que ya se le han dado los datos, al escoger otras unidades se transformarán los datos a las unidades seleccionadas. Intente cambiar las unidades de los datos que a capturado.

Para revisar que no haya habido errores al capturar:

☒ Records (del menú superior)

☒ View as spreadsheet

The screenshot shows the AquaChem software interface. At the top, there is a menu bar with 'File', 'Records', 'Selection', 'Reports', 'Graphics', 'PHREEQC', 'Window', and 'Help'. Below the menu bar is a toolbar with various icons. The main window displays a table with the following data:

SampleID	Site	Geology	WTYPE	Index	#Group
Muestra #1			Ca-Mg-HCO3-S04	0001	
Muestra #2			Ca-Mg-HCO3	0003	
Muestra #3			Ca-Mg-HCO3-S04	0002	
Muestra #4			Na-Ca-Cl-HCO3	0004	
Muestra #5			Na-HCO3	0005	
Muestra #6			Ca-Mg-HCO3	0007	
Muestra #7			Ca-Na-Mg-HCO3	0008	
Muestra #8			Ca-Mg-HCO3-Cl-HCO3	0009	

Overlaid on the table is a 'Settings' dialog box. It has two main sections: 'Columns' and 'Options'. The 'Columns' section contains a list of parameters with checkboxes and a 'P' button. The 'Options' section contains fields for 'Feed Columns', 'Feed Rows', and 'Unit' (set to 'mg/l'). At the bottom of the dialog are 'Save', 'Load', 'OK', and 'Cancel' buttons.

The Windows taskbar at the bottom shows the Start button, the user name 'Eudora', and several open applications: '7. Jorge Negrete - E...', 'AquaChem\_2002\_1...', and 'AquaChem - C...'. The system clock shows '9:29 AM'.

Esta pantalla nos da la opción para seleccionar que parametros queremos ver en forma de tabla. Son demasiados los que estan listados, asi que seleccione los que no necesitamos y de un ☒ en el icono que tiene el signo menos ( - ). Esto borrará los parametros que no capturamos. Cuando esten todos los parámetros que deseamos ver en la tabla ☒ en OK. Revise los datos para corregir algún error



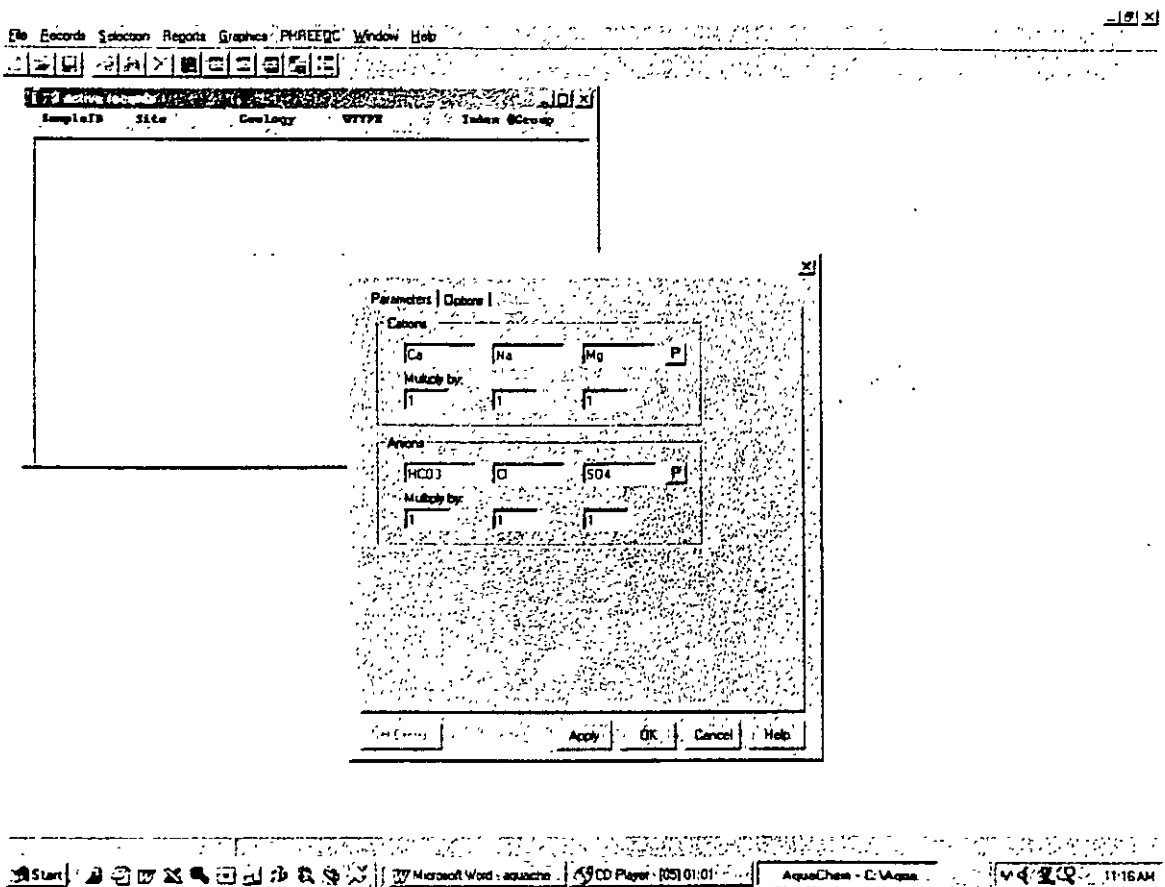
Para ver las diferentes representaciones gráficas:

☞ Graphics (del menú superior)

☞ New

aparecerán las distintas opciones gráficas con que AquaChem cuenta, incluso las que por falta de datos no puedan representarse. Trate de ver las diferentes representaciones gráficas de los datos.

Antes de ver cada gráfica aparece una ventana como la siguiente en el caso de la gráfica de Piper:



En estas ventanas se puede modificar, si se desean, los parámetros de cada gráfica, o los factores relativos para representarlos. Por lo general estas gráficas tienen por default los parámetros y valores mas comunmente usados.

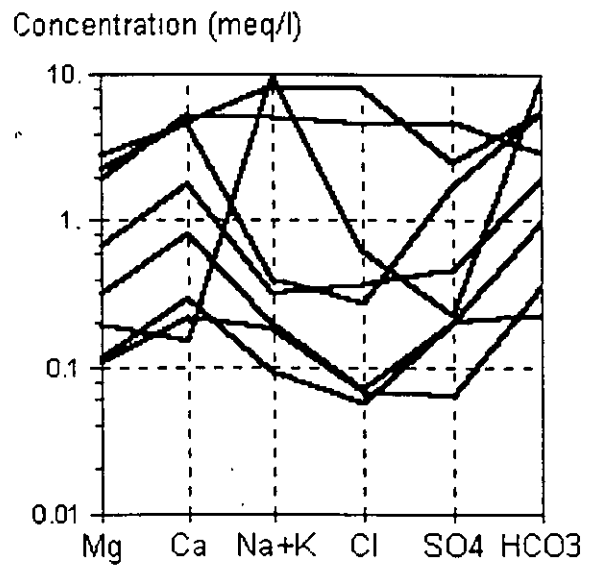
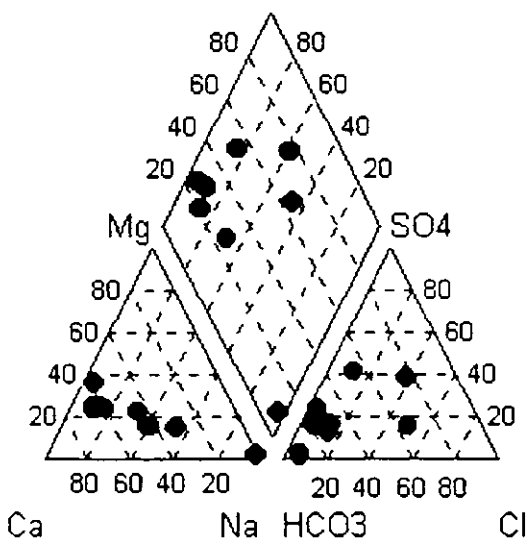
☞ OK

para ver la gráfica, o

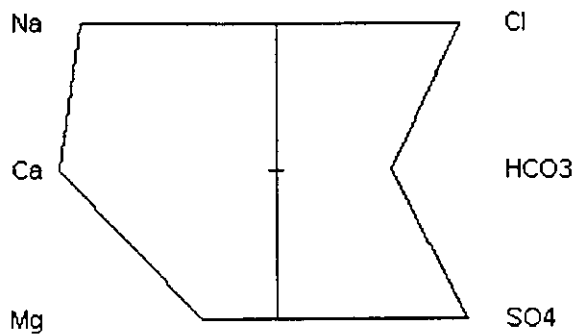
☞ Apply

si se hicieron cambios.

Las gráficas mas comunes en geohidrología son: Piper, Stiff y Schoeller.



### Muestra #8



Para seleccionar una sola muestra  $\text{Ctrl} + \text{Click}$  en la muestra. Para visualizar varias muestras se pueden seleccionar utilizando  $\text{Shift}$  y  $\text{Click}$  en 2 muestras distintas, todas las muestras entre esas 2 serán seleccionadas. También se puede utilizar  $\text{Ctrl}$  y  $\text{Click}$  en varias muestras distintas, todas las muestras en que se  $\text{Click}$  serán seleccionadas.

Para distinguir las muestras podemos asignarles distintos símbolos:

$\text{Ctrl} + \text{Click}$  en cualquier muestra de la ventana "active records"

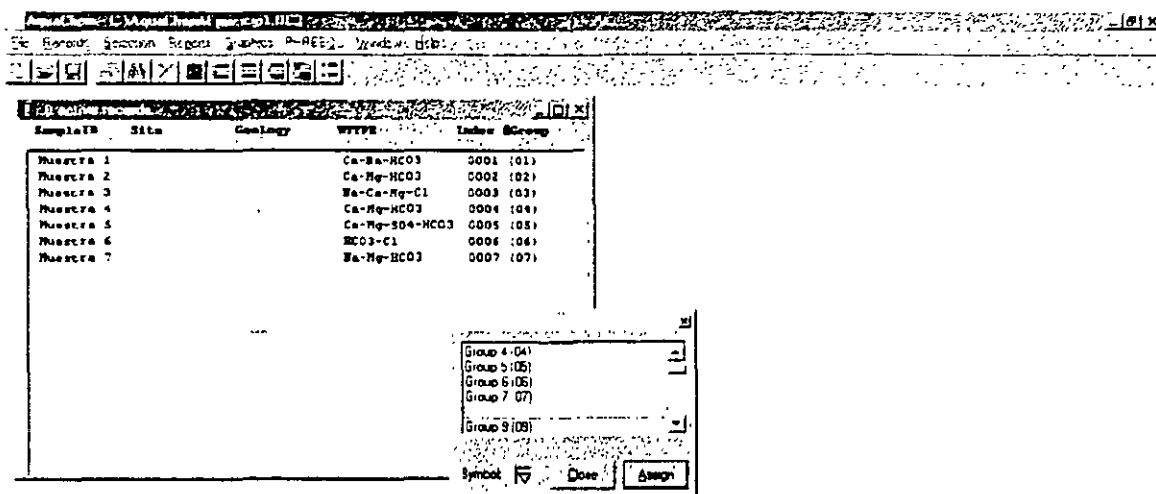
$\text{Ctrl} + \text{Click}$  *derecho* en la muestra

$\text{Ctrl} + \text{Click}$  assign to symbol

escoger algún número/símbolo dando un  $\text{Click}$

$\text{Ctrl} + \text{Click}$  assign

$\text{Ctrl} + \text{Click}$  close



Hacer lo mismo con cada muestra y vuelve a ver el gráfico de Piper o el Ternary.

Para agregar una leyenda:

☑ Graphics (del menú superior)

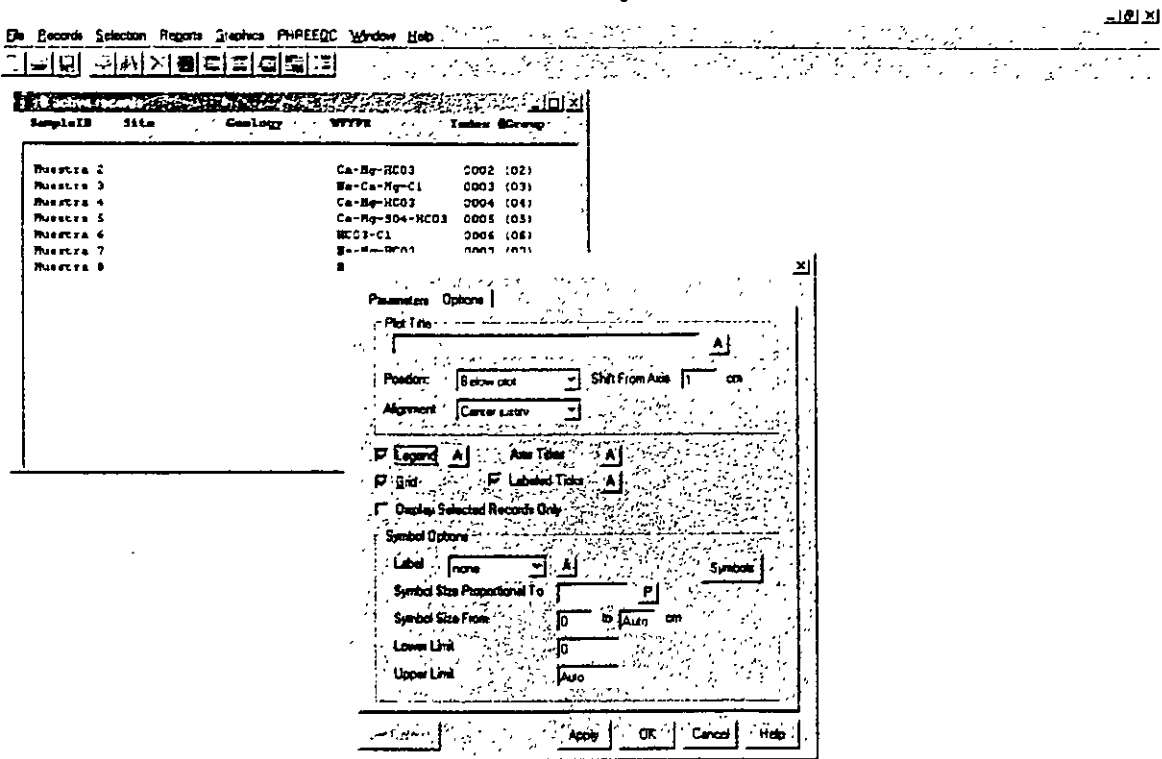
☑ New

☑ Piper

en la ventana ☑ en la pestaña de "options".

Seleccionar "legend" haciendo un ☑ en el recuadro

☑ OK



Nótese que se pueden asignar varias muestras al mismo grupo, si el propósito es separar 2 tipos de muestras

Para cambiar el tipo de línea para otros diagramas como el de Schoeller:

☞ Graphics (del menú superior)

☞ Define symbol or line

☞ en la pestaña "conecting line"

aquí se pueden modificar los tipos de línea.

Haciendo uso de estas opciones, se pueden modificar las gráficas para darles el terminado deseado

Para copiar las gráficas en reportes:

☞ Edit (del menú superior)

☞ Copy graph

Al hacer eso la gráfica se guarda en memoria. Si se abre Word, se puede pegar utilizando el comando 'Paste'.

Otros resultados que nos da este programa se pueden obtener:

☞ Reports (del menú superior)

☞ General

Aparece una ventana que da información general de las muestras. Incluyendo:

- un balance de cargas, por lo general este balance debe de ser menor de 5%.  
Confirme que es así en todas las muestras (resultados de otras muestras pueden obtenerse presionando los iconos [ $<$ ] y [ $>$ ])
- cálculo de sólidos totales disueltos, dureza y alcalinidad
- un resumen de los datos geoquímicos en distintas unidades

File Edit Windows Help

SampleID : Muestra #1  
 Location :  
 Site :  
 Sampling Date : 3/17/1626  
 Geology :  
 Watertype : Ca-Mg-HCO3-504  
  
 Sum of Anions (meq/l) : 0.4966  
 Sum of Cations (meq/l) : 0.5015  
 Balance: : 0.49%  
  
 Calculated TDS(mg/l) : 28.1  
  
 Hardness : meq/l °F °g mg/l CaCO3  
 Total hardness : 0.4 2.02 1.13 20.2  
 Permanent hardness : 0.18 0.88 0.49 8.8  
 Temporary hardness : 0.23 1.15 0.64 11.5  
 Alkalinity : 0.23 1.15 0.64 11.5  
 (1 °F = 10 mg/l CaCO3/1 °g = 10 mg/l CaO)

Major ion composition

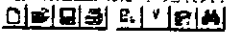
	mg/l	mmol/l	meq/l	meq%
Na+	1.7	0.074	0.074	7.415
K+	0.7	0.018	0.018	1.604
Ca++	5.8	0.145	0.289	29.957
Mg++	1.4	0.058	0.115	11.523

Done Save Print << < > >>

Start Eudora S. Jorge Negret. AquoChem Aquochem\_20... 10:14 AM

Comparación de la calidad del agua con estándares de la World Health Organization (WHO) se puede obtener:

- ☞ Reports (del menú superior)
- ☞ Drinking Water Regulations



SampleID	Site	Geology	WTYPE	Index Group
Muestra 1			Ca-HCO3	0001 (01)
Muestra 2			Ca-Hg-HCO3	0002 (02)
Muestra 3			Na-Ca-Hg-Cl	0003 (03)
Muestra 4			Ca-Hg-HCO3	0004 (04)
Muestra 5			HCO3-Cl	0006 (06)
Muestra 7				
Muestra 8				

SampleID : Muestra 5  
 Location :  
 Site :  
 Sampling Date : 3/17/1926

Drinking Water Quality Regulations:

Element	Measured	Recommended	Maximum
Na	21	< 20	< 200
Hg	43	< 30	
Ca	140	< 100	
Cl	38	< 25	
SO4	215	< 25	< 250
NO3	41	< 25	< 50

Irrigation water:  
 Sodium Adsorption Ratio (SAR) : 0.40  
 Exchangeable sodium ratio (ESR) : 0.09  
 Sodium hazard (SH) : 33.62

Close Save Print << < > >>

Esta tabla resalta únicamente los parámetros que están fuera del rango sugerido por la (WHO); Intente cambiar los valores de las muestras para obtener algo parecido a esta tabla.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS

Del 8 al 12 de Septiembre

### MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS

#### TEMA ANEXO EJERCICIO: DISPERSION DE CONTAMINANTES EN LA ZONA VADOSA UTILIZANDO EL MODELO VLEACH

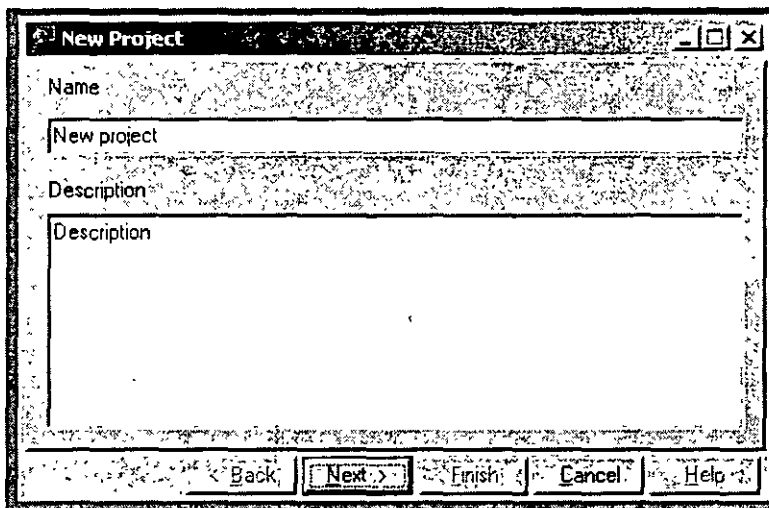
EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.



# EJERCICIO: DISPERSIÓN DE CONTAMINANTES EN LA ZONA VADOSA UTILIZANDO EL MODELO VLEACH

Por: Ing. Juan Manuel Lesser Illades

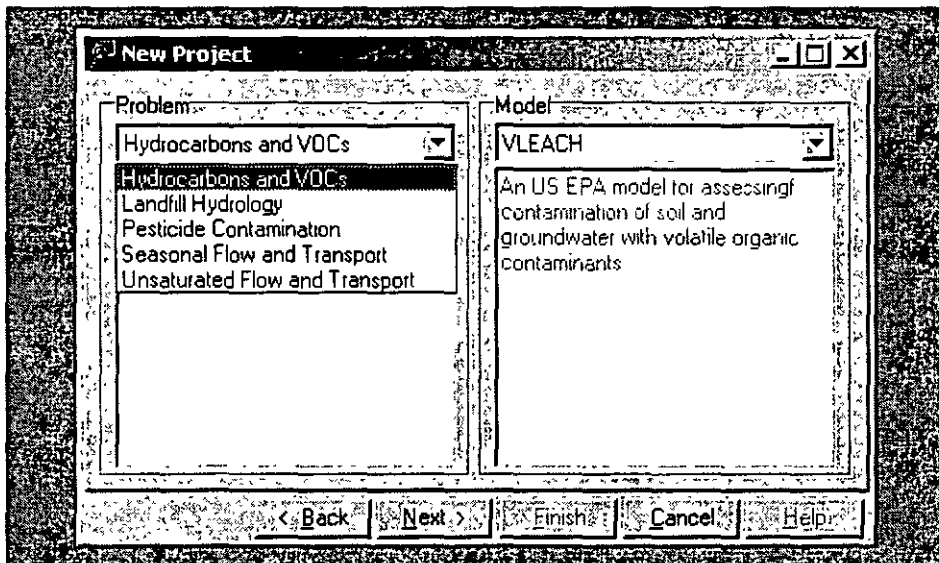
Inicializar el modelo utilizando la opción de crear un proyecto nuevo.  
Se llena la pantalla siguiente con el nombre del proyecto y la descripción del mismo.



The screenshot shows a 'New Project' dialog box with the following fields and controls:

- Title bar: New Project
- Name field: New project
- Description field: (empty)
- Buttons: < Back, Next >, Finish, Cancel, Help

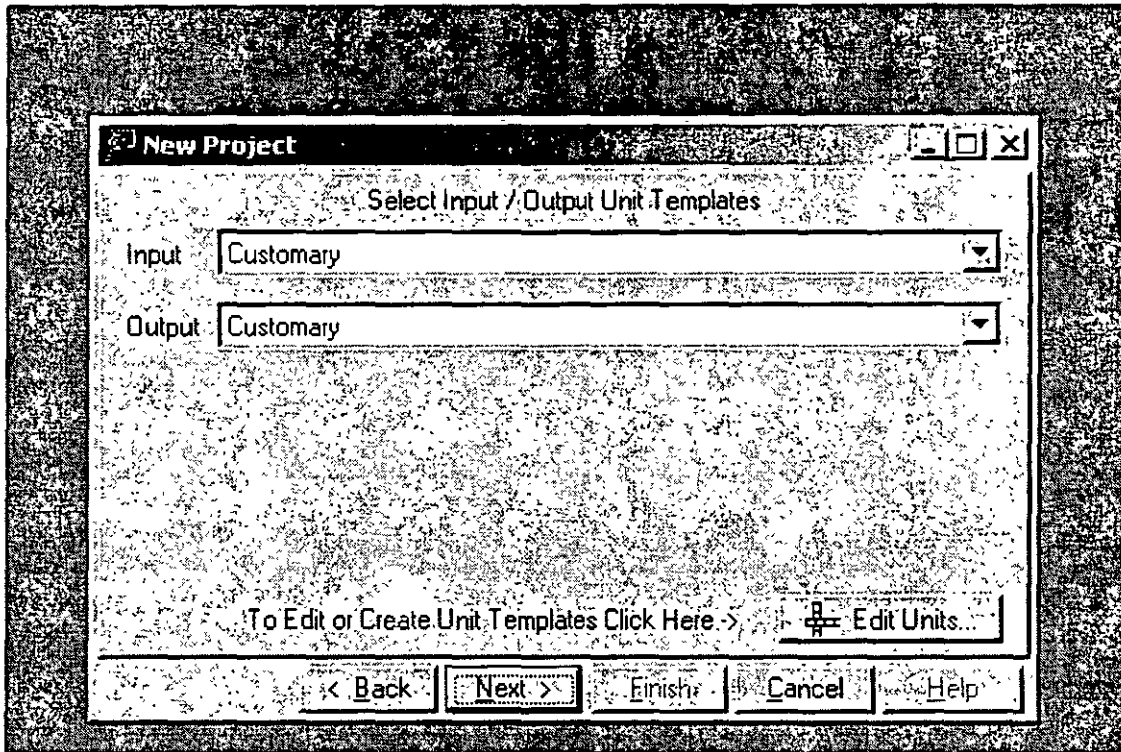
Se selecciona el modelo a ser utilizado. El paquete Unsat Suit incluye los modelos HELP para el diseño de rellenos sanitarios en relación con la contaminación de acuíferos, el modelo PESTAN para la contaminación de suelos y agua subterránea por pesticidas, el modelo SESOIL para el transporte de contaminantes de un flujo estacional en la zona no saturada y el modelo VLEACH para la simulación del movimiento de contaminantes en la zona no saturada.



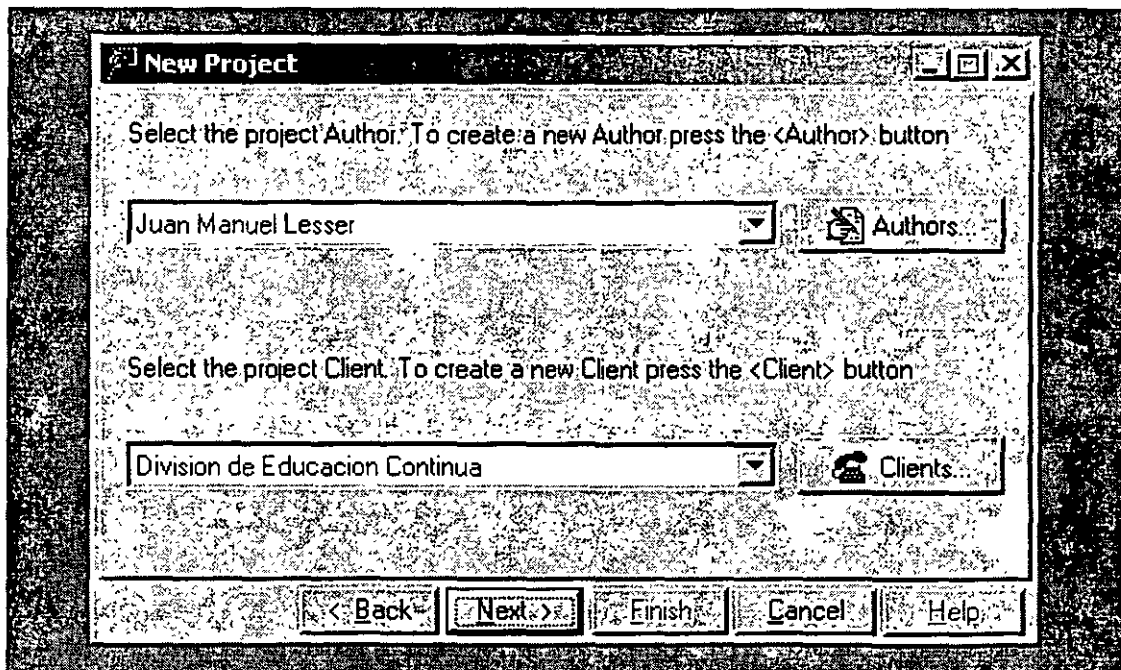
The screenshot shows the 'New Project' dialog box with the following selections and information:

- Title bar: New Project
- Problem dropdown: Hydrocarbons and VOCs
- Model dropdown: VLEACH
- Description of VLEACH: An US EPA model for assessingf contamination of soil and groundwater with volatile organic contaminants
- Buttons: < Back, Next >, Finish, Cancel, Help

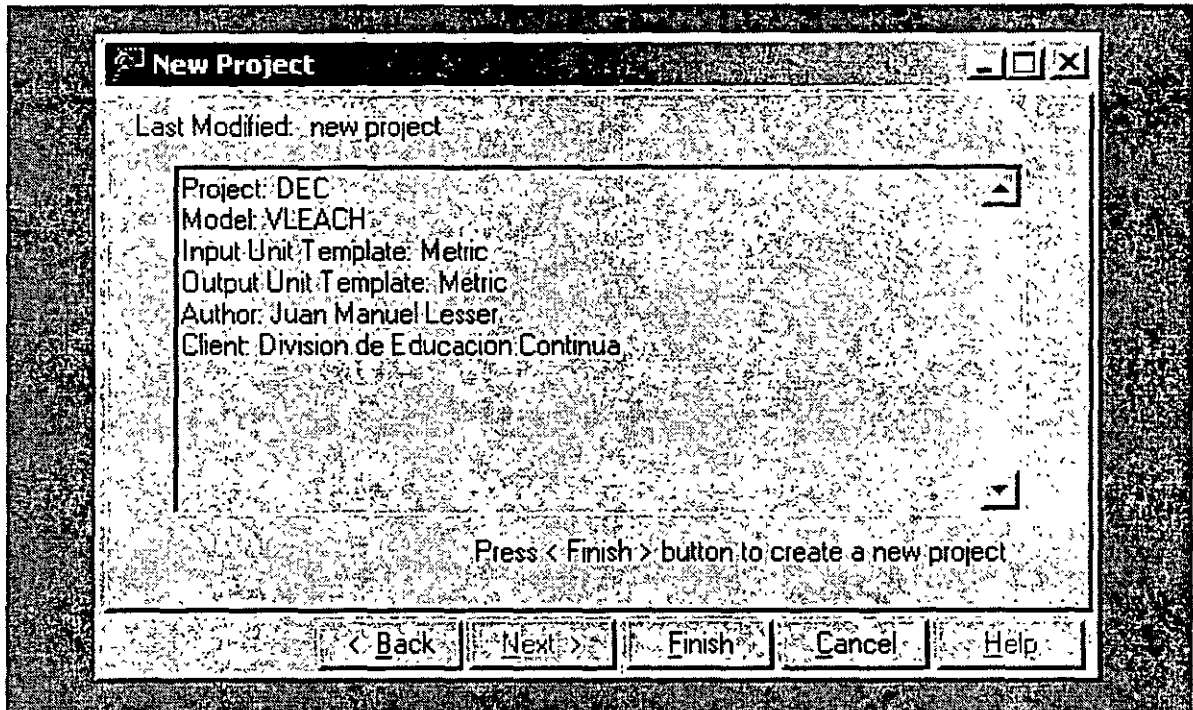
En la pantalla siguiente se selecciona el tipo de unidades por utilizar.



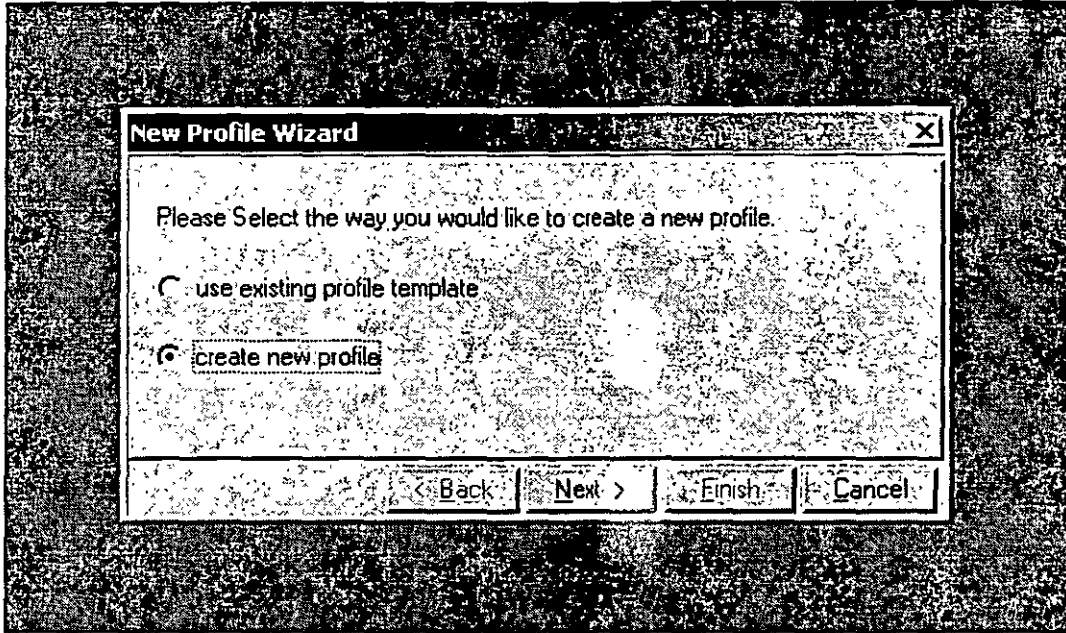
Proporcionar los datos del autor y del cliente.



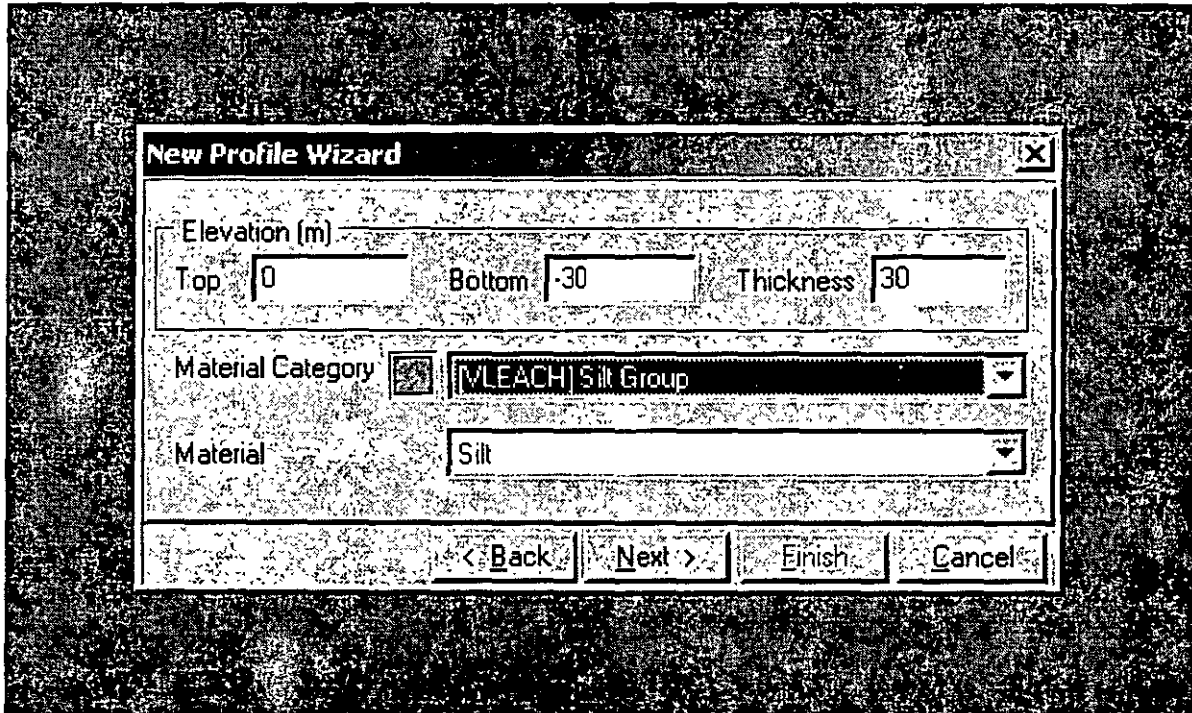
En esta pantalla se resumen los datos de identificación del modelo.



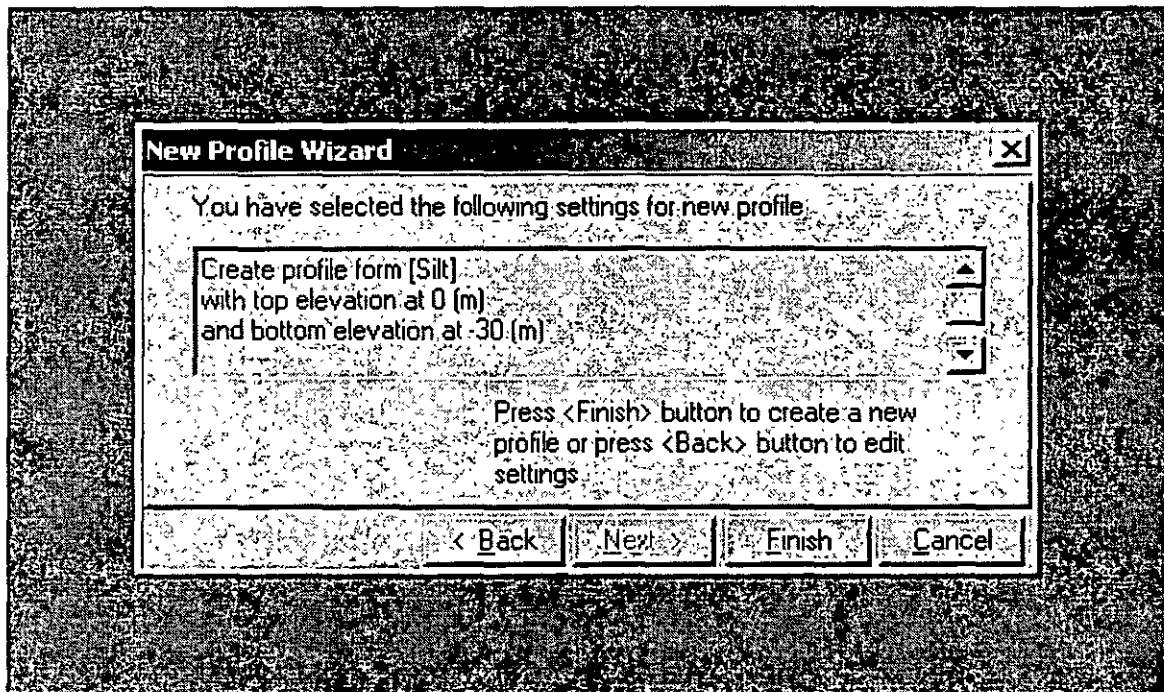
Seleccionar si se desea crear un proyecto nuevo o utilizar los datos de otro ya creado.



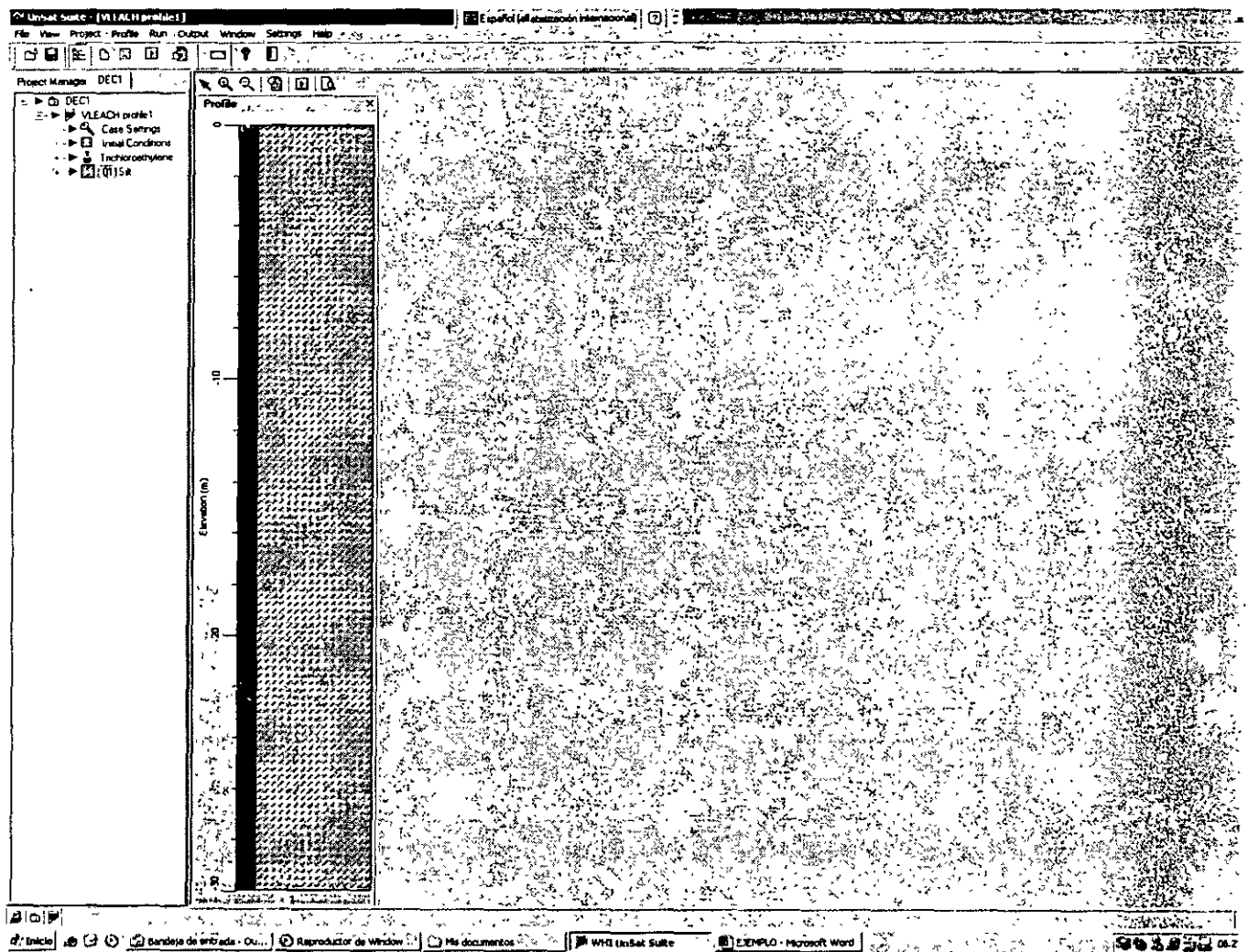
Características del sitio. Elevación del terreno 0 metros, elevación de la base del subsuelo estudiado, 30 metros. Seleccionar un suelo limoso (silt).



Resumen de las características del sitio.



Pantalla mostrando el perfil con las características del sitio, 30 metros de limos. A la izquierda se muestra el menú de opciones para alimentar los datos de la contaminación.



Seleccionar la opción para editar parámetros (Case settings)

Edit Parameters			
Case Settings			
Parameter	Value	Units	Comment
Simulation Timestep	365.25637	days	The simulation timestep in years
Simulation Length	3652.56366	days	The total time length of simulation in years
Cell Number	10		The number of cells within the profile.
Recharge Rate	0.00834482	cm/day	The rate at which water enters and flows through the vadose zone.
Concentration in Recharge Water	0.000000000000	mg/l	The contaminant concentration in the recharge water.
Upper Boundary for Vapor	0.000000000000	mg/l	Concentration in the atmosphere above the soil surface.
Lower Boundary for Vapor	0.000000000000	mg/l	Set negative if the lower boundary considered impermeable.
Output Timestep	365.256	days	The timestep at which simulation results are to be presented.

Deseamos que el modelo calcule la posición de los contaminantes cada mes (30 días), durante aproximadamente 4 años (1200 días). Dividir el subsuelo en 30 celdas de a 1 metro cada una. La permeabilidad del medio se midió en el laboratorio y arrojó un valor de 2.12 cm/día. La concentración del contaminante en el agua de recarga es de 80 mg/l. Las salidas del modelo programarlas cada 30 días (aproximadamente cada mes).

Edit Parameters			
Case Settings			
Parameter	Value	Units	Comment
Simulation Timestep	30	days	The simulation timestep in years
Simulation Length	1200	days	The total time length of simulation in years.
Cell Number	30		The number of cells within the profile
Recharge Rate	2.12	cm/day	The rate at which water enters and flows through the vadose zone.
Concentration in Recharge Water	80	mg/l	The contaminant concentration in the recharge water.
Upper Boundary for Vapor	0.000000000000	mg/l	Concentration in the atmosphere above the soil surface.
Lower Boundary for Vapor	0.000000000000	mg/l	Set negative if the lower boundary considered impermeable.
Output Timestep	30	days	The timestep at which simulation results are to be presented.

Utilizando el menú de la parte superior izquierda, marcar la concentración inicial de contaminante en las diferentes profundidades, a partir de las cuales el modelo calculará la difusión respecto al tiempo.

**Edit Parameters**

Parameters	Start Depth	End Depth	Initial Contaminant Concentration
Units	m	m	g/kg
Comments	Enter your start depth values in this column	Enter your end depth values in this column	XCON
1 (0.000)	0	0	0.000000000000

Buttons: Add, Insert, Delete, Delete All, OK, Cancel, Help

Con los botones de la parte inferior de la pantalla, se aumentan, eliminan o insertan renglones de datos.

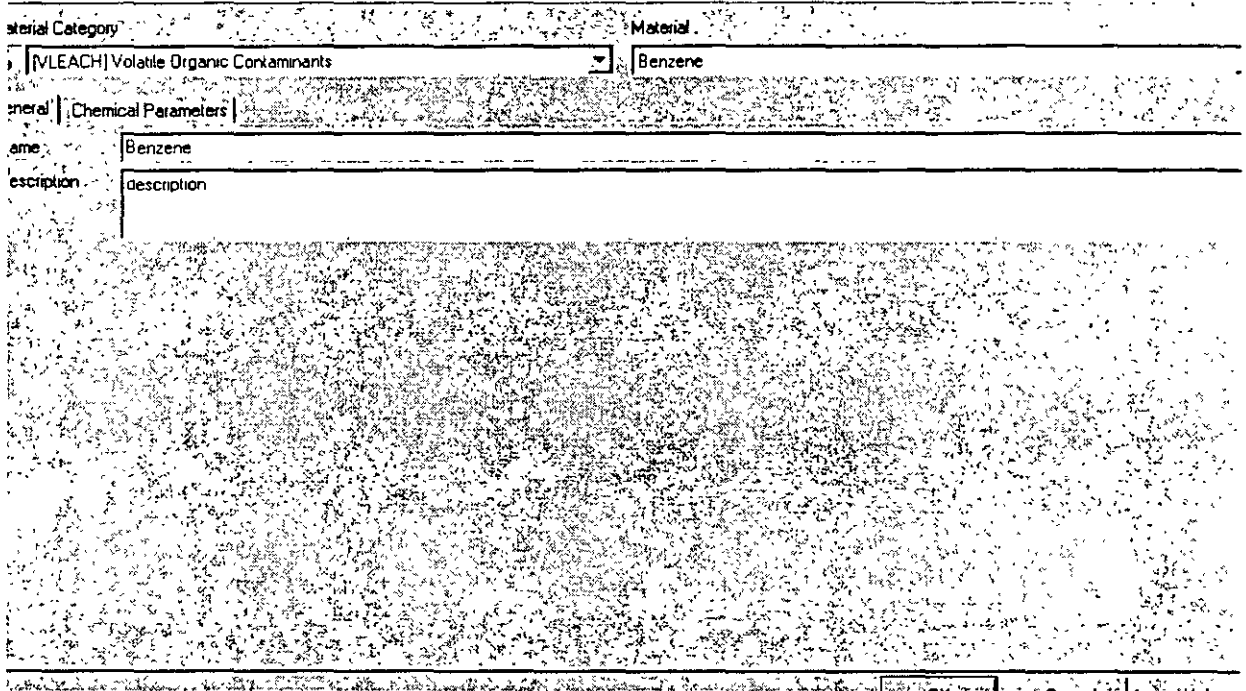
**Edit Parameters**

Parameters	Start Depth	End Depth	Initial Contaminant Concentration
Units	m	m	g/kg
Comments	Enter your start depth values in this column	Enter your end depth values in this column	XCON
1 (1.000)	0	1	80
2 (1.000)	1	2	76
3 (1.000)	2	3	68
4 (1.000)	3	4	54
5 (1.000)	4	5	33
6 (1.000)	5	6	8
7 (1.000)	6	7	0

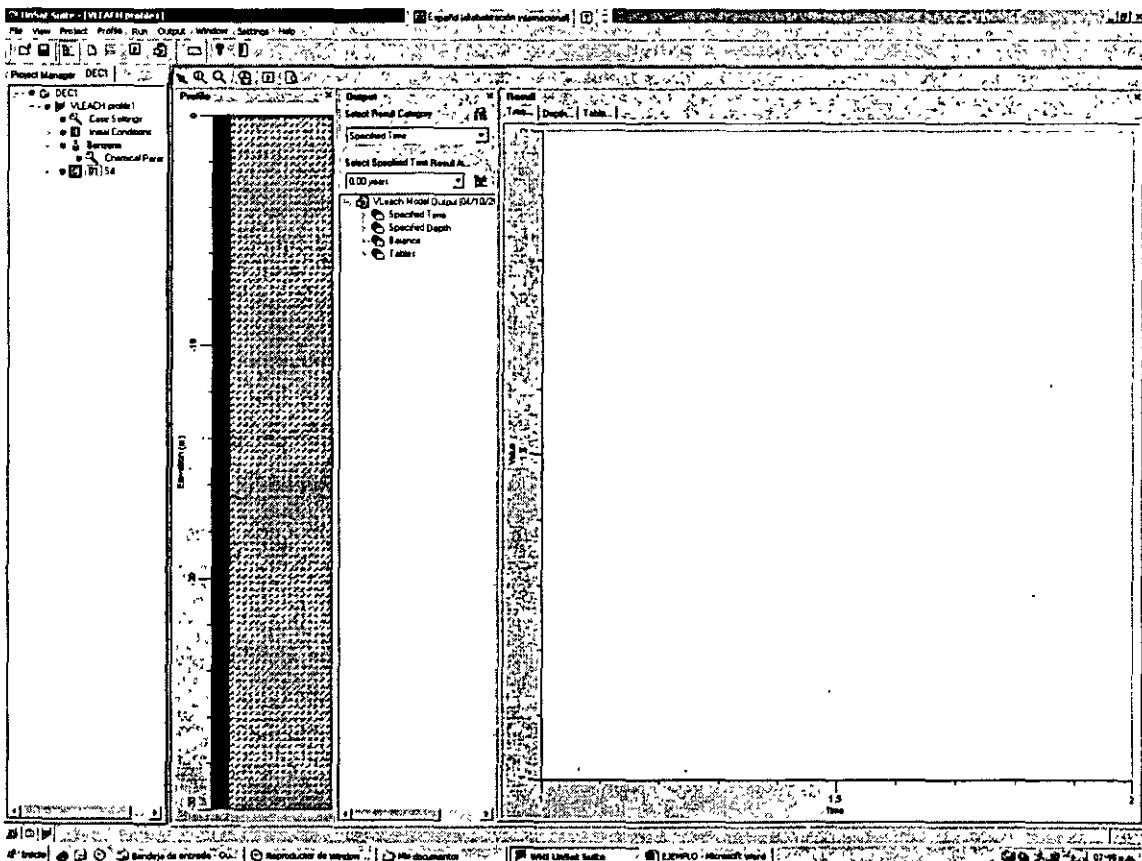
Buttons: Add, Insert, Delete, Delete All, OK, Cancel, Help



En el menú de la porción superior izquierda se selecciona el tipo de producto contaminante. El modelo incluye 9 compuestos, entre ellos al benceno, tolueno, etilbenceno y m-xileno. Seleccionar para el ejemplo al benceno.



El siguiente paso es correr el modelo, lo cual se lleva a cabo utilizando el botón enmarcado con color azul. Se obtiene la pantalla siguiente.

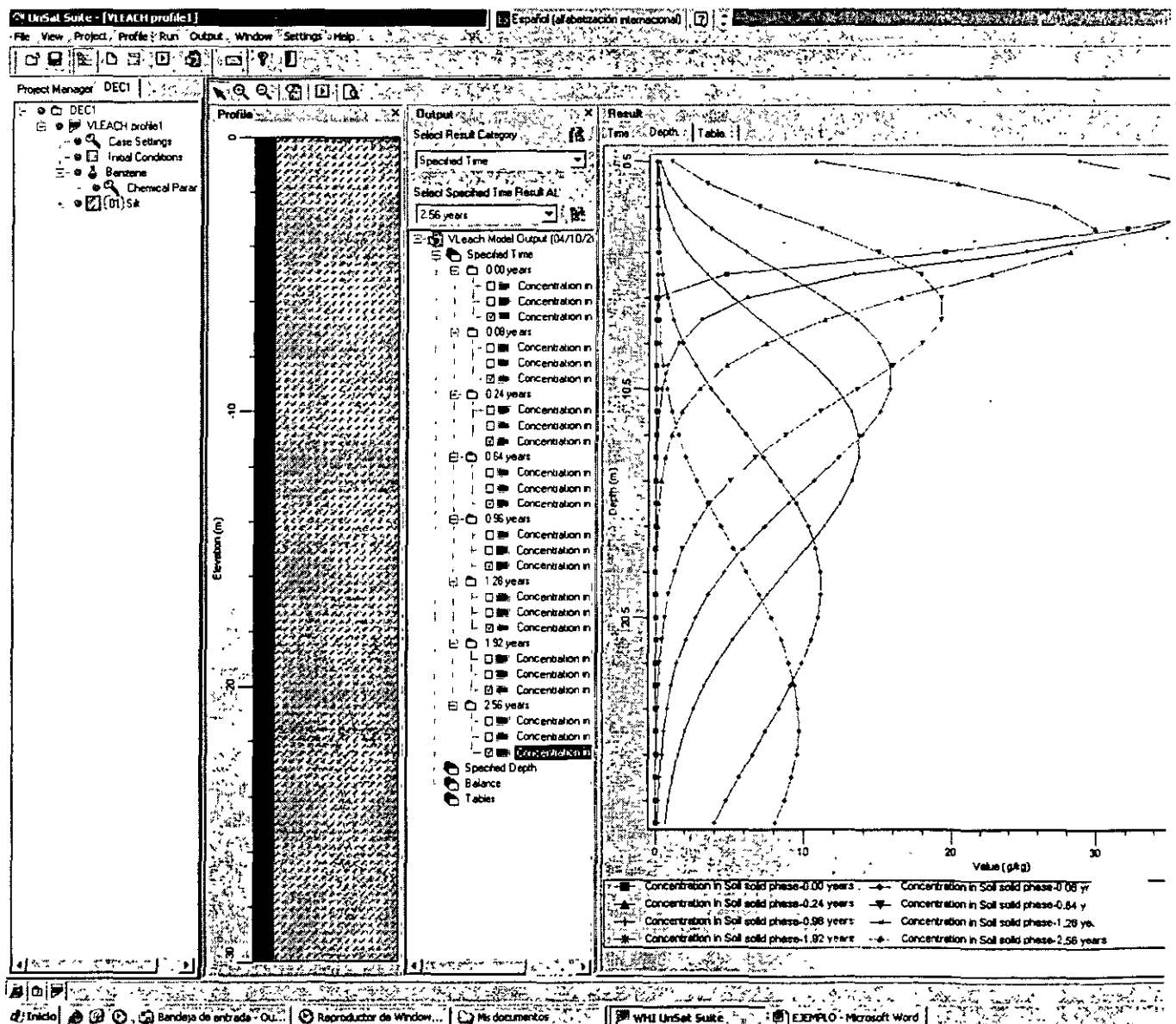


## ANÁLISIS DE RESULTADOS, OPCION TIEMPO

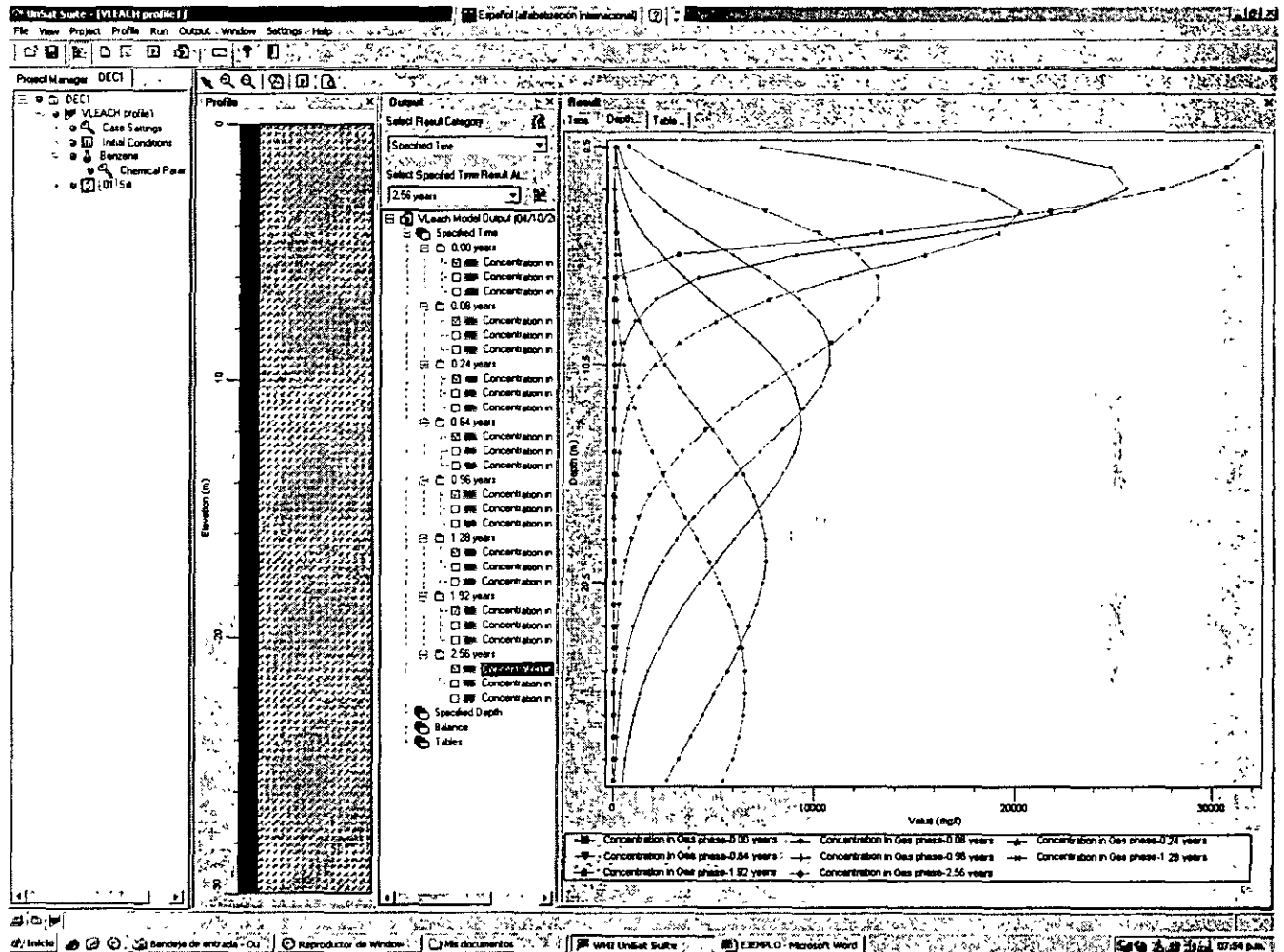
A partir de este momento se pueden obtener resultados del comportamiento del contaminante respecto al tiempo y a la profundidad. En el menú central, a la derecha del corte litológico, se encuentran las opciones de tiempo, profundidad, balance y tablas. Buscarlas y practicarlas.

Ejercitar seleccionando **primeramente la opción de tiempo**, de uno a uno, los periodos de tiempo que calculó el modelo de acuerdo a los datos con que fue alimentado. Analizar los resultados, observar como se va moviendo la contaminación respecto al tiempo y a la profundidad.

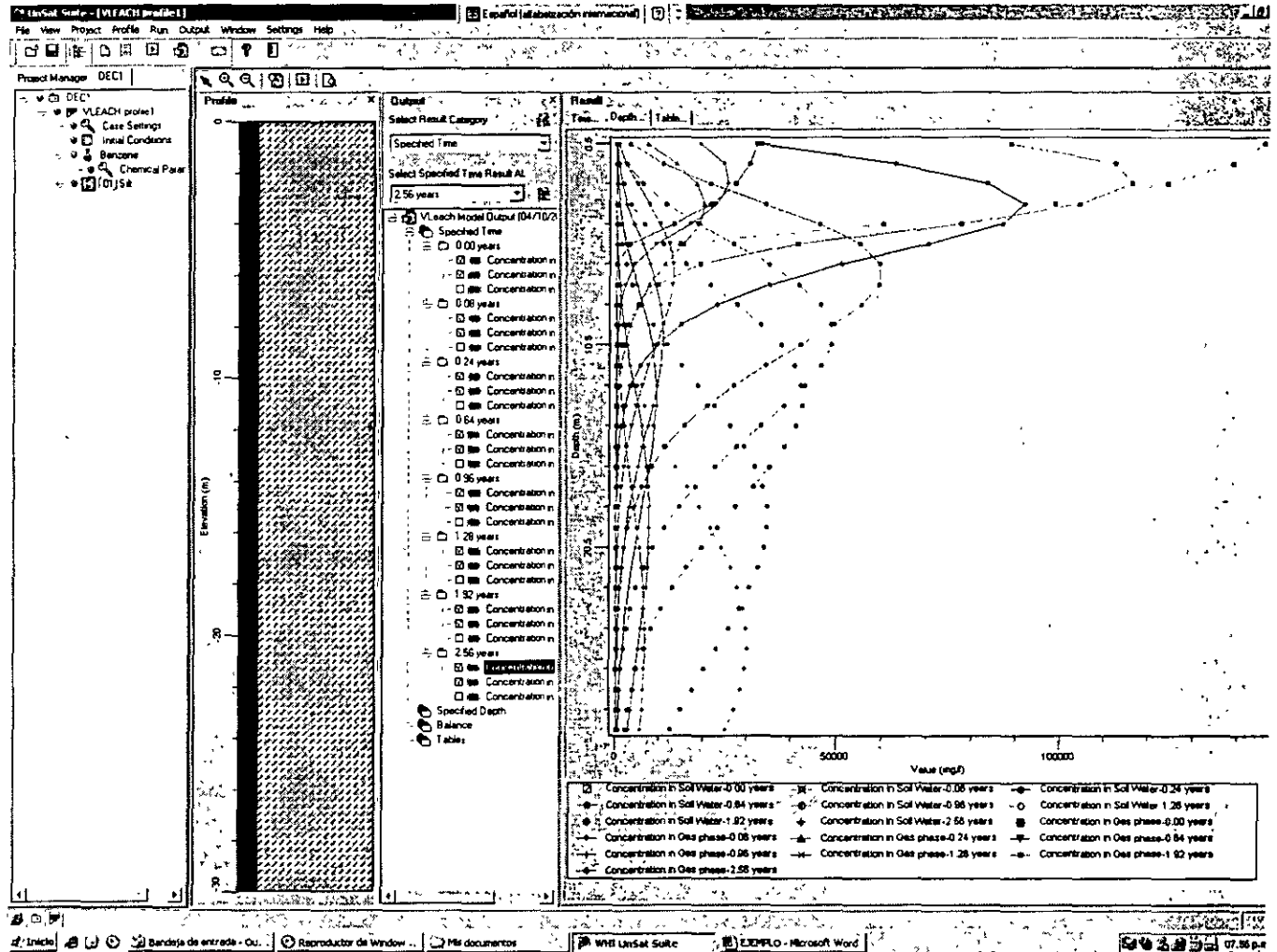
Para las gráficas se deberá seleccionar la opción deseada, ya sea contaminante adsorbido por el suelo, en agua o en fase volátil. Desplegar los resultados hasta obtener una pantalla semejante a la mostrada adelante (concentración en suelo) y analizar los resultados.



Volver a correr el modelo con el botón enmarcado en color azul y repetir el procedimiento para analizar el comportamiento del contaminante respecto al tiempo para la fase gaseosa. Reintentar hasta obtener los resultados de la pantalla siguiente. Analizar el significado de los resultados.

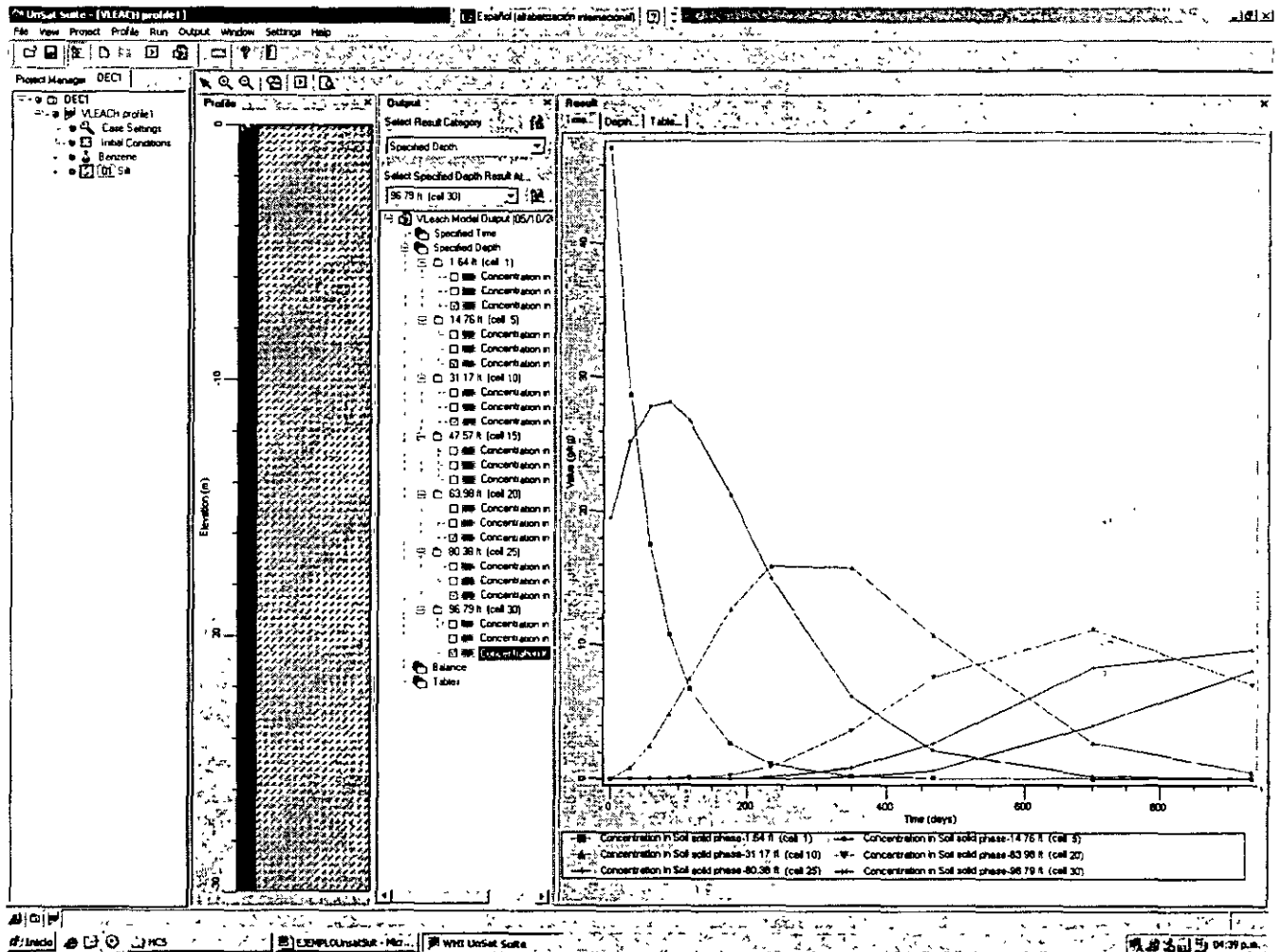


Correr nuevamente el modelo con el botón enmarcado en azul, obtener y analizar la pantalla siguiente:

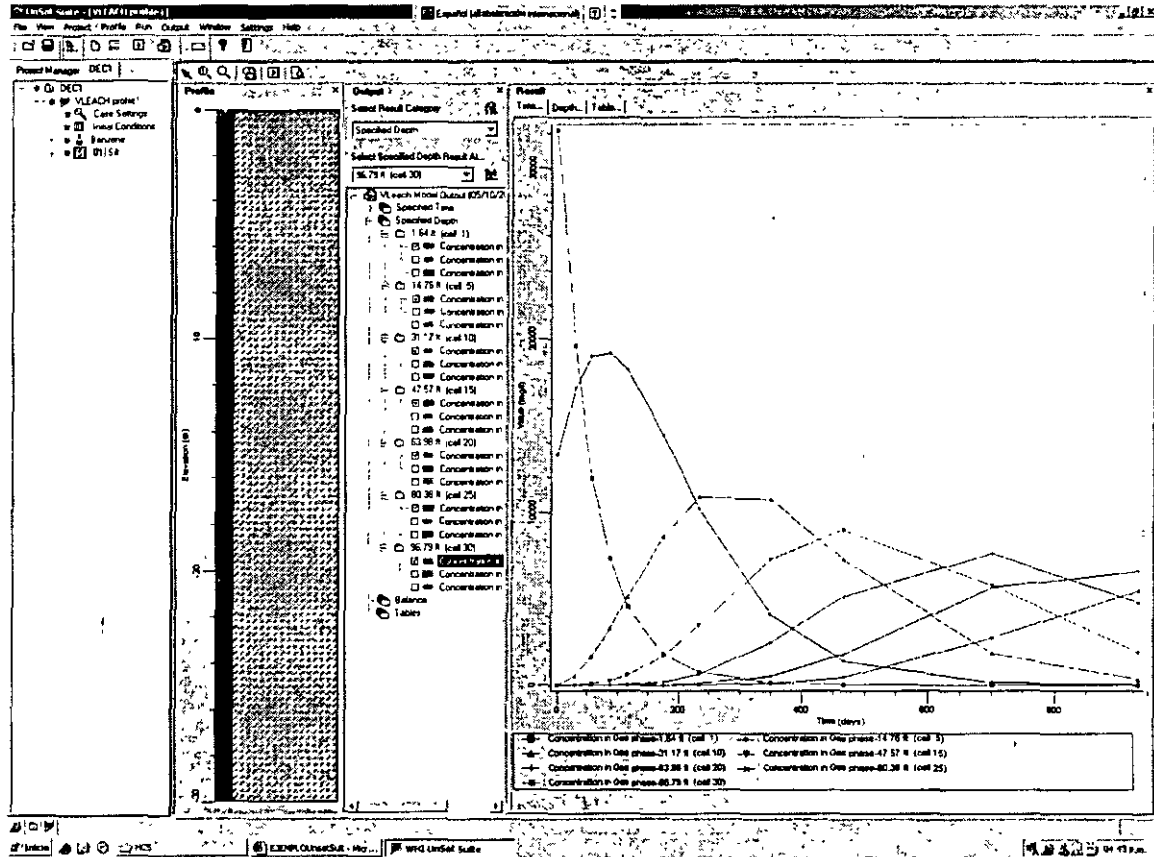


## ANÁLISIS DE RESULTADOS, OPCION PROFUNDIDAD

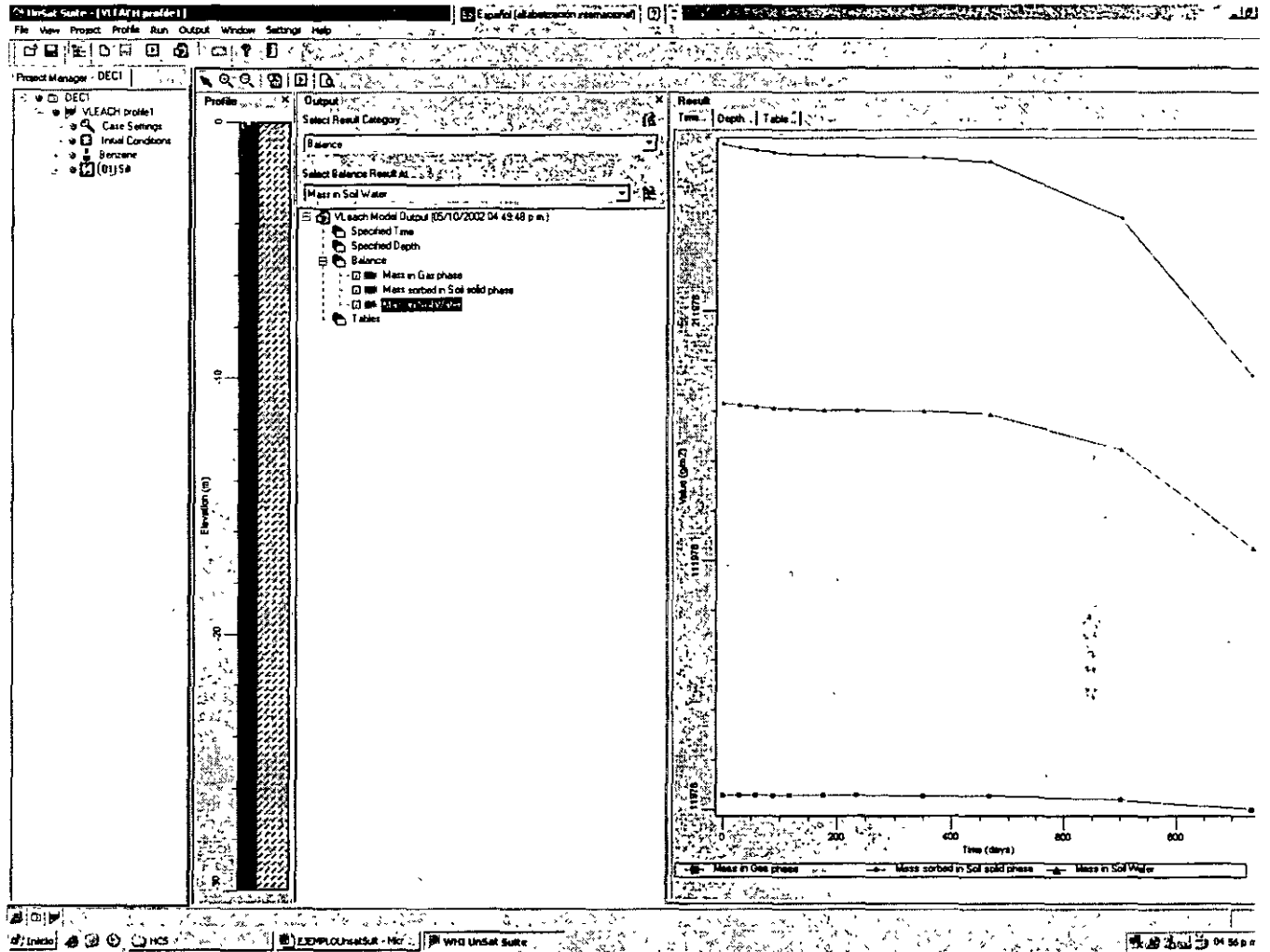
Se repiten pasos semejantes al inciso anterior seleccionando la opción profundidad (depth). Obtener y analizar la concentración a 1, 5, 10, 15, 20, 25 y 30 metros de profundidad.



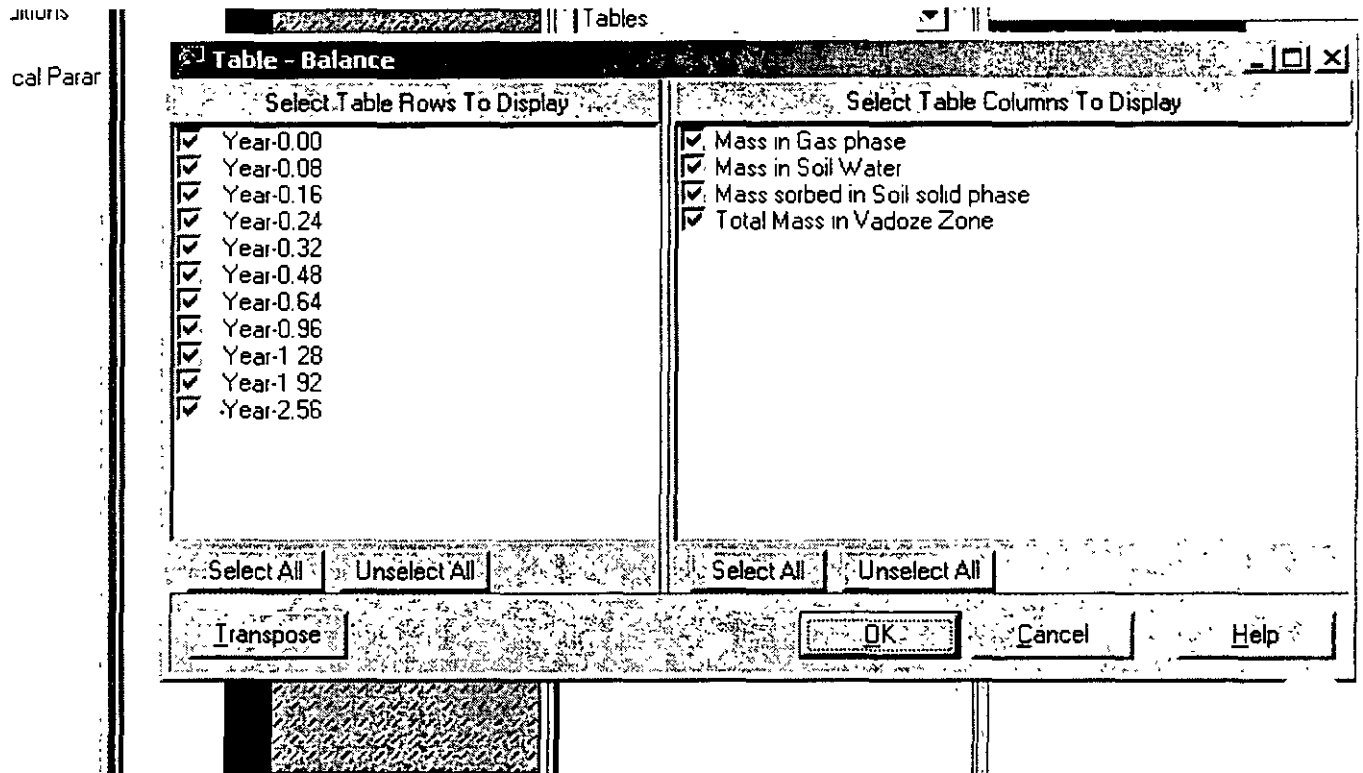
En la misma pantalla, desactivar la opción suelo en todas las profundidades y activar la opción volátiles para tener una pantalla como la siguiente:



Correr el modelo y desplegar el balance de masas. Como se comporta la contaminación respecto al tiempo?  
 Comparar la concentración adsorbida por el suelo, con la presente en el agua del suelo y la volátil. cual es mayor y cual es menor?



Seleccionar Tablas para obtener valores del balance.



Seleccionar todos los tiempos. Analizar los resultados.

Time	Depth	Table	Balance (g/m <sup>2</sup> )			
			Mass in Gas phase (g/m <sup>2</sup> )	Mass in Soil Water (g/m <sup>2</sup> )	Mass sorbed in Soil solid phase (g/m <sup>2</sup> )	Total Mass in Vadoze Zone (g/m <sup>2</sup> )
Year-0.00 (g/m <sup>2</sup> )			1.7985E+04	1.7518E+05	2.7897E+05	4.7213E+05
Year-0.08 (g/m <sup>2</sup> )			1.7884E+04	1.7419E+05	2.7741E+05	4.6949E+05
Year-0.16 (g/m <sup>2</sup> )			1.7814E+04	1.7351E+05	2.7632E+05	4.6765E+05
Year-0.24 (g/m <sup>2</sup> )			1.7766E+04	1.7304E+05	2.7557E+05	4.6638E+05
Year-0.32 (g/m <sup>2</sup> )			1.7732E+04	1.7272E+05	2.7505E+05	4.6550E+05
Year-0.48 (g/m <sup>2</sup> )			1.7693E+04	1.7233E+05	2.7443E+05	4.6445E+05
Year-0.64 (g/m <sup>2</sup> )			1.7673E+04	1.7214E+05	2.7412E+05	4.6394E+05
Year-0.96 (g/m <sup>2</sup> )			1.7640E+04	1.7181E+05	2.7361E+05	4.6306E+05
Year-1.28 (g/m <sup>2</sup> )			1.7506E+04	1.7052E+05	2.7155E+05	4.5958E+05
Year-1.92 (g/m <sup>2</sup> )			1.6044E+04	1.5627E+05	2.4885E+05	4.2116E+05
Year-2.56 (g/m <sup>2</sup> )			1.1978E+04	1.1667E+05	1.8580E+05	3.1445E+05



**Regresar al menú principal y modificar los parámetros de entrada (case settings).**

**Aumentar la permeabilidad a 5.0 cm/día; que pasa al aumentar la permeabilidad?**

**Posteriormente ir al menú principal y modificar las condiciones iniciales, aumentando la concentración inicial a 160 g/kg.**

**Nuevamente: regresar al menú principal y modificar los parámetros del suelo, primero a una arena y después a una arcilla. Como se comporta el contaminante en arenas? Como se comporta el contaminante en arcillas?**

**Este análisis permitirá calibrar el modelo para reproducir las condiciones reales del sitio estudiado.**



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

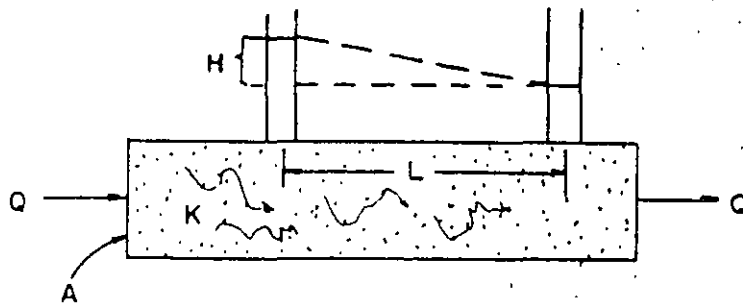
## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO MODELOS DE TRANSPORTE**

**EXPOSITOR: M. en C. FERNANDO LARA GUERRERO  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**



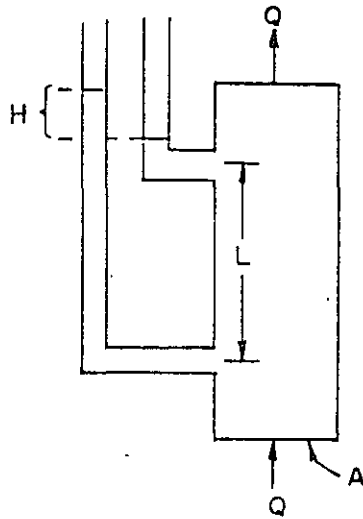
Gradiente =  $H/L = i$ , la energía requerida para mover el agua  $L$ .

$Q$  = Flujo ( gpd ).

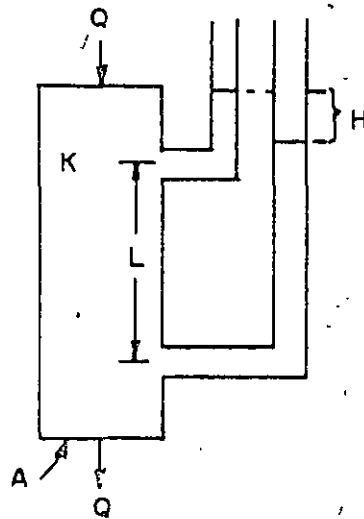
$A$  = Área transversal (  $ft^2$  ).

$K$  = Conductividad hidráulica = gpd ft

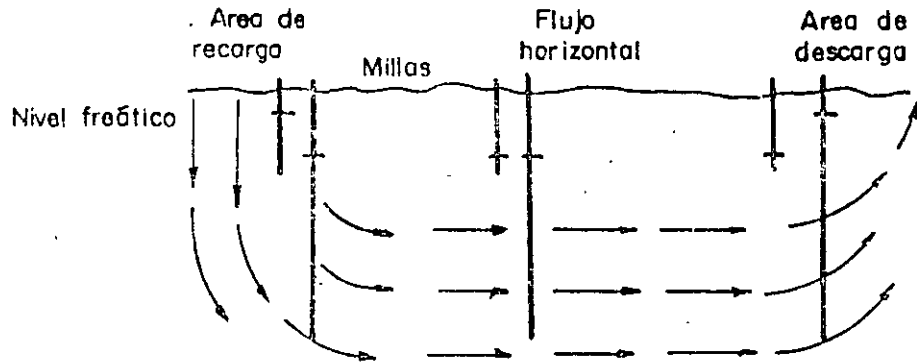
Tubo vertical con flujo ascendente



Tubo vertical con flujo descendente



Condiciones de campo



Explicación gráfica de la ley de Darcy.

# *Modelación Numérica del Flujo y Transporte de Contaminantes*

Ing. Fernando Lara  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

## Problemas Asociados a la Contaminación de Acuíferos

En general, se deben responder tres preguntas básicas relacionadas con los contaminantes en el subsuelo:

En qué dirección se mueven ?

Con qué velocidad se mueven ?

Cuál será su concentración en el tiempo y el espacio?

## Objetivos de la Modelación de Transporte de Contaminantes

- Análisis de la trayectoria y tiempo de arribo de los contaminantes
- Evaluación de la pluma contaminante en el espacio y el tiempo
- Estimación de la concentración y curvas de concentración
- Evaluación del riesgo a la contaminación
- Evaluación de medidas de saneamiento y protección de acuíferos

# Transporte de Solutos en un Sistema de Flujo Subterráneo

## Transporte de masa

Advección

Dispersión

Difusión

## Transferencia de masa

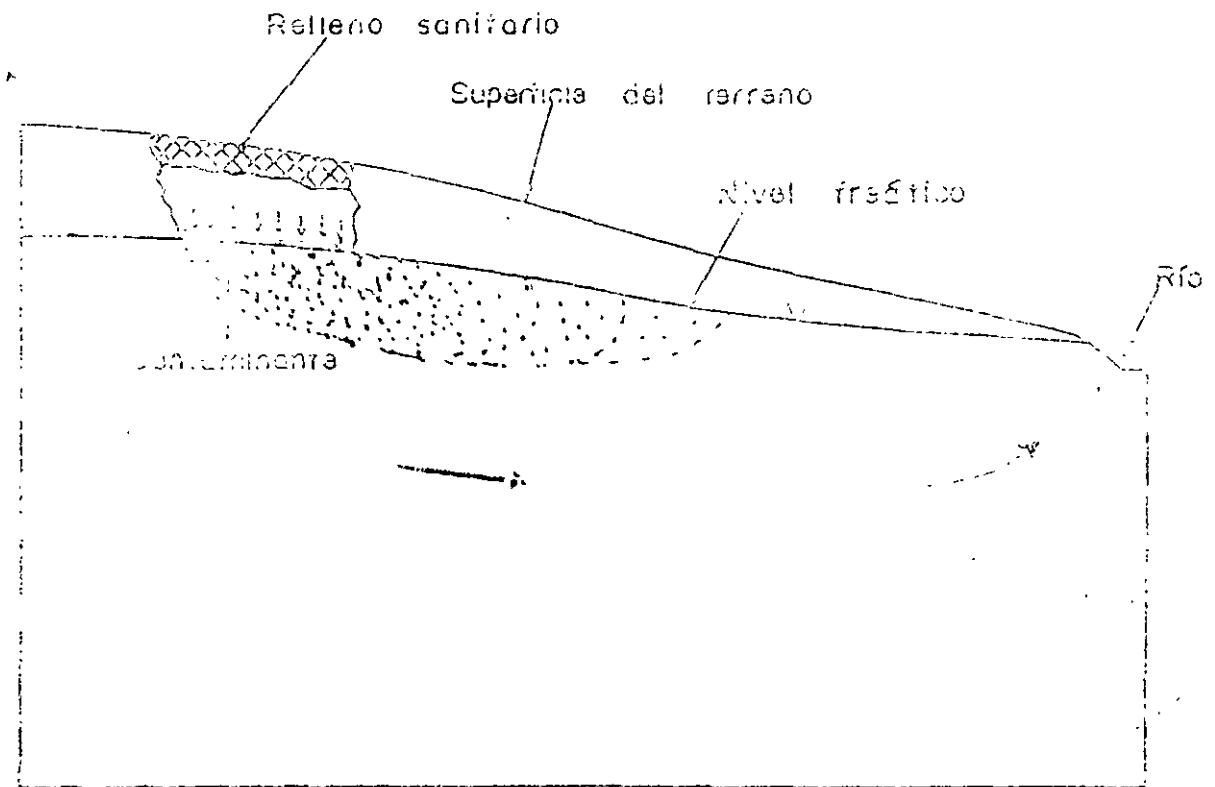
Filtración

Adsorción-absorción

Intercambio iónico

Precipitación

Biodegradación



Representación esquemática de la contaminación del agua subterránea en una sección transversal de un sistema acuífero (Pillans y Lenc: 9).



# ADVECTION AND DISPERSION OF A CONTAMINANT SLUG

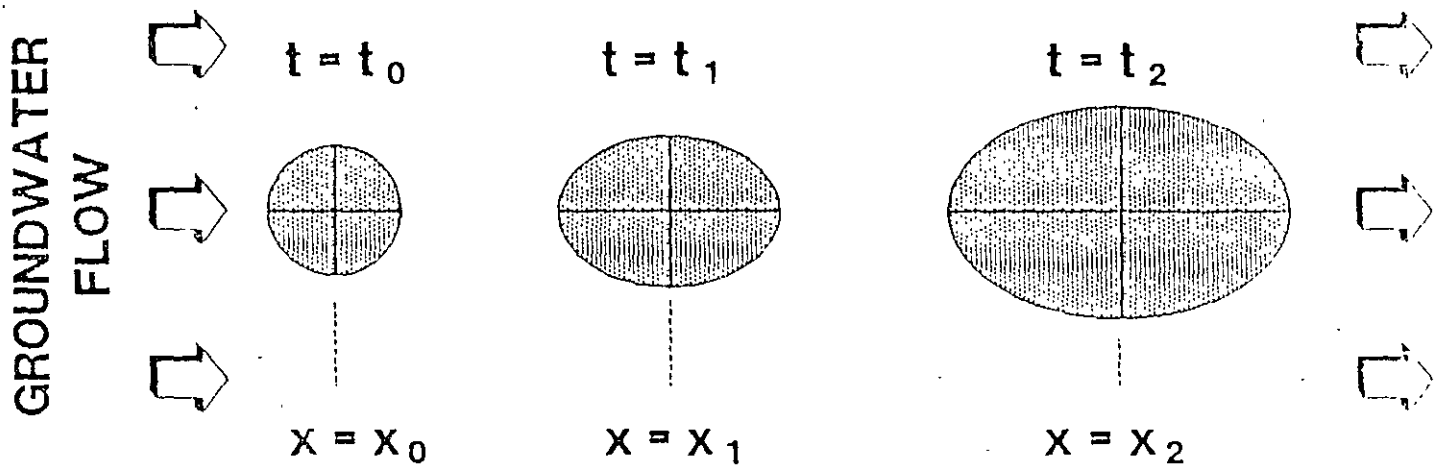


Figure 11. Transport of a contaminant slug through a porous aquifer.

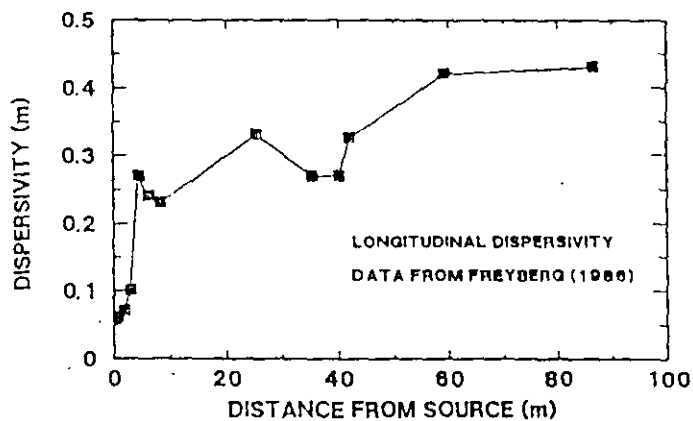


Figure 12. Increase in longitudinal dispersivity with transport distance.

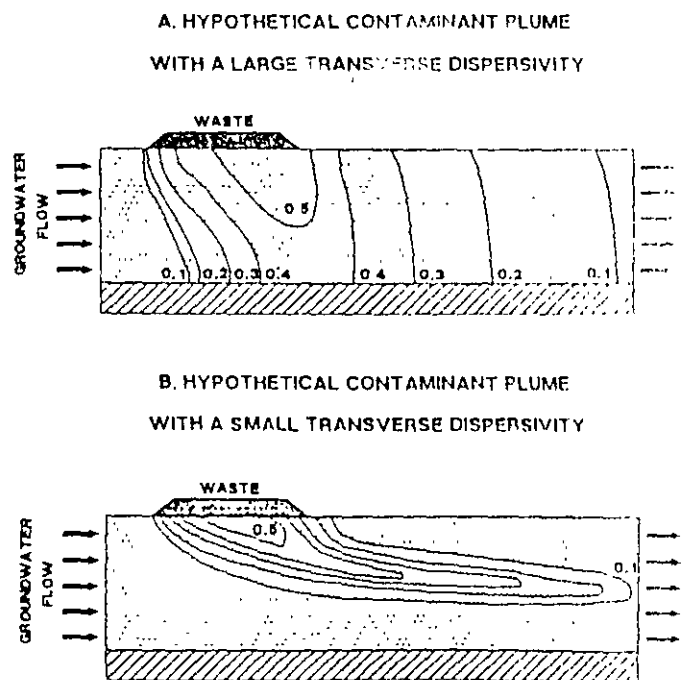
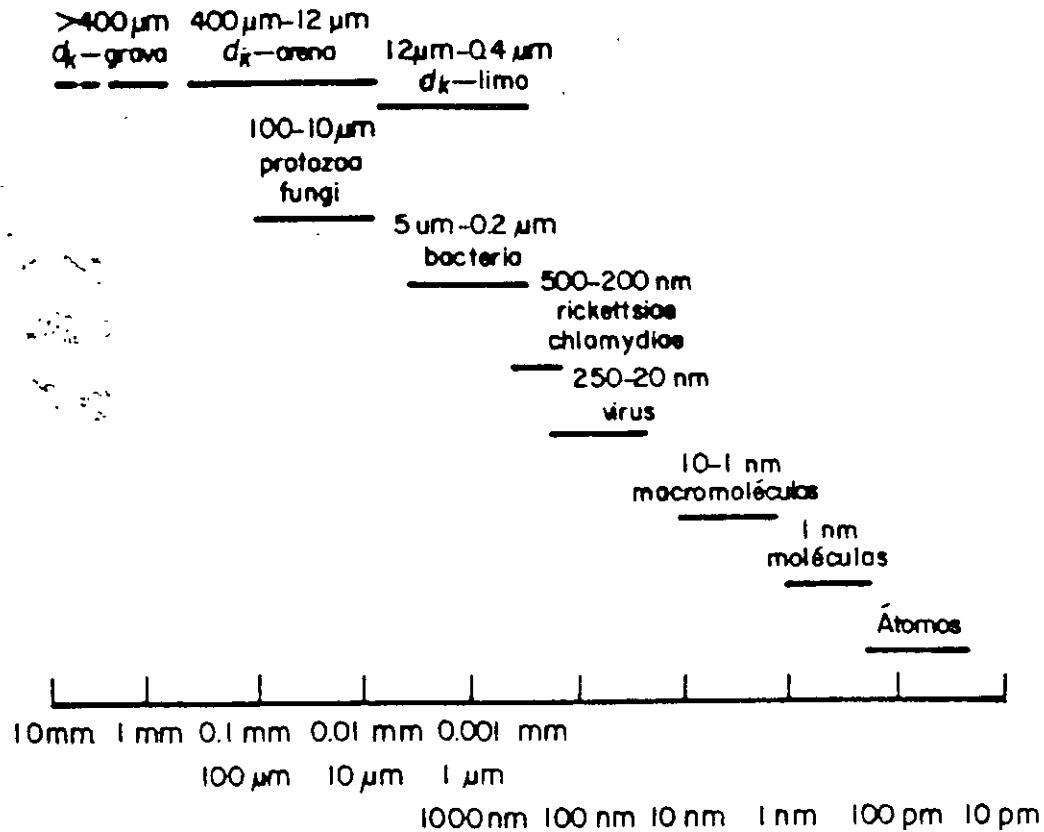
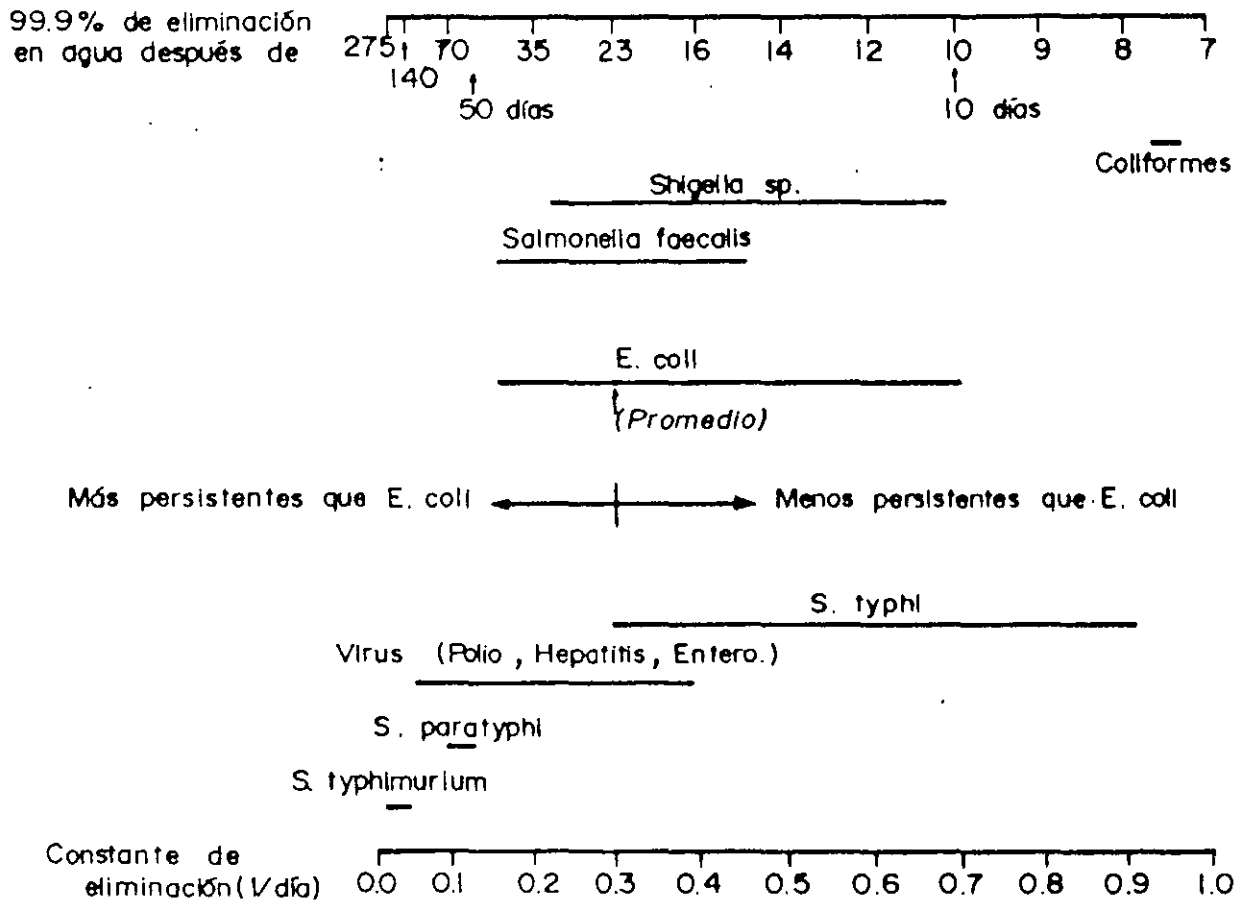


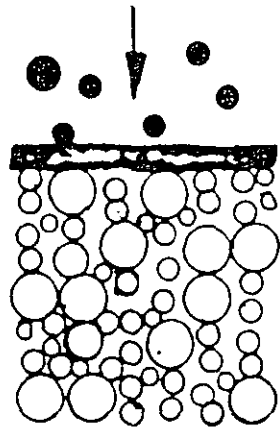
Figure 13. Hypothetical contaminant plumes for large (A) and small (B) dispersivities.



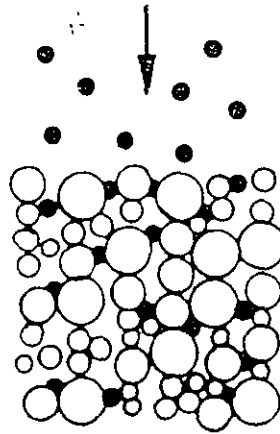
Comparación de los tamaños de los organismos con respecto al tamaño de los granos de sedimento, moléculas y átomos. (Modificado de Matthess y Pekdeger, 1985).

# Constante de eliminación del 99.9% de algunas bacterias y virus en el agua subterránea.

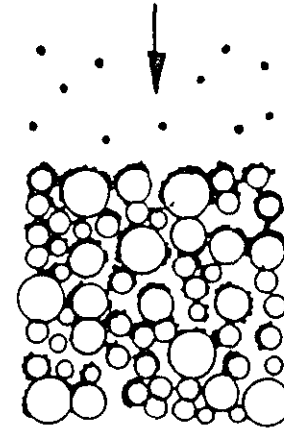




LODO SUPERFICIAL



FILTRACION



FISICO - QUIMICO

Mecanismos de filtración que limitan el movimiento de partículas a través del medio poroso (*Mc Dowell-Boyer et al., 1986*)

## Procesos que controlan el transporte de masa

<i>Proceso</i>	<i>Definición</i>	<i>Impacto en el transporte</i>
<u>Advección</u>	Movimiento de masa como resultado del flujo subterráneo	Uno de los procesos más importantes de transporte.
<u>Dispersión</u>	Mezcla de fluidos debido al efecto de la heterogeneidad en el subsuelo.	Mecanismo de atenuación. Reduce y dispersa la concentración del contaminante.
<u>Difusión</u>	Movimiento de concentración en respuesta a un gradiente de concentración	Mecanismo de atenuación. Reduce la concentración

(Adaptado de NCR, 1991)

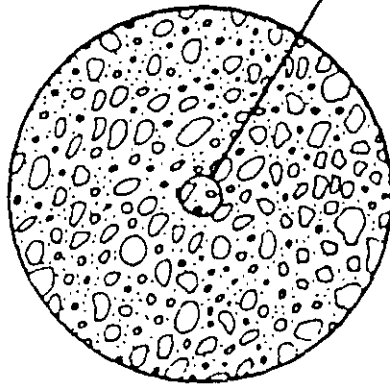
# ESCALAS DE HETEROGENEIDAD EN LOS ACUÍFERO

(ADAPTADO DE SPITZ Y MORENO, 1996)

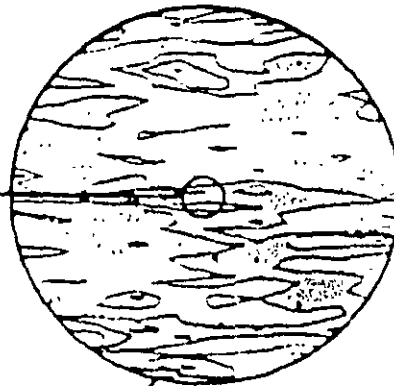
ESCALA DE PORO



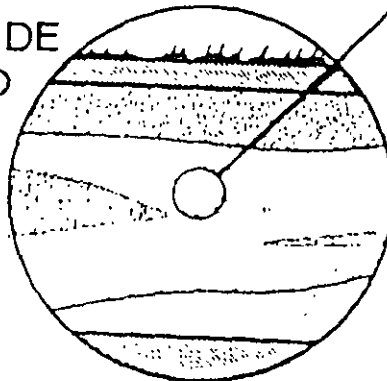
ESCALA DE  
PORO-GRANO



ESCALA DE  
PORO-MATRIZ



ESCALA DE  
CAMPO



## *Introducción*

Los modelos de computo son herramientas esenciales para analizar problemas complejos de flujo y transporte en el subsuelo.

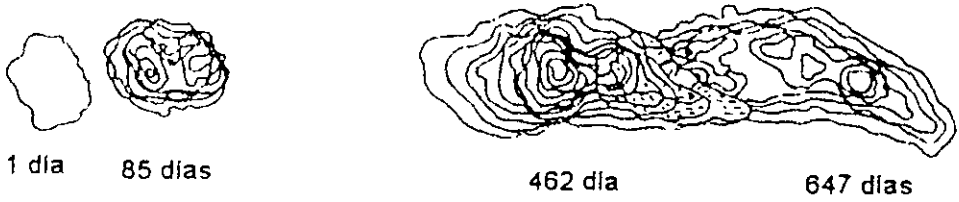
Los modelos se refieren a la aplicación de programas de computo que resuelven un conjunto de ecuaciones, que representan el modelo matemático de un proceso físico o químico que ocurre en el subsuelo

Su aplicación permite estimar la respuesta de la carga hidráulica y la concentración cuando hay variaciones en las propiedades hidráulicas y en la recarga o extracción de un acuífero.

*Ecuación de flujo en tres dimensiones:*

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - R$$

Cloruro,  
(Advección y dispersión)



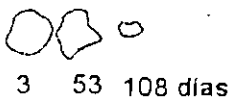
Tetracloro,  
(Advección, dispersión y sorpción)




Tetracloroetileno,  
(Advección, dispersión y sorpción)



Tolueno  
(Advección, dispersión, sorpción y biodegradación)



Distancia en m  
 Distancia del flujo

An arrow pointing to the right, indicating the direction of flow.

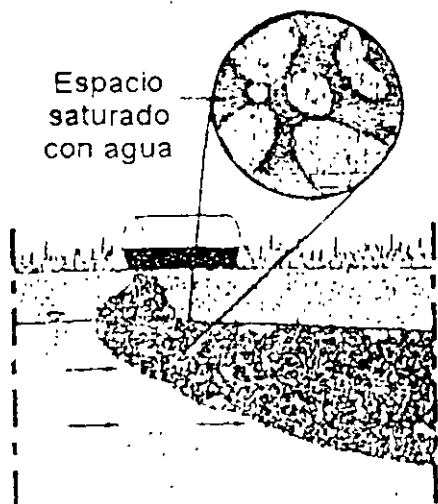
**EFFECTO COMBINADO DE LOS FENÓMENOS DE ADVECCIÓN, DISPERSIÓN, SORPCIÓN Y BIODEGRADACIÓN EN UN ACUIFERO DE ARENA EN BORDER, ONTARIO. (ADAPTADO DE SPITZ Y MORENO, 1996)**



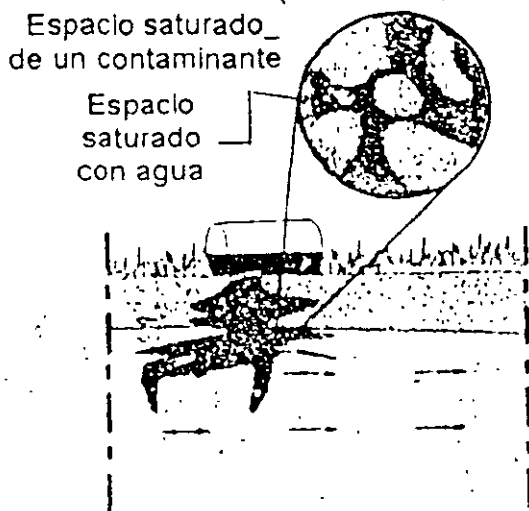
## Características de los Modelos de Transporte de Contaminantes

- Los modelos de transporte son una valiosa herramienta para el análisis y la solución de problemas de contaminación en el subsuelo.
- Su aplicación más útil radica en simular escenarios y evaluar métodos para el saneamiento de los acuíferos.
- Es poco probable que las capacidades predictivas de los modelos mejoren en el futuro. El desarrollo de los modelos se dirige a modelos de tipo estocástico.

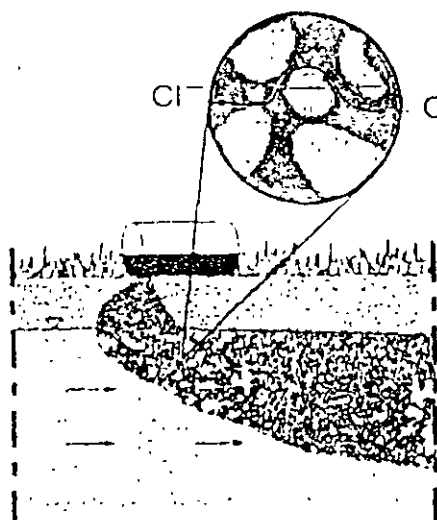
Saturación en una fase (miscible)



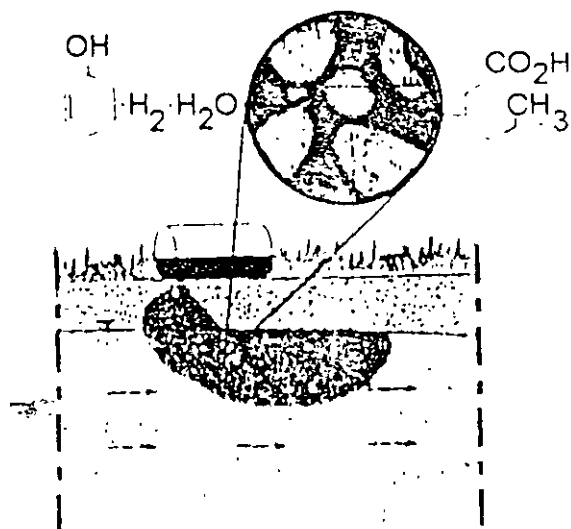
Saturación en varias fases (inmiscibles)



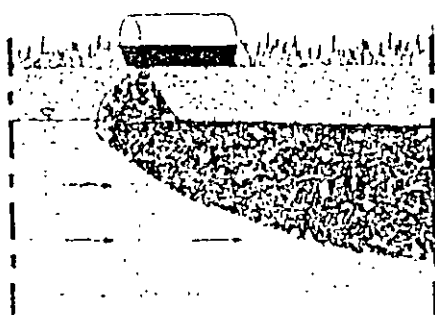
Elemento conservativo



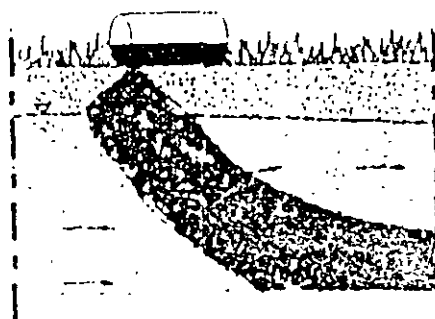
Elemento no conservativo



Igual densidad



Diferencia de densidades



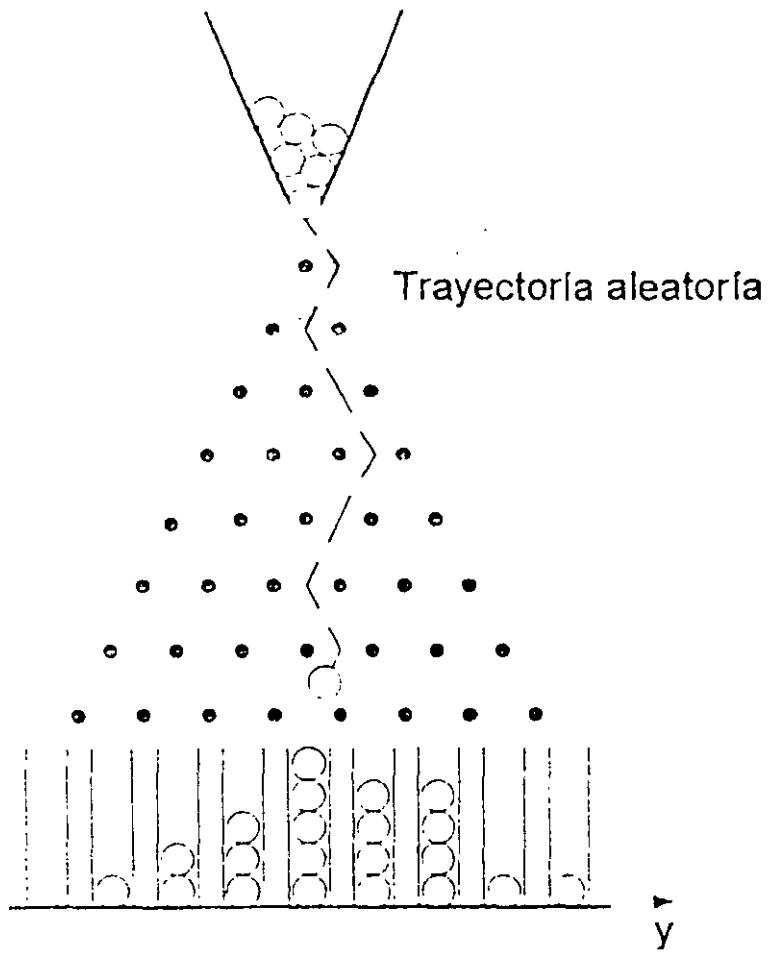
### TIPOS DE CONTAMINANTES Y SU EFECTO SOBRE EL FLUJO Y TRANSPORTE EN EL SUBSUELO

(ADAPTADO DE SPITZ Y MORENO, 1998)

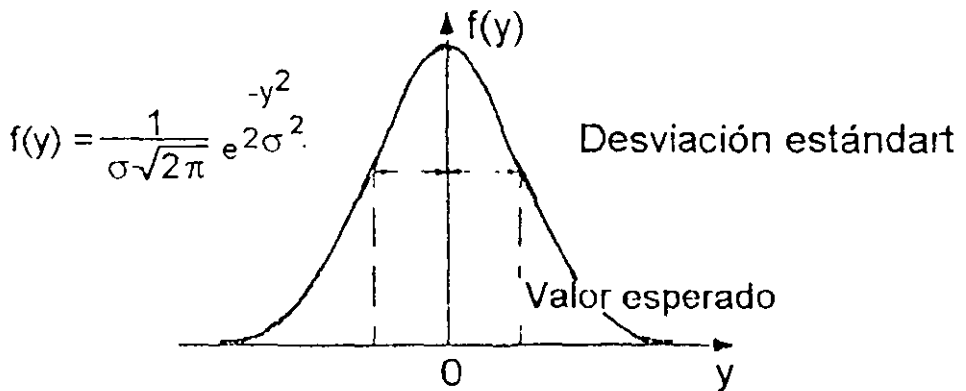
## Características de los Modelos de Transporte de Contaminantes.

- En un modelo de transporte existe una gran diferencia si los solutos están presentes en una capa de baja o alta velocidad.
- Una parte fundamental del modelo de transporte de contaminantes es la construcción del modelo de flujo. Este debe satisfacer un alto grado de exactitud.
- Los modelos de transporte poseen menor poder predictivo que los modelos de flujo.

### Modelo Físico



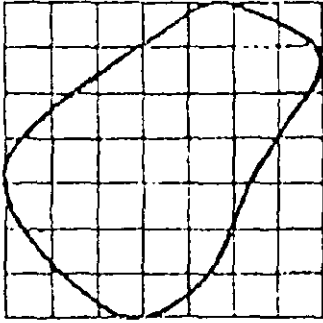
### Aproximación analítica



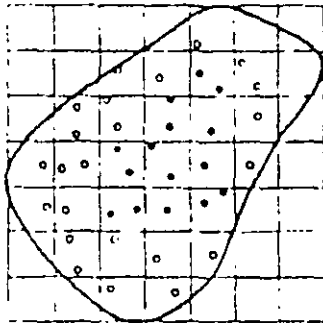
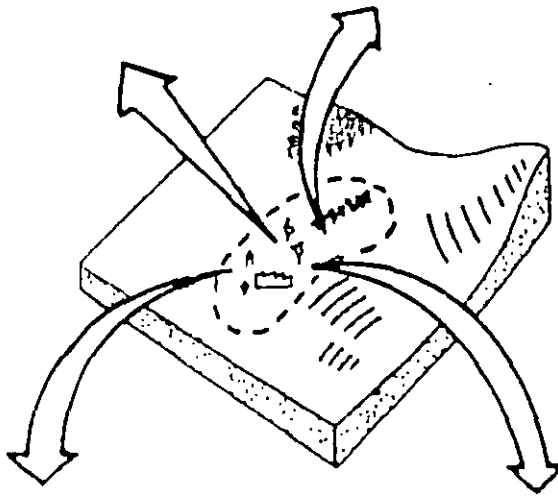
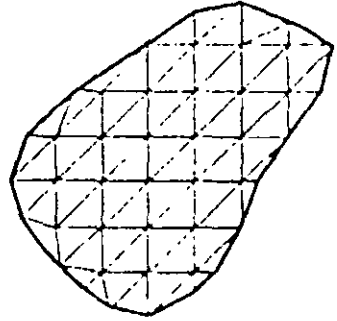
## ILUSTRACIÓN DEL FENÓMENO DE DISPERSIÓN LATERAL

(ADAPTADO DE SPITZ Y MORENO, 1996)

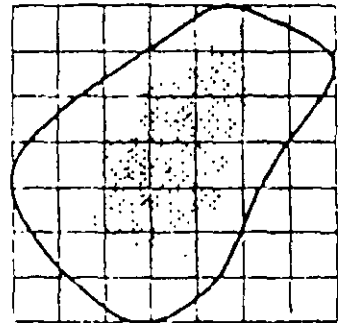
DIFERENCIAS FINITAS



ELEMENTOS FINITOS



METODO DE LAS  
CARACTERISTICAS



TRAYECTORIA ALEATORIA  
("RANDOM WALK")

TIPOS DE MODELOS DE TRANSPORTE

## Solución Numérica de la Ecuación de Transporte

La ecuación de transporte en una dimensión en un medio poroso homogéneo e isotrópico que incluye sorpción y decaimiento, se puede expresar como (Fetter, 1990):

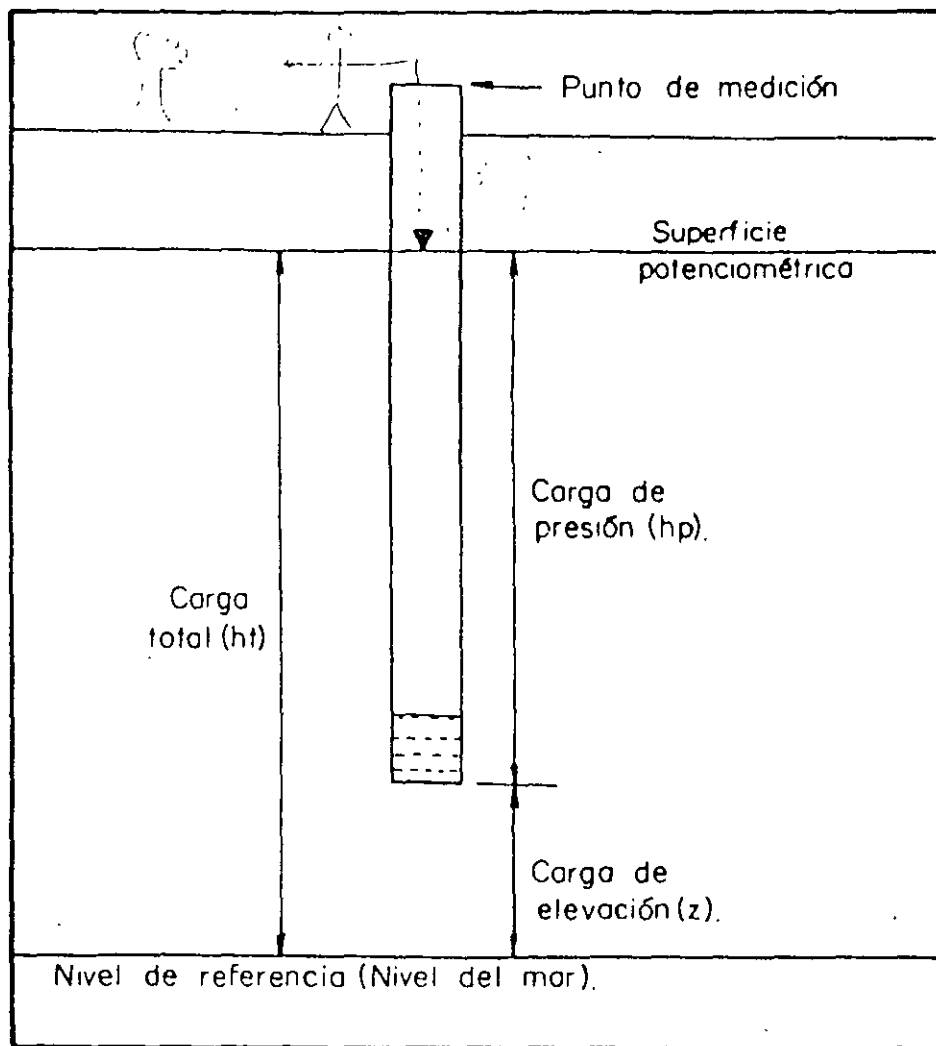
$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{Bd}{\phi} \frac{\partial C}{\partial t} + \left( \frac{\partial C}{\partial t} \right)_{reac}$$

dispersión

advección

sorpción

reacción

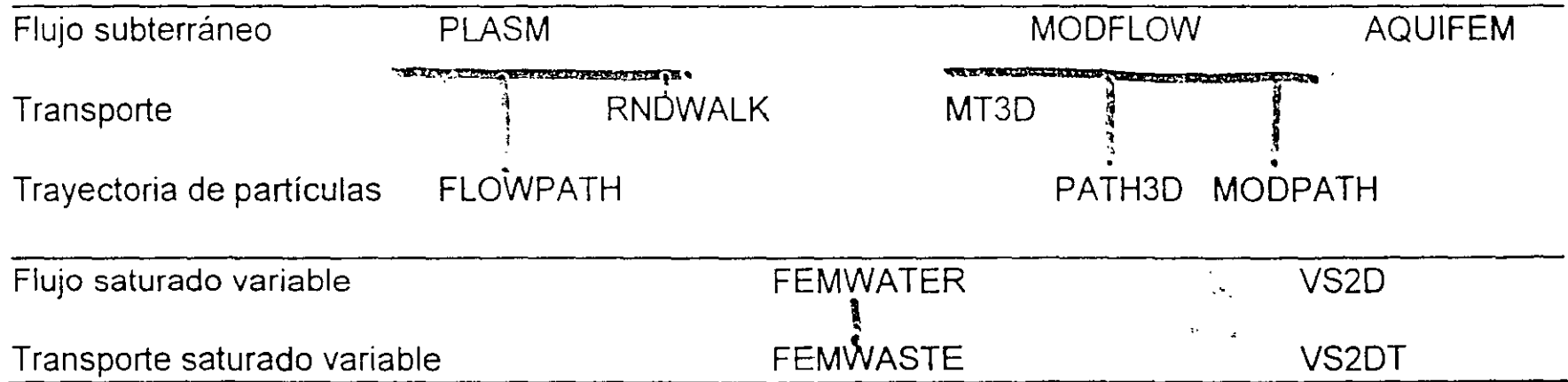


Relación entre carga hidráulica total, carga de presión y carga de elevación

# Tipos de Modelos Numéricos

(Anderson, MP. Prickett, T., A, 1994)

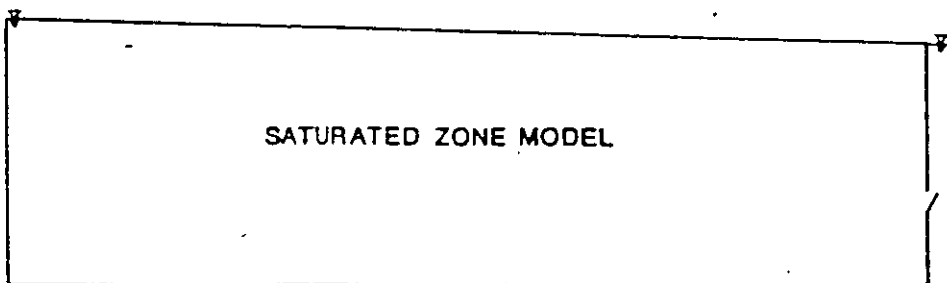
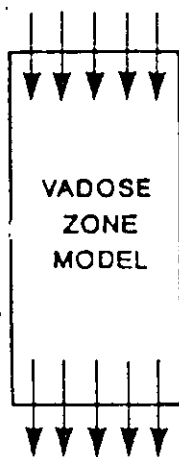
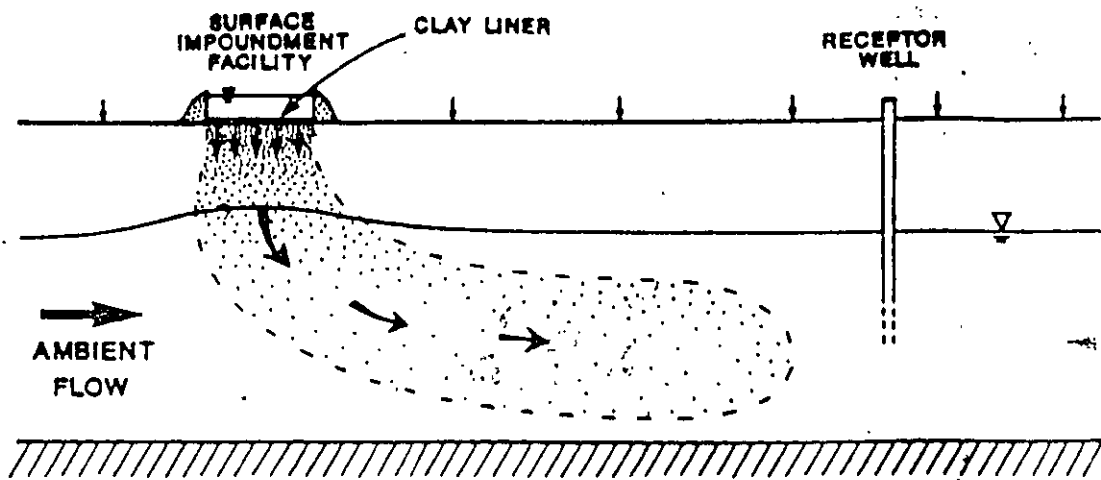
## Familias de Programas

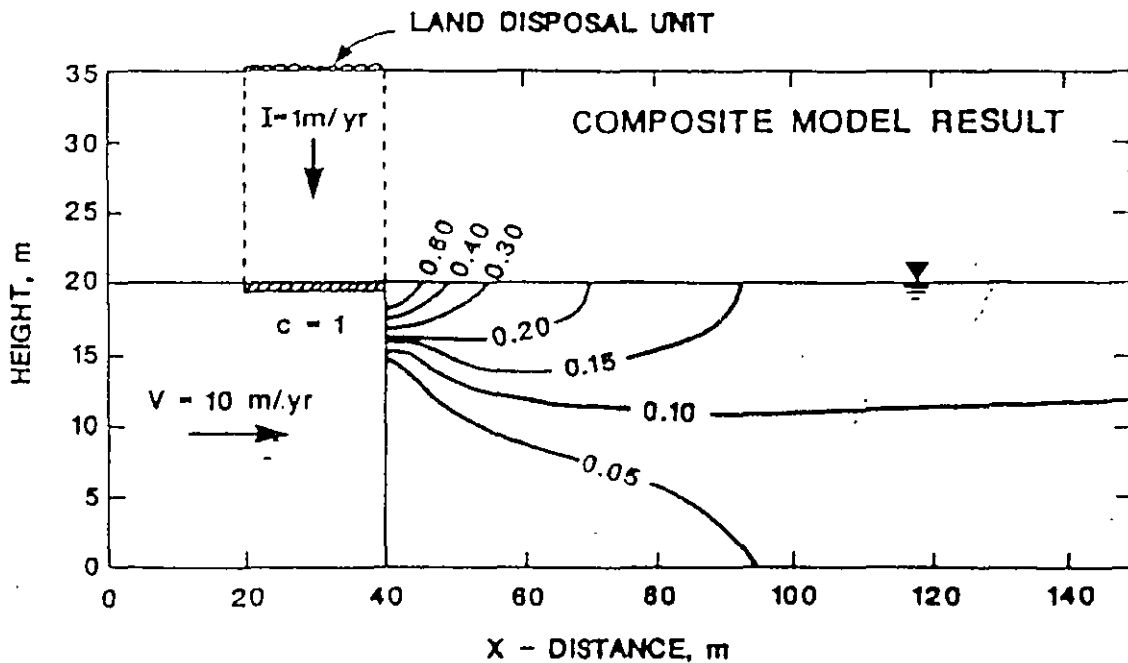
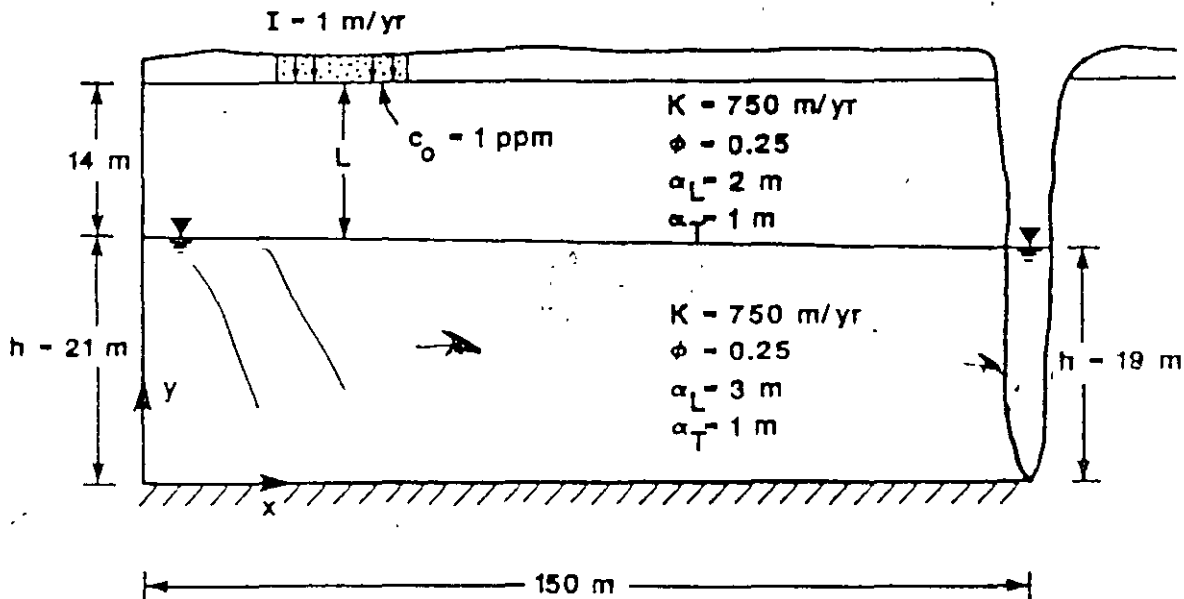


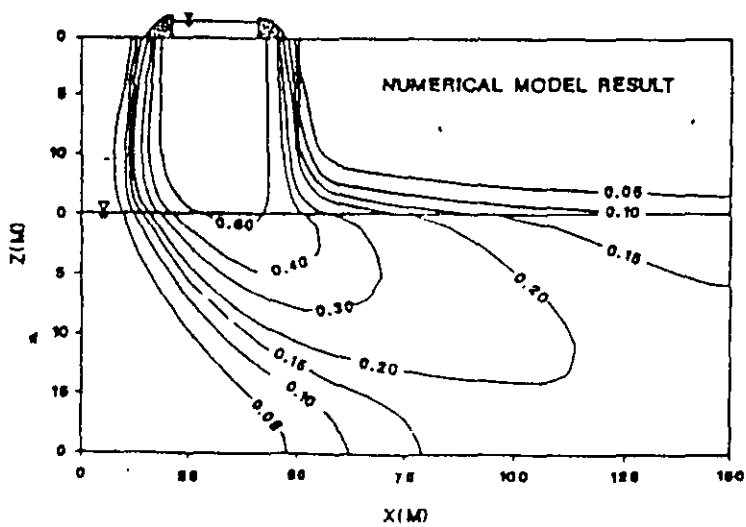
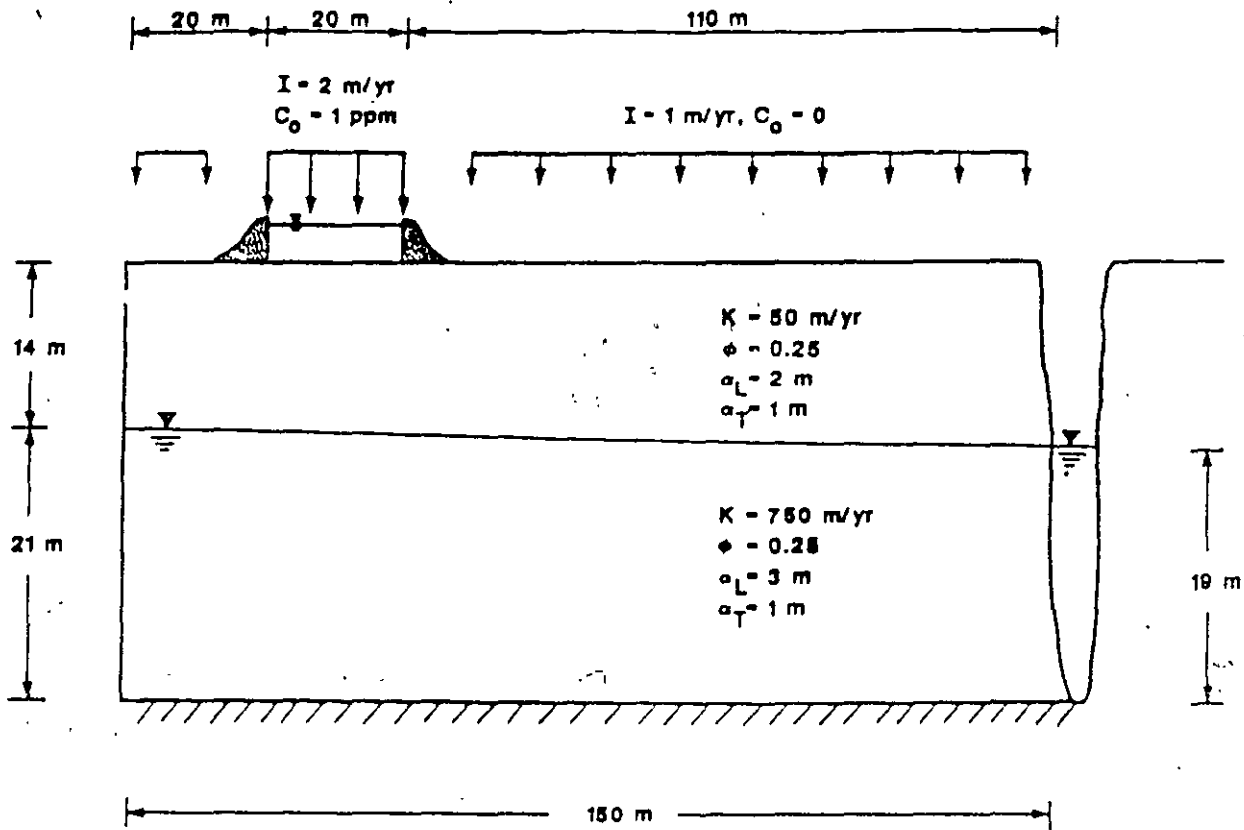
## Programas únicos

Flujo subterráneo	AQUIFEM-1
Transporte	BIO1D, USGS MOC, SWIFT/389
Flujo saturado variable	UNSAT2
Transporte en un medio variable saturado	SUTRA









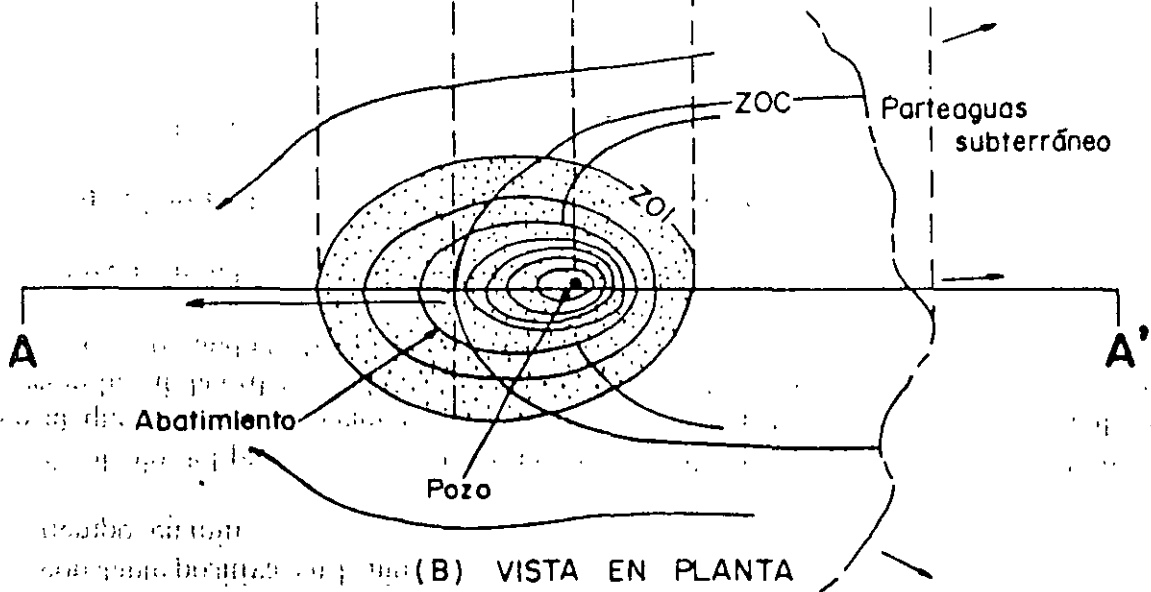
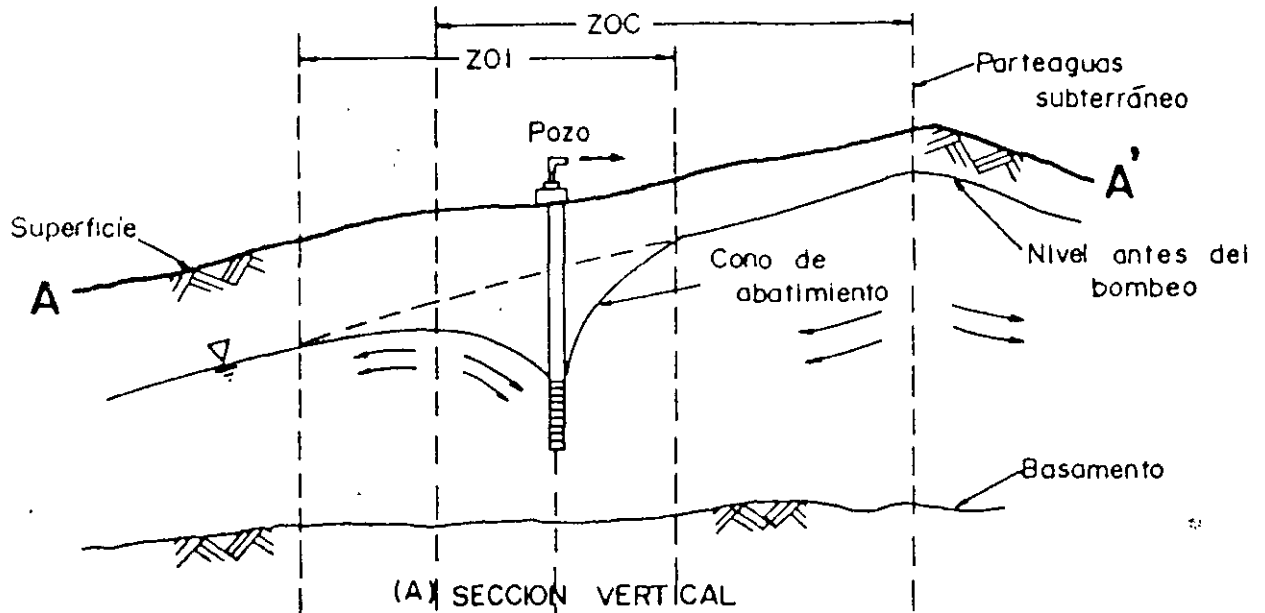
## *Modelos de Trayectoria de Partículas*

Los programas que simulan el movimiento de los solutos únicamente por advección se conocen como modelos de trayectoria de partículas ("Particle tracking"). No calculan la concentración de solutos.

Debido a su fácil aplicación son más populares que los programas de transporte de solutos. Las simulaciones permiten calcular la trayectoria de las partículas y el tiempo de tránsito.

Los modelos de trayectoria de partículas son una alternativa para simular el transporte de solutos cuando el grado de incertidumbre, asociado con los parámetros de dispersión y de retardación es muy grande.

# Área de protección de fuentes subterráneas de abastecimiento de agua potable.



## SIMBOLOGIA

- ▽ Nivel estático
- Dirección de flujo
- Pozo de bombeo
- ZOI Zona de Influencia
- ZOC Zona de contribución

# *Datos Requeridos por un Modelo de Transporte*

## I. Modelo de Flujo

- Mapa hidrogeológico
- Continuidad y espesor de capas permeables y confinantes
- Distribución de T y S
- Mapa de elevación del nivel estático y sus variaciones en el tiempo
- Distribución del bombeo en el tiempo y el espacio
- Estimación y distribución de la recarga
- Interacción agua superficial y agua subterránea

## 2. Modelo de Transporte de Solutos

- Distribución de las cargas hidráulicas calculadas en el modelo de flujo
- Estimación de parámetros: coef. de dispersión (long. y trans).; porosidad efectiva ; factores de retardación
- Concentración de la calidad natural del agua
- Tipo y distribución del contaminante en el tiempo y el espacio



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO HIDROGEOQUIMICA DE LAS AGUAS NATURALES**

**EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

## CONTENIDO

Capítulo 1.- Introducción

Capítulo 2.- Generalidades

2.1.- El ciclo hidrológico

2.2.- Balance del agua dentro del ciclo hidrológico

2.3.- Química del agua del ciclo hidrológico

Capítulo 3.- Método de trabajo en la interpretación hidrogeoquímica

3.1.- Selección y muestreo del agua subterránea

3.2.- Análisis físico-químicos

3.3.- Unidades usadas para reportar los análisis químicos

3.4.- Elaboración de tablas, planos y diagramas e interpretación de los mismos

Capítulo 4.- Grado de saturación del agua con respecto a los minerales más comunes

4.1.- Metodología

Capítulo 5.- Intrusión salina en acuíferos costeros

5.1.- Características físicas de la intrusión salina

5.2.- Principio de gyben-herzberg

5.3.- Mecanismo de la intrusión salina

5.4.- Métodos de control de la intrusión salina

Capítulo 6.- Calidad del agua

6.1.- Agua potable

6.2.- Agua para riego

6.3.- Agua para abrevadero

6.4.- Agua para la industria

Capítulo 7.- Significado de algunas propiedades físicas y químicas del agua

Capítulo 8.- Trazadores de agua subterránea

8.1.- Resumen

8.2.- Introducción

8.3.- Fluroesceinas

8.4.- Sales

8.5.- Esporas

Capítulo 9.- Isotopos ambientales en la geohidrología

9.1.- Definición y origen

9.2.- Unidades y método de análisis

9.3.- Recta meteórica mundial y local

9.4.- Procesos que modifican la composición del agua subterránea

9.5.- Método general de interpretación

9.6.- Tritio



## CAPÍTULO 1.- I NTRODUCCIÓN

La interpretación geoquímica del agua subterránea, se utiliza junto con la geología, hidrología y geofísica, como un auxiliar para conocer y entender en una forma más completa, el funcionamiento de los acuíferos y la planeación de una mejor y más racional explotación.

Para efectuar la interpretación geoquímica, se toma en cuenta que, el agua que forma los acuíferos, proviene principalmente de la lluvia, donde parte de ésta, al precipitarse sobre las formaciones geológicas, se infiltra y corre a través de ellas. Al circular por el subsuelo, entra en contacto con diversas rocas, disolviendo las sales minerales que las forman y produciendo cambios en su composición. La química del agua dependerá de la solubilidad y composición de las rocas por las que circula y de los factores que afecten la solubilidad, como son: las temperaturas del agua y las rocas, el área de contacto del agua con las formaciones, la velocidad de circulación, la longitud del recorrido, la previa composición química del agua y otros factores.

Por lo tanto, la composición del agua está en íntima relación con el funcionamiento general del acuífero. Es por ello que, a partir de su composición química, se puede obtener la dirección del movimiento del agua subterránea, la localización de las zonas de recarga del acuífero, los tipos de roca a través de las cuales circula, así como algunas características físicas del acuífero y la calidad del agua para usos agrícolas, ganaderos, agropecuarios, potables, turísticos e industriales.

A lo largo de las líneas de costa, en las planicies costeras, el agua de los acuíferos se encuentra en contacto sobre el agua de mar, debido a la diferencia de densidades de éstas. El contacto entre estas dos masas de agua se encuentra en equilibrio y, las modificaciones producidas en las condiciones originales del acuífero, originan cambios en la posición de dicho contacto. Al explotar los acuíferos costeros, se rompe este equilibrio, produciendo una intrusión de agua de mar, dentro del acuífero. Debido a las diferencias en concentración y composición química existente entre el agua de mar y el agua dulce, los métodos geoquímicos ayudan a conocer la posición y velocidad de avance de la intrusión salina.

En las muestras de agua, obtenidas tanto en pozos como en norias, galerías filtrantes y manantiales, se determinan los sólidos totales disueltos, la conductividad eléctrica, la dureza total y las concentraciones de los iones siguientes: Ca, Mg, Fe, Mn, Na, SO<sub>4</sub>, Cl, HCO<sub>3</sub>, NO<sub>2</sub> y NO<sub>3</sub>, principalmente.

Se elaboraran configuraciones de los índices más representativos, obteniéndose, a partir de ellas, las zonas de recarga, las cuales coinciden con los lugares donde se encuentran las menores de sales. Se obtiene también, la dirección del flujo del agua subterránea, debido a que ésta va disolviendo mayor cantidad de sales conforme avanza. Así, también se pueden determinar las zonas con mayor o menor permeabilidad, ya que éstas afectarán, en mayor o menor grado, la composición y concentración de sales en el agua.

A partir de la composición química del agua, se deduce el tipo de roca que forma el acuífero; así, el agua que circula a través de rocas calizas, tendrá en solución abundante calcio y carbonatos, en contrastes con agua que circula a través de rocas yesíferas, la cual tendrá disueltos iones de calcio y sulfatos.

Para obtener la calidad del agua para uso doméstico, se comparan los resultados de los análisis químicos, con los límites máximos permisibles ya establecidos, obteniéndose, rápida y directamente, la clase de agua para este uso.

Con respecto a la clase de agua para riego, se utiliza la clasificación de Wilcox, a partir de la cual y por medio de las concentraciones de sodio, magnesio, calcio y la conductividad eléctrica, se conoce la clase de agua para riego a que pertenece cada muestra analizada, así como las recomendaciones relativas al tipo de suelo en que debe usarse, las prácticas del control de la salinidad y los tipos de cultivos más adecuados.

Para la industria, el agua se puede clasificar inicialmente por su dureza, Posteriormente, dependiendo del tipo de industria, el agua deberá cumplir ciertos requisitos establecidos.

#### REFERENCIAS

Drever, J. K. 1988: The Geochemistry of Natural Water, Second Edition. Prentice Hall, 473 p.

Hem, John. (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Survey Water-Supply paper 2254.

## CAPÍTULO 2.- GENERALIDADES

### 2.1. EL CICLO HIDROLÓGICO

Como es sabido, el agua de lluvia que se precipita sobre los continentes, tiene tres caminos por seguir; 1) evaporarse para formar las nubes; 2) escurrir por la superficie del suelo formando arroyos y ríos que finalmente vierten sus aguas al mar y; 3) infiltrarse en el subsuelo para formar acuíferos. Esta agua infiltrada, posteriormente es drenada por corrientes superficiales o aflora en forma de manantiales para evaporarse o seguir su camino hacia el mar.

### 2.2.- BALANCE DEL AGUA DENTRO DEL CICLO HIDROLÓGICO

Del 100% del agua que se evapora, para incorporarse a la atmósfera en forma de nubes, el 86% proviene del mar y el 14% restante, de los continentes. Del 86% que se evapora en los océanos, el 78% se precipita en el mar y el 8% en los continentes. (fig. 2.1). El otro 14% de evaporación, se precipita sobre los continentes, haciendo un total de 22% de precipitación sobre éstos. De este 22%, se evapora el 14%, escurre hacia el mar en forma de corrientes superficiales el 7%, y el 1% restante se infiltra en el subsuelo y en forma de agua subterránea, es incorporada al mar.

El agua subterránea que forma los acuíferos proviene principalmente de la lluvia, donde parte de ésta al precipitarse sobre las formaciones geológicas, se infiltra y corre a través de ellas. El agua infiltrada, en ocasiones, pasa por zonas cercanas a cámaras magmáticas o puede permanecer atrapada entre sedimentos en forma de agua fósil.

Al circular por el subsuelo, entra en contacto con diversas formaciones geológicas, disolviendo las sales minerales que forman las rocas y produciendo cambios en su composición. Por lo tanto, la composición química del agua dependerá de la solubilidad y composición de las rocas por las que circula y de los factores que afecten la solubilidad, como son: las temperaturas del agua y las rocas; el área de contacto del agua con las formaciones, la velocidad de circulación, la longitud del recorrido, la previa composición química del agua y otros factores.

### 2.3.- QUÍMICA DEL AGUA DEL CICLO HIDROLÓGICO

a).- Composición del agua de lluvia.- Al precipitarse hacia la corteza terrestre, arrastra diferentes materiales finos, que se encuentran en suspensión en la atmósfera y que, en muchos casos, son transportados por el viento. (figura 2.2.)

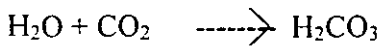
La composición química general del agua de lluvia, según Garrels y Mackenzie (1971), es la siguiente:

Na	1.98 ppm	Ca	0.09	HCO <sub>3</sub>	0.12
K	0.30	Cl	3.79		
Mg	0.27	SO <sub>4</sub>	0.58		

La concentración de elementos disueltos en la lluvia en diferentes lugares, es variable: por ejemplo, el contenido de cloro y sodio, en la precipitación que se lleva a cabo en algunas zonas costeras, es mayor de 2 y 1 ppm respectivamente, mientras que en los continentes es menor de 0.3 y 0.2 ppm, respectivamente.

Debido a la baja concentración de sales en el agua de lluvia, ésta se considera como "agua pura" y las variantes existentes entre la composición y concentración de un lugar a otro, no son de importancia en la interpretación hidrogeoquímica, salvo lugares excepcionales, donde corrientes de aire levantan una gran cantidad de partículas que posteriormente son arrastradas por la lluvia.

Al precipitarse, las moléculas de agua incorporan bióxidos de carbono de la atmósfera, formando ácido carbónico como se ilustra en la siguiente reacción.



Este ácido, tiene un gran poder de disolución y es el principal agente de ataque del agua sobre las rocas.

b).- Composición del agua de ríos.- Las corrientes superficiales, que en la mayoría de los casos son la causa inmediata de la lluvia, tienen contacto con los materiales que forman los cauces, así como con los fragmentos de roca transportados por la corriente.

Al contacto con dichos materiales, el agua los ataca y disuelve, llegando a tener una composición dependiente del tipo de materiales con los que se tiene contacto.

La composición promedio del agua de ríos, según Livingstone (1963), es la siguiente:

Cl	7.8 ppm	Ca	15.0	Al	0.01
Na	6.3	HCO <sub>3</sub>	58.4	S.T.D.	129.5
Mg	4.1	SiO <sub>2</sub>	13.1		
SO <sub>4</sub>	11.2	NO <sub>3</sub>	1.0		
K	2.3	Fe <sup>++</sup>	0.67		

c).- Composición del agua de mar.- Los océanos constituyen los mayores depósitos de agua en el mundo, y se caracterizan por tener una gran cantidad de sales disueltas. Estas sales son producto de la erosión química efectuada por el agua durante el ciclo hidrológico, desde la formación de la tierra, hasta nuestra época.

Originalmente, los océanos se formaron por condensación de vapor de agua, la cual se acumuló en las partes bajas de la tierra. Se inició el ciclo hidrológico y esta agua empezó a disolver los minerales que formaban las rocas, conduciendo las sales, producto de erosión química, hacia las cuencas oceánicas. Continuó el ciclo hidrológico y con él, el aumento de sales en el agua de mar.

La composición química del agua de mar, de acuerdo con Goldberg (1957), es:

Cl	19,000 ppm	Ca	400
Na	10,500	HCO <sub>3</sub>	140
Mg	1,300	SiO <sub>2</sub>	6
SO <sub>4</sub>	2,650	S.T.D.	34,467
K	380		

d).- Composición subterránea.- La composición química del agua subterránea dependerá del tipo de roca, a través de la cual circula y de otros muchos factores complejos. (figuras 2.3 y 2.4).

Así, tenemos que un agua que circula a través de rocas calizas, tendrá principalmente iones de calcio, carbonatos y bicarbonatos. Si circula por yesos y anhidritas, tendrá una gran cantidad de sólidos disueltos, debido a la fácil disolución de estas rocas, predominando la presencia de iones de calcio y sulfatos. El agua que circula a través de basaltos, tendrá pocos sólidos disueltos, debido a que esa roca es de difícil disolución; además tendrá aproximadamente, la misma cantidad de calcio, magnesio y sodio.

#### REFERENCIAS

- Custodio, E. y Llamas, M. R. 1976. Hidrología Subterránea. Ediciones Omega, Barcelona, España.
- Drever, J. I. 1988. The Geochemistry of Natural Water, Second Edition Prentice Hall. 437 p.
- Fairbridge, R. W "Encyclopedia of Geochemistry and Environmental Science".
- Garrels and Mackenzie, 1971. "Evolution of the Sedimentary Rocks".
- Hem, John. (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Survey Water-Supply paper 2254.

## **CAPITULO 3.- MÉTODO DE TRABAJO EN LA INTERPRETACIÓN HIDROGEOQUÍMICA**

Para llevar a cabo una interpretación hidrogeoquímica, se procede de la siguiente manera (figura 3.1).

### **3.1.- SELECCIÓN Y MUESTREO DEL AGUA SUBTERRÁNEA**

Se efectúa una selección de aprovechamientos, tomando en cuenta una distribución espacial, que dependerá de las circunstancias, así como el tipo de aprovechamiento ya sea pozo, noria, manantial, galería, etc, ya que en ocasiones, los diferentes tipos de aprovechamientos, corresponden a sistemas acuíferos diferentes.

El muestreo se debe efectuar usando frascos de polietileno de un litro de capacidad, con doble tapa. Los frascos deben llenarse totalmente para evitar la gasificación de algunos componentes que podría provocar reacciones químicas y alterar la composición de la muestra que es representativa de enormes volúmenes de agua.

Al obtener la muestra en el campo, se deben tomar datos relativos a la localización y características del aprovechamiento, así como la temperatura ambiente, la temperatura del agua al momento del muestreo, el pH y la resistividad eléctrica del agua.

### **3.2.- ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICOS**

Una vez obtenidas las muestras, se remiten al laboratorio en donde se efectúan los análisis fisicoquímicos, determinándose las concentraciones de los principales cationes (Ca, Mg, Na, K), aniones ( $\text{HCO}_3$ , Cl,  $\text{SO}_4$ ) lo sólidos totales disueltos y, dependiendo del tipo de terreno, se sugiere la determinación de otros índices, por ejemplo, para un terreno con trazas de termalismo, sería conveniente la determinación de litio y boro, así para otros casos, se requeriría determinar FeO, MnO,  $\text{SiO}_2$ , F, etc.

**SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS.-** Los sólidos totales disueltos representan el residuo que queda al evaporar cierta cantidad del agua. No son representativas de la suma de las concentraciones de los diferentes elementos analizados, ya que, durante la evaporación en el laboratorio, los sólidos volátiles se pierden y los bicarbonatos se convierten en carbonatos. También quedan retenidas cierta cantidad de agua, de cristalización que no alcanza a evaporarse. Por lo tanto, el valor de los sólidos totales disueltos, sólo proporciona un índice del ataque del agua sobre las formaciones geológicas y de la solubilidad y facilidad de remoción de las sales del subsuelo.

### **3.3.- UNIDADES USADAS PARA REPORTAR LOS ANÁLISIS QUÍMICOS**

Las unidades más comunes, en las que se reportan los análisis químicos efectuados a muestras de agua, son: partes por millón y miliequivalentes por litro.

Las “partes por millón”, son unidades de peso por peso, que equivalen un miligramo de soluto, por un kilogramo de solución. La unidad de peso por volumen, se tiene al asumir

que un litro de solución, pesa un kilogramo; entonces, tenemos que una “parte por millón”, es igual a un “miligramo por litro”.

Debido a que las unidades anteriores están dadas en peso, no hay equivalencia entre iones de diferente especie, o sea, que no se pueden mezclar, debido a que tienen diferente peso molecular y carga eléctrica. Por lo tanto, para efectuar correlaciones entre ellos, se utilizan unidades equivalentes. La unidad más usada es el “miliequivalente por litro”, la cual se obtiene multiplicando los “miligramos por litro” por  $C/PA$  donde  $C$  es la carga del ion y  $PA$  es el peso atómico.

Otra unidad conocida y usada en química, es “moles por litro”, siendo una mole, el peso atómico de una sustancia en gramos.

Las abreviaciones usadas en las unidades mencionadas, son las siguientes:

ppm	parte por millón
mg/l	miligramos por litro
me/l	miliequivalentes por litro
mol/l	moles por litro

### 3.4.- ELABORACIÓN DE TABLAS, PLANOS Y DIAGRAMAS E INTERPRETACIÓN DE LOS MISMOS.

- a).- Tablas resumen.- Para controlar y tener una idea en conjunto de la composición, concentración y calidad del agua, se recomienda elaborar tablas en las cuales se resume toda la información obtenida.
- b).- Configuraciones.- Con el objeto de tener una distribución espacial de la calidad del agua y con ella determinar cualitativamente las zonas de recarga, la dirección del flujo del agua subterránea, así como tener idea de algunas propiedades físicas del acuífero, se elaboran configuraciones de las determinaciones efectuadas.

En la figura 3.2 se muestra un corte geológico ilustrativo, que relaciona la zona de recarga y la dirección del movimiento del agua subterránea, con la concentración y composición química del agua.

- c).- Diagramas triangulares.- Con el objeto de obtener, en forma rápida e ilustrativa, los diferentes tipos o familias de agua, de acuerdo al catión y anión predominante, se forman diagramas triangulares como el que se muestra en la figura 3.3. En el triángulo de la izquierda de este diagrama se grafican, en porcentaje de me/l, los principales cationes y, en el triángulo de la derecha también en las mismas unidades, los principales aniones. En los vértices de estos triángulos se definen aguas cálcicas, magnesianas, bicarbonatadas, etc., si las muestras se encuentran localizadas en los vértices con los porcentajes mayores al 50% de calcio, magnesio, bicarbonato, etc., respectivamente. Se define como agua mixta, la que se grafica al centro del triángulo, por no existir un ion que predomine.

En la figura 3.3 se graficaron muestras de agua tipo sódico-clorurada, mixta-mixta y cálcico-bicarbonatada.

d).- Resistividades y sólidos totales disueltos.- La resistividad es una medida indirecta de los sólidos totales disueltos (S.T.D.) que contienen el agua, ya que sus valores son inversamente proporcionales a éstos últimos. Tomando en cuenta esta característica, se forma una gráfica (fig. 3.4) con la cual, se pueden calcular resistividades a partir de sólidos totales disueltos, o viceversa. Los sólidos totales disueltos calculados, en algunos casos, ayudan a complementar la información de configuraciones de una forma rápida y económica. Las resistividades calculadas, se pueden utilizar para hacer correlaciones con geofísica.

Existen otros tipos de clasificación y representación de análisis químicos, como las de Stiff Shoeller, Wilcox, etc.

## REFERENCIAS

Freeze, A. and Cherry, J. 1979. Groundwater, Prentice Hall. 604 p.

Hem, John. (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Survey Water-Supply paper 2254.

Piper, A.M., 1944. "A Graphic Procedure in the Geochemical Interpretation of Water Analyses". Am. Geophys. Union Trans.



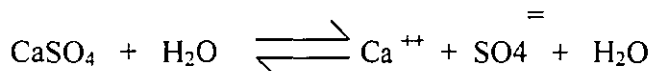
## CAPITULO 4.- GRADO DE SATURACIÓN DEL AGUA RESPECTO A LOS MINERALES MÁS COMUNES

Cuando algunas muestras presentaron altas concentraciones de sólidos totales. se procede a hacer un análisis del grado de saturación del agua con respecto a los minerales más comunes; yeso  $\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , Calcita  $\text{CaCO}_3$ ; dolomita  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ .

### 4.1.- METODOLOGÍA

Para obtener el grado de saturación de una sal en el agua, se obtiene la constante de actividad iónica (Kai) y se compara con la constante de equilibrio (Ke). Para valores de (Kai) mayores que (Ke), la muestra se encuentra sobresaturada y para valores de (Kai) menores que (Ke), la muestra no se encuentra sobresaturada.

En el caso del yeso, este se disocia según la siguiente reacción:



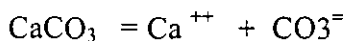
Aplicando la ley de Acción de Masas, obtenemos que la constante de actividad iónica es igual a las actividades de los productos entre los reactantes, o sea:

Donde los paréntesis indican la actividad iónica del ion que encierra.

La actividad de los compuestos, es igual a 1.- por lo tanto:

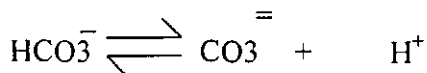
$$K_{ai} = [\text{Ca}^{++}] [\text{SO}_4^{\ominus}] \text{-----}(1)$$

De manera similar para la calcita se tiene:



$$K_{ai} = [\text{Ca}^{++}] [\text{CO}_3^{\ominus}] \text{-----}(2)$$

Debido a que los análisis no reportan carbonato, ( $\text{CO}_3^{\ominus}$ ), se utilizó la determinación de bicarbonato ( $\text{HCO}_3^{\ominus}$ ), sustituyendo la fórmula (2) de la siguiente manera:



$$K_{ai} = \frac{[\text{CO}_3^{\ominus}] [\text{H}^+]}{[\text{HCO}_3^{\ominus}]} = 10^{-10.33}$$

Despejando:

$$[\text{CO}_3] = \frac{[\text{HCO}_3] \cdot 10^{-10.33}}{[\text{H}^+]}$$

Sustituyendo en la ecuación (2):

$$K_{ai} = \frac{[\text{Ca}^{++}] [\text{HCO}_3] \cdot 10^{-10.33}}{[\text{H}^+]} \quad \text{-----}(3)$$

Las actividades iónicas se obtienen multiplicando el coeficiente de actividad iónica de cada elemento, por la concentración en moles por litro (M).

$$\begin{aligned} \text{O sea:} \quad [\text{Ca}^{++}] &= \text{Ca} \cdot M_{\text{Ca}} \\ [\text{SO}_4] &= \text{SO}_4 \cdot M_{\text{SO}_4} \\ [\text{HCO}_3] &= \text{HCO}_3 \cdot M_{\text{HCO}_3} \end{aligned}$$

Las concentraciones en moles por litro (M) se obtienen dividiendo las partes por millón reportadas en los análisis químicos por el peso atómico. El coeficiente de actividad iónica se calculó mediante la fórmula de Debye Huckel.

$$\log \gamma_i = \frac{-A Z_i^2 I}{1 - B a_i I}$$

Donde Z es la carga del ion; A y B son constantes dependientes de la temperatura (en nuestro caso a 25°C, A = 0.5085 y B = 0.3281 x 10<sup>8</sup>; (Klots, 1950); a<sub>i</sub> es una constante relacionada con el tamaño y carga del ion (HEM, 1985) I es la fuerza iónica calculada por la fórmula:

$$I = \frac{1}{2} \sum (M \cdot Z^2)$$

Donde M es la concentración de cada ion en moles por litro.

La constante de actividad iónica (K<sub>ai</sub>), así obtenida, se compara con la constante de equilibrio (K<sub>e</sub>), para encontrar el grado de saturación del agua con respecto a yeso y calcita.

Los valores de K<sub>e</sub> son: (Garrels y Chist, 1965)

$$\begin{aligned} K_e (\text{calcita}) &= 10^{-8.34} \\ K_e (\text{yeso}) &= 10^{-4.61} \end{aligned}$$

De manera similar, se procede para el cálculo de las constantes de otros minerales.

Ya obtenido el grado de saturación, se delimitan, sobre planos, las áreas sobresaturadas, a partir de las cuales, se deduce la dirección del movimiento del agua subterránea y se explica el comportamiento químico del agua.

En las zonas en donde el agua se encuentra sobresaturada de alguna sal, es de esperarse la precipitación de dicho compuesto y consecuentemente, la incrustación de bombas, tuberías, calderas y demás material que tenga contacto con esta agua. Mientras que las áreas en donde el agua no se encuentre saturada de sales, ésta continuará disolviendo y aumentando su concentración iónica.

## REFERENCIAS

Drever, J. I. 1988. The Geochemistry of Natural Water, Second Edition. Prentice Hall. 437 p.

Freeze, A. and Cherry, J. 1979. Groundwater. Prentice Hall. 604 p.

Hem, John. (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Surver Water-Supply paper 2254.

Languimir, Donald. (1997). Aqueous Environmental Geochemistry. Prentice Hall, New Jersey. 437 p.

Stumm, W. and J. Morgan, 1970. "Aquatic Chemistry". an Introduction. Emphatizing Chamilical Equilibria in Natural Waters.

## **CAPÍTULO 5.- LA INTRUSION SALINA EN ACUIFEROS COSTEROS**

La explotación de agua subterránea en acuíferos de zonas costeras encara un gran riesgo, denominado "Intrusión Salina". Muchas zonas costeras son degradadas por este fenómeno, como resultado del exceso de bombeo del agua del acuífero.

Un renglón importante en los acuíferos costeros, es el estudio de la ubicación y velocidad de la intrusión salina. Dentro de estos estudios, es esencial, la determinación de la posición del nivel piezométrico del acuífero y sus fluctuaciones con el tiempo, así como el registro de las variaciones de salinidad en los pozos. Si se cuenta con estos datos puede determinarse la posición y peligrosidad de la intrusión y planear las alternativas más convenientes para su control.

### **5.1.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA INTRUSIÓN SALINA**

Para que una zona costera se vea afectada por este fenómeno, es necesario que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) Continuidad hidráulica.- Debe existir continuidad hidráulica en los materiales que forman el acuífero hacia el mar.
- b) Inversión del gradiente.- otra de las condiciones necesarias para que se lleve a cabo la intrusión salina, es la inversión del gradiente hidráulico que en forma natural se establece de la planicie costera hacia el mar para originar un flujo hacia él. Cuando por efecto de bombeo se abate el nivel del acuífero para encontrarse abajo del nivel del mar, se invierte el gradiente hidráulico natural y se ocasiona un flujo de agua del mar hacia el acuífero. En la práctica, la magnitud del gradiente hidráulico se obtiene a partir de la medición de la profundidad al nivel del agua en pozos y norias.

### **5.2.- PRINCIPIO DE GHYBEN – HERZBERG**

A lo largo de las líneas de costa el agua de los acuíferos se encuentra descansando sobre el agua de mar, debido a la diferencia de densidades de éstas. El contacto entre estas dos masas de agua (interfase salina) se encuentra en equilibrio dinámico, por lo cual las modificaciones en las condiciones originales del acuífero, producen cambios en la posición del contacto entre las dos aguas.

La profundidad a la cual se encuentra la interfase fue descrita por Badon Ghyben en 1869, y aplicada a problemas específicos por Bairat Herzberg en 1901.

La teoría se basa en lo siguiente:

El peso de una columna vertical de agua dulce que va desde el nivel piezométrico del acuífero hasta la interfase, se encuentra equilibrada por el peso de una columna de agua de mar que vaya desde el nivel del mar, hasta la interfase. Esto es, el peso de la columna de agua dulce de longitud  $h + Z$  es igual al peso de una columna de agua de mar de longitud  $Z$ , donde "h" es la elevación del nivel estático a partir del nivel del mar y "Z" es la profundidad a la interfase, a partir el mismo nivel de referencia.

Si “Dd” y Dm” representan las densidades del agua dulce y de mar respectivamente, la condición para el balance hidrostático se expresa de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} D_m \cdot g \cdot z &= D_d \cdot g \cdot (h + z) \\ Z &= \frac{D_d}{D_m} (h + z) \end{aligned}$$

Considerando que las densidades del agua de mar y del agua dulce son 1.025 y 1.000, respectivamente, tenemos que:

$$Z = 40 h$$

O sea que por cada metro que se eleve el nivel piezométrico sobre el nivel del mar, existirán 40 metros de agua dulce bajo el mismo nivel de referencia (figura 5.1 y 5.2.). La posición del nivel piezométrico sobre el mar, condiciona la profundidad a la interfase. Los movimientos de la superficie del mar por mareas y de la superficie piezométrica del acuífero, producidos por aumento o disminución de agua en él, producen fluctuaciones en la posición de la interfase. El área en donde se llevan a cabo estas fluctuaciones, se denominan zona de difusión. La mayoría de los acuíferos que no están sobreexplotados, descargan agua hacia el mar y la posición real de la interfase, en este caso, se encuentra a mayor profundidad (Hubbert) que la calculada por Ghyben-Herzberg, (figura 5.3).

### 5.3.- MECANISMO DE LA INTRUSIÓN SALINA

Existen varios mecanismos por los cuales el agua de mar puede intrusionar a un acuífero costero. Estos, están relacionados con la disminución de la elevación del nivel piezométrico y la inversión del gradiente hidráulico, que permite el agua de mar moverse hacia tierra adentro. Bajo condiciones naturales en los acuíferos costeros, existe un equilibrio entre la recarga, la descarga y el cambio del almacenamiento. Es conveniente que exista un flujo de agua dulce al mar, para conservar el equilibrio, y evitar la intrusión. Conforme el agua subterránea es extraída por bombeo, el nivel estático baja acomodándose a las nuevas condiciones y el flujo de la intrusión salina se comienza a mover hacia el acuífero, ocupando primero las zonas costeras y posteriormente la zona de explotación del valle.

### 5.4.- MÉTODOS DE CONTROL DE LA INTRUSIÓN SALINA

Varios métodos de control son conocidos y utilizados para prevenir la intrusión salina. Los más comunes son:

- |                                 |                                      |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1).- Reducción de la extracción | 4).- Barrera con pozos de bombeo     |
| 2).- Recarga artificial         | 5).- Barreras con pozos de inyección |
| 3).- Fronteras impermeables     | (figura 5.4)                         |

- a) Reducción de la extracción.- Una de las medidas técnicamente más sencillas para prevenir la intrusión de agua de mar, es la extracción de agua subterránea, a un nivel planificado. Esta medida implica una disminución en las demandas de agua lo cual,

en ocasiones crea problemas socioeconómicas y políticas muy fuertes. Cuando se opta por este método y el bombeo es reducido, puede establecerse nuevamente el gradiente hacia el mar y la intrusión es reemplazada por un ligero flujo de agua dulce hacia el mar. Si existe información suficiente sobre la variación de los niveles del agua y si se conocen las condiciones geológicas del subsuelo, la reducción de la extracción puede ser controlada de tal manera, que se obtenga la máxima cantidad de agua sin provocar una intrusión salina nociva.

- b) Recarga artificial.- Para ello es necesario contar con una fuente adicional de agua así como condiciones apropiadas del terreno, de tal manera, que la recarga puede llevarse a cabo. Las obras para la recarga pueden consistir en zanjas superficiales construidas en el área de recarga a través de las cuales se hace circular agua que se infiltra al subsuelo. Otro tipo de obras, consiste en la construcción de presas de infiltración, localizadas en la zona de recarga. En zonas donde existen capas confinantes impermeables, pueden construirse pozos de inyección. Al llevar a cabo esta recarga se provoca la reinversión del gradiente hacia el mar, la cual es acompañada por un flujo de agua dulce. La recarga, en esta forma, es económica, respecto a los otros métodos, pero en la mayoría de los casos no se cuenta con fuentes de agua adicional para llevarla a cabo.
- c) Fronteras impermeables.- Consiste en la construcción de una barrera impermeable entre la línea de costa y los pozos de explotación. El medio de construcción puede ser excavando una zanja que posteriormente se rellena con materiales arcillosos. Otro tipo de barrera. Consiste en el inyectado de material impermeable. Estas construcciones son usadas solo en áreas relativamente someras. Es importante, el conocer los resultados posteriores a su construcción, ya que, si la impermeabilización es completa, permitirá abatimientos fuertes y por lo tanto la obtención de mayores volúmenes de agua almacenada. Este método tiene la desventaja de no contar con un flujo de agua subterránea hacia fuera de la zona, que en ocasiones, es necesario para mantener un balance de sales favorables.
- d) Barrera de pozos de bombeo.- Consiste en una línea de pozos localizados entre la zona de explotación del valle y el mar. Los pozos, deben de extraer toda el agua de mar que intrusión al acuífero, hasta obtener un equilibrio hidrostático. Para ello, los niveles de agua deben de ser bajados en la barrera, más que en cualquier otro punto en la cuenca. El volumen de extracción que se lleva a cabo en el valle, debe de ser reducido, cuando menos una cantidad ligeramente menor a la que se obtenía antes de aplicar el método. Es importante, disponer del registro de los niveles del agua en la zona de la barrera, así como el conocer la cantidad exacta de agua que se debe bombear para obtener los resultados deseados. Esta cantidad de agua que se debe de extraer, es muy variable y deberá de ser mayor al volumen de agua de mar que originalmente intrusiónaba.
- Mientras más cerca del mar se localiza la barrera, el bombeo tendrá que ser mayor.
- e) Barrera con pozos de inyección.- Este método para control de intrusiones salinas, consiste en la construcción de pozos de inyección alineados a lo largo de la costa, su

funcionamiento va a depender de la resistencia que encuentre el agua al moverse en el subsuelo.

Al inyectar agua al acuífero se provoca la elevación del nivel piezométrico lo cual se lleva a cabo hasta alcanzar el gradiente requerido. Debido a la diferencia en densidad entre el agua de mar y el agua dulce, se requiere una columna de 41 metros de agua dulce para equilibrar una columna de 40 metros de agua salada. Para controlar la intrusión es necesario primeramente determinar el espesor de sedimentos permeables. Posteriormente se construye la barrera de pozos de inyección y se provoca la elevación del nivel piezométrico a lo largo de la línea de pozos, hasta alcanzar una altura de 75 centímetros arriba del nivel del mar, por cada 30 metros de espesor del acuífero bajo el mismo nivel de referencia. La cantidad de agua utilizada para dicho fenómeno puede ser estimada. Después de que en la barrera con pozos de inyección, se establece un equilibrio, la cantidad de agua que fluye hacia el acuífero, será la cantidad de agua de mar que intrusionaba anteriormente, siempre y cuando la explotación de la planicie se haya conservado igual. Para mantener el balance dinámico de esta zona, es necesario que exista un pequeño flujo de agua dulce hacia el mar. La magnitud de este flujo es variable, pero será de alrededor de 10% de la que fluye hacia el acuífero. El número de pozos requeridos para formar la barrera dependerá de las características hidráulicas del acuífero, en especial de la capacidad específica de un pozo de bombeo perforado en la zona.

- f) Método combinado; barrera por pozos de bombeo-barrera por pozos de inyección.- Este método utiliza la combinación de los dos métodos anteriores. Para ello, la barrera por pozos de bombeo, es localizada entre la línea de costa y la zona de explotación del valle y la barrera por pozos de inyección se ubica tierra adentro, del otro lado de la zona de explotación. La barrera combinada, compuesta de los dos sistemas, operando simultáneamente, minimizada los efectos de subsidencia y extracción de agua, así como otros efectos secundarios y permite una mayor flexibilidad en su operación sobre la de uno solo de los sistemas previamente descritos.

## REFERENCIAS

Bruington, A.E., y Seares, F.D., 1965, "Operating a Sea Water Barrier Project", American Society of Civil Engineers, Journal of the Irrigation and Drainage Division, Vol. 91, No. IRI.

Bruington, A. E. Drescher, W. J. y Sherwood, C.B. 1969. "Saltwater Intrusion in the United States", American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Hydraulics Division, Paper 6788, HY 5, pp. 1651-1669.

Custodio, E. y Llamas, M. R. 1976. Hidrología Subterránea. Ediciones Omega Barcelona, España.

Driscoll, Fletcher (1986). Groundwater and Wells. Filter/Johnson Screens, Ed. St. Paul, MN. 1089 p.

Freeze, A. and Cherry, J. 1979. Groundwater. Prentice Hall, 604 p.

NOTA: Para la elaboración de este artículo, se utilizaron datos de diferentes textos y trabajos, principalmente de los apuntes del curso de hidrología subterránea del Departamento de Recursos Hidráulicos del Estado de California, E.U., por Raymond C. Richter.



## **CAPITULO 6.- CALIDAD DEL AGUA**

Las aguas subterráneas y superficiales que son utilizadas para satisfacer las necesidades de agua potable de zonas urbanas, así como la que se destina a la agricultura, ganadería e industria, necesita cumplir con ciertos requisitos respecto a su contenido de elementos químicos, a sus propiedades físicas y a la presencia de materia orgánica.

El objeto del presente trabajo, es el de mostrar, en forma general, las normas de calidad del agua utilizada como potable, en riego, en abrevadero y en la industria, así como el significado y algunas propiedades físicas y químicas del agua.

La calidad del agua, se determina a partir de análisis físicos, químicos y bacteriológicos, los cuales pueden variar desde análisis sencillos donde se determinen los principales elementos, hasta análisis complejos que incluyan la determinación de una gran variedad de especies presentes en el agua.

El tipo de análisis dependerá del uso que se le tenga destinado al agua, así como de algunas características observadas en la zona donde ésta se encuentre. Por ejemplo, en una zona minera, es conveniente determinar las concentraciones de algunos metales que pudieran encontrarse presentes. En lugares próximos a poblados y/o establos, debe ponerse atención a los contenidos de nitratos y organismos coliformes, etc.

### **6.1.- AGUA POTABLE**

Las normas de calidad para el agua potable, conocidas también como límites máximos permisibles, se publicaron en el Diario Oficial el 18 de enero de 1988, los cuales se transcriben a continuación:

Características de algunos elementos críticos como los que se mencionan a continuación.

## **CROMO**

El cromo se define como un elemento químico metálico con una alta resistencia a la corrosión y que es utilizado por un gran número de industrias. La forma como se encuentra en yacimientos naturales es como cromita cuya fórmula es  $FeCr_2O_4$ . Los compuestos de cromo más importantes son: cromato de sodio y potasio. Se puede encontrar también como cromo metálico ( $Cr^{++}$ ), cromo trivalente y como cromo hexavalente. Esta última forma tiene tendencia a ser reducida por especies orgánicas.

En el agua se puede encontrar en forma soluble. Proviene de la disolución de sales de cromato de sodio, cromato de potasio y cromato de amonio. Es utilizado comúnmente en industrias electrónicas, en plantas textiles, en industrias de vidrio y de materiales fotográficos. También se utiliza en la industria del calzado, en pinturas y tintes, así como en explosivos, fábricas de cerámica y papel. Exceso de cromo en el agua potable causa problemas en el hígado y pulmones con síntomas de hemorragia, así como problemas en la piel. Se clasifica como cancerígeno y dentro del grupo 1 (International Agency for Research on Cancer. - IARC). La norma de calidad para el agua potable de acuerdo a la USEPA 1989 (U.S. Environmental Protection Agency), es de 0.1 miligramos por litro. La Norma Oficial Mexicana (NOM) indica una concentración máxima de 0.05 miligramos por litro de cromo hexavalente para el agua potable.

## **NITRITOS Y NITRATOS**

Los nitratos ( $NO_3$ ) son un producto de la estabilización aeróbica del nitrógeno orgánico. Otra fuente de nitratos son sales minerales.

Los nitritos ( $NO_2$ ) se forman por la acción bacteriana del amonio y del nitrógeno orgánico. Generalmente sus concentraciones en el agua son muy reducidas debidas a la rápida oxidación de los nitritos a nitratos. Se encuentra generalmente en aguas tratadas, tanto municipales como agrícolas.

Los nitritos se utilizan como fertilizante, así como agente oxidante en la industria química. En la industria alimenticia, son utilizados como preservador de alimentos, particularmente en carnes y quesos.

Los nitritos al ser ingeridos por el hombre, actúan en la sangre como oxidante de la hemoglobina. Se clasifica dentro del Grupo D en relación al riesgo cancerígeno (USEPA, 1985) y en publicaciones recientes se indica que no existen suficientes datos para su clasificación por lo que se recomiendan estudios más profundos. La norma de calidad para agua potable de acuerdo a la MCLG y MCL (1989) indican 10 miligramos por litro para los nitratos y un miligramo por litro para los nitritos. (MCLG = Nonenforceable standards to be used as a guide; MCL = maximum contaminant level). La Norma Oficial Mexicana indica 5 mg/l para los nitratos y 0.05 mg/l para los nitritos

## SILICE

Se expresa como óxido de sílice,  $\text{SiO}_2$  y es ampliamente utilizado para referirse al sílice que se encuentra en las aguas naturales pero debe entenderse que la forma en que se encuentra es hidratado y su representación real es  $\text{H}_4\text{SiO}_4$  o bien  $\text{Si}(\text{OH})_4$ .

El sílice puede ser incorporado en el agua a partir de la disolución de feldespatos sódicos como la albita. Concentraciones mayores se encuentran en relación con aguas de origen geotermal. Estudios de geotermia basan o utilizan la determinación de sílice en el agua para calcular la profundidad de formación y temperatura, tendiente a estudiar los yacimientos geotérmicos y a localizar sitios para perforación de pozos geotérmicos. A las determinaciones de temperaturas basadas en edad se le denomina geotermómetros.

El rango en que generalmente se encuentra el sílice en el agua de acuerdo a la literatura, es de 1 a 30 miligramos por litro, sin embargo, concentraciones arriba de 100 mg/l llegan a ser comunes en zonas como la estudiada (comunicación verbal del laboratorio), donde el agua ha circulado a través de rocas que incluyen sílice entre los minerales que las constituyen y que han estado sujetas a altas temperaturas.

## ARSENICO

El arsénico es un elemento químico sólido, semimetálico, que destaca por su alta toxicidad hacia humanos. Se encuentra en forma de compuestos siendo el más común la arsenopirita ( $\text{FeSAs}$ ). Es utilizado por industrias de vidrio, cerámica, tintes y como insecticida en la agricultura, etc. Recientemente se ha venido utilizado en estado sólido en transistores y parte de material laser.

El arsénico como As es insoluble en agua pero varias sales sí presentan solubilidad. Concentraciones de 100 mg suelen ser venenosas para los humanos y letales en rangos de 130 mg. El arsénico se acumula en los tejidos del cuerpo humano. Ha sido reportado como venenoso cuando se encuentra en concentraciones que varían de 0.21 y 10.0 mg/l. No se ha encontrado que presente problemas de cáncer porque, antes que eso, primeramente, se considera venenoso o tóxico. La norma de calidad reciente publicada por la MCLG USEPA 1987, indica que el agua debe de contener menos de 0.05 mg/l para consumo humano. Mismo valor consigna la Norma oficial Mexicana.

## 6.2.- AGUA PARA RIEGO

Para conocer la calidad del agua para riego, se ha optado por utilizar la clasificación de Wilcox (1948) en la cual, por medio de la conductividad eléctrica (CE) y la relación de adsorción de sodio (RAS), se obtiene la clase de agua para riego.

La conductividad eléctrica es igual al recíproco de la resistividad y proporcional a la concentración de sólidos totales disueltos. Normalmente, esta se expresa en micromhos por centímetro (mmhos-cm).

La relación de adsorción de sodio, se obtiene por medio de la fórmula siguiente.

$$\text{RAS} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{\frac{\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++}}{2}}}$$

Donde las concentraciones de  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$  y  $\text{Mg}^{++}$  están dadas en equivalentes por litro. Con esta relación se obtiene el peligro que entraña el uso del agua para riego, el cual, como puede apreciarse en la fórmula, queda, supeditado a las concentraciones absoluta y relativa de los principales cationes.

Los valores de CE y RAS, son graficados en el nomograma de clasificación (figura 6.1) obteniéndose de esta manera, la clase de agua para riego, la cual está definida por los parámetros, C y S y subíndices en cada uno de ellos. El significado de las diferentes clases, así como algunas recomendaciones para el uso del agua en riego, se comentan a continuación.

- C1 BAJA SALINIDAD.- Puede usarse para riego en la mayoría de los suelos y para casi todas las plantas, con pocas probabilidades de que aumente la salinidad.
- C2 SALINIDAD MEDIA.- Puede usarse, si se hacen lavados moderados. Se pueden sembrar plantas moderadamente tolerantes a las sales en la mayoría de los casos, sin efectuar prácticas especiales para el control de la salinidad.
- C3 ALTAMENTE SALINA.- No puede usarse en suelos de drenaje deficiente. Aún con drenaje adecuado, se requiere un manejo especial para el control de la salinidad, además de seleccionar plantas que sean bastante tolerantes a las sales.
- C4 MUY ALTAMENTE SALINA.- No es apropiada para riego bajo condiciones ordinarias aunque puede usarse, en ocasiones, bajo circunstancias muy especiales. Los suelos deben ser permeables, el drenaje adecuado; el agua para riego debe aplicarse en exceso con el fin de llevar a cabo un lavado fuerte. Las plantas que se seleccionen deberán ser muy tolerantes a las sales.
- S1 CON POCO SODIO.- Puede usarse para riego en casi todos los suelos, con poco peligro de que el sodio intercambiable llegue a niveles perjudiciales. Sin embargo, las plantas sensitivas al sodio como algunos frutales (fruto con hueso) y aguacate, pueden acumular concentraciones dañinas de sodio.
- S2 CON CONTENIDO MEDIO.- Será peligrosa en suelos de textura fina y en aquellos que contengan una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente bajo condiciones de lavados leves, a menos que haya yeso en el suelo. Esta agua puede usarse en suelos orgánicos o de textura gruesa con buena permeabilidad.
- S3 CON ALTO CONTENIDO.- Conducirá a niveles peligrosos de sodio intercambiable en la mayoría de los suelos por lo cual se requerirá de un manejo especial, buen

drenaje, lavados fuertes y adiciones de materia orgánica. Los suelos yesíferos no desarrollarán niveles perjudiciales de sodio intercambiable. Los mejoradores químicos deberán usarse, para el reemplazo de sodio intercambiable, excepto en el caso de que no sea factible el uso de mejoradores en aguas de muy alta salinidad.

**S4 CON MUY ALTO CONTENIDO.-** Generalmente no es apropiada para el riego, excepto en casos de baja y quizá media salinidad, donde la solución del calcio del suelo o el empleo de yeso u otros mejoradores, hagan factible el uso de esta agua.

La conductividad eléctrica puede tomarse como un índice en la selección de cultivos, en la tabla siguiente se presenta la tolerancia relativa de los cultivos a las sales.

Tabla 6.2.- Tolerancia de cultivos a las sales  
Frutales

MUY TOLERANTES	MEDIANAMENTE TOLERANTES	POCO TOLERANTES
Palma -- dátiles	Granada Higuera Olivo Vid Melón	Peral Manzano Naranja Toronja Ciruela Almendro Chabacano Durazno Fresa Limonero Aguacate

## Hortalizas

MUY TOLERANTES	MEDIANAMENTE TOLERANTES	POCO TOLERANTES
$CE_e \times 10^3 = 12 *$ Betabel Bretón o col rosada Espárragos Espinacas  $CE_e \times 10^3 = 10$	$CE_e \times 10^3 = 10$ Jitomate Brócoli Col Chile dulce Coliflor Lechuga Maíz dulce Papas Zanahoria Cebolla Chicharos Calabaza Pepinos $CE_e \times 10^3 = 4$	$CE_e \times 10^3 = 4$ Rábano Apio Ejotes  $CE_e \times 10^3 = 3$

## Plantas forrajeras

MUY TOLERANTE	MEDIANAMENTE TOLERANTES	POCO TOLERANTE
$CE_e \times 10^3 = 18$ Zacate alcalino de coquito Zacate bermuda Zacate rhodes	$CE_e \times 10^3 = 4$ Trébol blanco Trébol amarillo Zacate inglés perenne  Zacate Sudán Trébol Huban Alfalfa (California común)	$CE_e \times 10^3 = 4$ Trébol blanco holandés Trébol Alsike Trébol rojo Trébol ladino Pinpinela

El boro en pequeñas concentraciones, es esencial para el desarrollo normal de las plantas y, la falta de este elemento, o su presencia en concentraciones altas, afecta el crecimiento de los cultivos.

Dependiendo de la cantidad de boro que las plantas acepten, estas se han dividido en tres grupos:

#### CUANDO ACEPTAN

Cultivos sensibles	Hasta 0.67 ppm
Cultivos semitolerantes	Entre 0.67 y 1.00 ppm
Cultivos tolerantes	Entre 1.00 y 3.75 ppm

A continuación se muestran algunos cultivos haciéndose distinción entre tolerantes, semitolerantes y sensibles.\*

Tabla 6.3.- Cultivos tolerantes, semitolerantes y sensibles a las sales

TOLERANTES	SEMITOLERANTES	SENSIBLES
Espárragos	Girasol (nativo)	Nuez encarcelada
Palma datilera	Papa	Nogal negro
Remolacha azucarera	Algodón	Nogal persa
Alfalfa	Jitomate	Ciruelo
Gladiola	Rábano	Peral
Haba	Chicharos	Manzano
Cebolla	Rosa Ragged	Uva (málaga y sultaina)
	Robin	Higo Kadota
Nabo	Olivo	Nispero
Col	Cebada	Cereza
Lechuga	Trigo	Chabacano
Zanahoria	Maíz	Durazno
	Sorgo	Naranja
	Avena	Aguacate
	Calabacita	Toronja
	Pimiento "Bell"	Limonero
	Camote	
	Frijol Lima	

(En orden descendente de más a menos tolerante)

MUY TOLERANTES	MEDIANAMENTE TOLERANTES	POCO TOLERANTES
Cebada folium (para heno tripata de pájaro)  $CE_e \times 10^3 = 12$	Trigo (para heno) Avena (para heno) Grama azul Bromo suave Veza lechosa Cicer  $CE_e \times 10^3 = 4$	$CE_e \times 10^3 = 2$
CULTIVOS COMUNES		
$CE_e \times 10^3 = 12$  Cebada (grano) Remolacha Azucarera Colza Algodón  $CE_e \times 10^3 = 10$	$CE_e \times 10^3 = 10$  Centeno (grano) Trigo (grano) Avena (grano) Arroz Sorgo (grano) Maíz Linaza Girasol Higuierilla  $CE_e \times 10^3 = 6$	$CE_e \times 10^3 = 4$  Alubias

(De: Suelos salinos y sódicos, 1954)

\*El número que sigue a la  $CE_e \times 10^3$  es el valor de la conductividad eléctrica del extracto de saturación en milimhos por centímetro a 25°C asociado a una disminución en los rendimientos de 50 por ciento.

### 6.3.- AGUA PARA ABREVADERO

El agua usada en granjas y ranchos ganaderos, normalmente debe de cumplir con los mismos requisitos que el agua potable, ya que es utilizada también para usos domésticos de los ranchos. Los animales pueden ingerir agua con una mayor concentración de sales.

A continuación se describen los límites máximos para algunos animales, según Mckee y Wolf, (1963).

5



Tabla 6.4 - Límites máximos para algunos animales

Aves	2,860 ppm
Cerdos	4,290 ppm
Caballos	6,430 ppm
Ganado lechero	7,150 ppm
Ganado de carne	10,100 ppm
Borrego	12,900 ppm

#### 6.4.- AGUA PARA LA INDUSTRIA

La clase de agua requerida en la industria, depende del tipo de instalaciones utilizadas.

Una forma rápida de catalogar el tipo de agua para la industria, es conociendo su dureza. Esta normalmente se reporta en concentración de carbonato de calcio ( $\text{Ca CO}_3$ ).

Cuando un agua contiene concentraciones bajas de ese compuesto, se denomina "agua blanda" y al agua con concentraciones altas, "agua dura".

De acuerdo con algunos autores (Durfor y Becker, 1964), se han distinguido los siguientes rangos de dureza.

Tabla 6.5.- Rangos de dureza para la industria

Concentración en Mg/l de $\text{CaCO}_3$	Descripción
0 - 60	Agua blanda.
61 - 120	Agua moderadamente dura.
121 - 180	Agua dura.
más de 180	Agua muy dura

En la tabla siguiente, se muestran algunos de los límites para la industria textil y papelera, así como en derivados del petróleo y embotelladoras.

Tabla 6.5.- Calidad del agua para algunas industrias  
(en mg/l)

CONSTITUYENTE	INDUSTRIA TEXTIL	INDUSTRIA PAPELERA	DERVIADOS DEL PETRÓLEO	EMBOTELLADORA
SiO <sub>2</sub>	-	50	-	-
Fe	0.1	1.0	1.0	0.3
Mn	0.1	0.5	-	0.05
Ca	-	20	75	-
Mg	-	12	30	-
Cu	0.01	-	-	-
NH <sub>4</sub>	-	-	-	-
Zn	-	-	-	-
HCO <sub>3</sub>	-	-	-	-
SO <sub>4</sub>	-	-	-	500
Cl	-	200	300	500
F	-	-	-	-
NO <sub>3</sub>	-	-	-	-
Dureza	25	100	350	-
PH	2.5-10.5	6-10	6-9	-
S.T.D.	100	-	100	-

(En: John Hem, 1985)

## REFERENCIAS

Chapingo, Escuela Nacional de Agricultura. Calidad del agua para riego, apuntes inéditos.

De Zuane, John, (1990). Handbook of Drin King Water Quality, Standards and Controls. Van Nostrand Reinhold, New York, 523 p.

Drever, James, (1998). The Geochemistry of Natural Waters. Prentice Hall, New Jersey. 437 p.

Hem, John, (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Surver Water-Supply paper 2254.

Languimir, Donald, (1997). Aqueous Environmental Geochemistry. Prentice Hall, New Jersey, 600 p.

Driscoll, Fletcher (1986). Groun Water and Wells. Filter/Johnson Screens, Ed. St. Paul, M N. 1089 p.

Suelos Salinos y Sódicos, 1954 Manual de Agricultura No. 60 Departamento de Agricultura de los estados Unidos de América.

## **CAPÍTULO 7.- SIGNIFICADO DE ALGUNAS PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS DEL AGUA**

Los elementos que pueden encontrarse en solución en el agua pueden ser muy variados. De los más comunes, a continuación se mencionan su fuente o causa de origen, así como algunas de sus principales características.

### **BICARBONATO (HCO<sub>3</sub>) CARBONATO (CO<sub>3</sub>)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la incorporación del bióxido de carbono en el agua y de la disolución de rocas carbonatadas como la caliza y la dolomita.

Significado.- Los carbonatos y bicarbonatos producen alcalinidad. Los carbonatos de calcio y magnesio se descomponen en calderas y aguas calientes, facilitando la incrustación y liberando bióxido de carbono corrosivo a la atmósfera. En combinación con calcio y magnesio es causa de la dureza.

### **ARSENICO**

El arsénico es un elemento químico sólido, semimetálico, que destaca por su alta toxicidad hacia humanos. Se encuentra en forma de compuestos siendo el más común la arsenopirita (FeSAs). Es utilizado por industrias de vidrio, cerámica, tintes y como insecticida en la agricultura, etc. Recientemente se ha venido utilizado en estado sólido en transistores y parte de material laser.

El arsénico como As es insoluble en agua pero varias sales sí presentan solubilidad. Concentraciones de 100 mg suelen ser venenosas para los humanos y letales en rangos de 130 mg. El arsénico se acumula en los tejidos del cuerpo humano. Ha sido reportado como venenoso cuando se encuentra en concentraciones que varían de 0.21 y 10.0 mg/l. No se ha encontrado que presente problemas de cáncer porque, antes que eso, primeramente, se considera venenoso o tóxico. La norma de calidad reciente publicada por la MCLG USEPA 1987, indica que el agua debe de contener menos de 0.05 mg/l para consumo humano. Mismo valor consigna la Norma oficial Mexicana.

### **BORO (B)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de suelos y rocas, en especial las de origen ígneo. El agua de zonas térmicas y especialmente aquellas que se encuentran en áreas de actividad volcánica reciente, pueden contener altas concentraciones de boro. Puede deberse en ocasiones, a contaminación por desperdicios, especialmente donde se usan detergentes que contiene boratos.

Significado.- Cantidades pequeñas de este elemento, es esencial para crecimiento, y nutrición de las plantas, pero es tóxico para la mayor parte de ellas cuando se encuentra en concentraciones mayores de 1 mg/l.

## **CALCIO (Ca)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de casi todo tipo de suelos y rocas pero en especial de las calizas, las dolomitas y el yeso. Algunas salmueras contienen grandes cantidades de calcio.

Significado.- El calcio y el magnesio son los principales responsables de la dureza en el agua, la cual origina un gran consumo de jabones. Puede incrustarse en tuberías y además, reduciendo su eficiencia.

## **COLOR**

Fuente o causa de origen.- En agua superficial, componentes orgánicos provenientes del decaimiento de la vegetación y por contaminación de desperdicios orgánicos e inorgánicos descargados a los ríos. En agua subterránea, componentes orgánicos que han pasado a través de lignita y turba.

Significado.- Indica la presencia de iones orgánicos o materia orgánica en el agua subterránea. Es un factor importante en la valuación de agua potable o para otros usos.

## **CLORURO (Cl)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de rocas y suelos, en especial evaporitas; se presenta por contaminación de desperdicios y desagües. Antiguas salmueras, agua de mar y salmueras industriales, contienen grandes cantidades de este elemento.

Significado.- Grandes concentraciones de este elemento, aumenta el poder corrosivo del agua y, en combinación con sodio, da un sabor salado.

## **CONCENTRACIÓN DE HIDRÓGENO (pH)**

Fuente o causa de origen.- Los ácidos y el bióxido de carbono libre, bajan el valor del pH. Carbonatos, bicarbonatos, hidróxidos, fosfatos, silicatos y boratos, aumentan el valor del pH.

Significado.- Un pH igual a 7.0 indica neutralidad en una solución; valores mayores indican alcalinidad y menores, acidez. La corrosividad, generalmente aumenta al disminuir el pH. Aguas excesivamente alcalinas, pueden atacar metales.

## **CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA**

Fuente o causa de origen.- Depende de la cantidad de sales disueltas en el agua.

Significado.- Es una medida de la capacidad del agua de conducir corriente eléctrica. Varía con la concentración y grado de ionización de los constituyentes, así como con la temperatura. Se usa para estimar la cantidad de sales disueltas en el agua.

**CROMO**

El cromo se define como un elemento químico metálico con una alta resistencia a la corrosión y que es utilizado por un gran número de industrias. La forma como se encuentra en yacimientos naturales es como cromita cuya fórmula es  $\text{FeCr}_2\text{O}_4$ . Los compuestos de cromo más importantes son: cromato de sodio y potasio. Se puede encontrar también como cromo metálico ( $\text{Cr}^{++}$ ), cromo trivalente y como cromo hexavalente. Esta última forma tiene tendencia a ser reducida por especies orgánicas.

En el agua se puede encontrar en forma soluble. Proviene de la disolución de sales de cromato de sodio, cromato de potasio y cromato de amonio. Es utilizado comúnmente en industrias electrónicas, en plantas textiles, en industrias de vidrio y de materiales fotográficos. También se utiliza en la industria del calzado, en pinturas y tintes, así como en explosivos, fábricas de cerámica y papel. Exceso de cromo en el agua potable causa problemas en el hígado y pulmones con síntomas de hemorragia, así como problemas en la piel. Se clasifica como cancerígeno y dentro del grupo 1 (International Agency for Research on Cancer - IARC). La norma de calidad para el agua potable de acuerdo a la USEPA 1989 (U.S. Environmental Protection Agency), es de 0.1 miligramos por litro. La Norma Oficial Mexicana (NOM) indica una concentración máxima de 0.05 miligramos por litro de cromo hexavalente para el agua potable.

**DUREZA COMO  $\text{CaCO}_3$** 

Fuente o causa de origen.- En la mayoría de los casos, la dureza es debida a el calcio y el magnesio.

Significado.- Consume jabón y no produce espuma. Forma depósitos de jabón en baños. El agua dura incrusta calderas y tuberías Dureza es equivalente de dureza de carbonatos y bicarbonatos.

**ESTRONCIO (Sr)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de rocas y suelos, en especial de rocas carbonatadas y rocas de origen ígneo.

Significado.- Las concentraciones son en general muy bajas.

**FIERRO (Fe)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de suelos, rocas y de tuberías, bombas y equipos similares. Concentraciones mayores a 1 ó 2 ppm, generalmente indican drenaje de zonas mineras u otra fuente.

Significado.- Expuesto a la superficie, el fierro disuelto en el agua se oxida formando un sedimento rojizo. Más de 0.3 ppm, mancha lavadoras y utensilios. Elemento nocivo en el proceso de bebidas, tintes, blanqueadores, hielo, etc. Grandes concentraciones, producen un sabor desagradable y favorece el crecimiento de bacterias.

### **FLUORURO (F)**

Fuente o causa de origen.- Se encuentra diseminado en cantidades muy pequeñas, en casi todo tipo de rocas y suelos.

Significado.- Reduce la picadura de dientes (caries) en los niños durante la época de calcificación. En excesos de este elemento, produce el decaimiento de la dentadura, el cual dependerá de la concentración de flúor, la edad del consumidor, la cantidad de agua que se consuma y la susceptibilidad de cada individuo.

### **FOSFATO (PO<sub>4</sub>)**

Fuente o causa de origen.- Proviene del intemperismo de rocas ígneas y de la lixiviación de suelos que contienen desperdicios orgánicos, fertilizantes, detergentes y drenajes domésticos e industriales.

Significado.- Concentraciones mayores a las normales, indican contaminación por desechos.

### **LITIO (Li)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de rocas durante el intemperismo. La escasez del litio es probablemente el responsable de las relativas bajas concentraciones en el agua.

Significado.- Las concentraciones de este elemento en el agua son en general muy bajas, no afectando la calidad para los diferentes usos.

### **MAGNESIO (Mg)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de la mayoría de los suelos y rocas pero especialmente de las dolomitas. Algunas salmueras contienen cantidades abundantes de magnesio.

Significado.- El magnesio y el calcio, son los principales responsables de la dureza y del agua incrustante.

### **MANGANESO (Mn)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de algunos suelos y rocas. Es menos común que el hierro, pero normalmente se encuentra asociado con éste y con aguas ácidas.

Significado.- Es el causante de la coloración café oscura o negra.

## **NITRITOS Y NITRATOS**

Los nitratos ( $\text{NO}_3$ ) son un producto de la estabilización aeróbica del nitrógeno orgánico. Otra fuente de nitratos son sales minerales.

Los nitritos ( $\text{NO}_2$ ) se forman por la acción bacteriana del amonio y del nitrógeno orgánico. Generalmente sus concentraciones en el agua son muy reducidas debidas a la rápida oxidación de los nitritos a nitratos. Se encuentra generalmente en aguas tratadas, tanto municipales como agrícolas.

Los nitritos se utilizan como fertilizante, así como agente oxidante en la industria química. En la industria alimenticia, son utilizados como preservador de alimentos, particularmente en carnes y quesos.

Los nitritos al ser ingeridos por el hombre, actúan en la sangre como oxidante de la hemoglobina. Se clasifica dentro del Grupo D en relación al riesgo cancerígeno (USEPA, 1985) y en publicaciones recientes se indica que no existen suficientes datos para su clasificación por lo que se recomiendan estudios más profundos. La norma de calidad para agua potable de acuerdo a la MCLG y MCL (1989) indican 10 miligramos por litro para los nitratos y un miligramo por litro para los nitritos. (MCLG = Nonenforceable standars to be used as a guide; MCL = maximun contaminant level). La Norma Oficial Mexicana indica 5 mg/l para los nitratos y 0.05 mg/l para los nitritos

## **POTASIO (K)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de la mayoría de las rocas y suelos. Se encuentra también en salmueras, agua de mar y en algunos desechos industriales.

Significado.- Grandes concentraciones, en combinación con cloro, producen un sabor salado. Esencial en la nutrición de las plantas.

## **SELENIO (Se)**

Fuente o causa de origen.- La principal fuente de selenio son las emanaciones volcánicas y los depósitos de sulfuros que han sido acumulados por erosión e intemperismo. Se encuentra en rocas cretácicas, en especial en lutitas y suelos derivados de ellas.

Significado.- Es tóxico en cantidades pequeñas. Constituye un problema cuando se encuentra en plantas o agua para el ganado.

## **SILICE ( $\text{SiSO}_2$ )**

Se expresa como óxido de sílice,  $\text{SiO}_2$  y es ampliamente utilizado para referirse al silice que se encuentra en las aguas naturales pero debe de entenderse que la forma en que se encuentra es hidratado y su representación real es  $\text{H}_4\text{SiO}_4$  o bien  $\text{Si}(\text{OH})_4$ .

El sílice puede ser incorporado en el agua a partir de la disolución de feldspatos sódicos como la albita. Concentraciones mayores se encuentran en relación con aguas de origen geotermal. Estudios de geotermia basan o utilizan la determinación de sílice en el agua para calcular la profundidad de formación y temperatura, tendiente a estudiar los yacimientos geotérmicos y a localizar sitios para perforación de pozos geotérmicos. A las determinaciones de temperaturas basadas en edad se le denomina geotermómetros.

El rango en que generalmente se encuentra el sílice en el agua de acuerdo a la literatura, es de 1 a 30 miligramos por litro, sin embargo, concentraciones arriba de 100 mg/l llegan a ser comunes en zonas como la estudiada (comunicación verbal del laboratorio), donde el agua ha circulado a través de rocas que incluyen sílice entre los minerales que las constituyen y que han estado sujetas a altas temperaturas.

### **SODIO (Na)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de la mayoría de las rocas y suelos. Se encuentra también en salmueras, agua de mar, desperdicios industriales y drenajes.

Significado.- Grandes concentraciones en combinación con el cloro, producen un sabor salado. Cantidades fuertes comunmente limita el uso del agua para la agricultura.

### **SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de minerales que forman los suelos y las rocas. Puede incluir constituyentes orgánicos y agua de cristalización.

Significado.- El valor de los sólidos totales disueltos, es una medida de todas las concentraciones que se encuentran en el agua. Es un índice importante en la determinación de los usos del agua.

### **SULFATOS (SO<sub>4</sub>)**

Fuente o causa de origen.- Proviene de la disolución de rocas y suelos que contienen yesos, fierro y compuestos sulfurosos. Comunmente se presenta en aguas de drenaje de minas y en algunos desechos industriales.

Significado.- Concentraciones altas, actúan como laxante y en combinación con otros iones dá al agua un sabor desagradable. En agua que contiene calcio, producen incrustaciones.

### **REFERENCIAS**

De Zuane, John, (1990). Handbook of Drin King Water Quality, Standards and Controls. Van Nostrand Reinhold, New York, 523 p.

Drever, J. I. 1988. The Geochemistry of Natural Water, Second Edition. Prentice Hall. 437 p.



Freeze, A. and Cherry, J. 1979. Groundwater. Prentice Hall. 604 p.

Hem. Jhon, 1971. "Study and Interpretation of the Chemical Characteristics of Natural Water". G.S.E.S:P. 1473.

Hem, John, (1985) Study and Interpretation of Chemical Characteristics of Natural Water. U.S. Geological Surver Water-Supply Paper 2254

## **CAPÍTULO 8.- TRAZADORES DE AGUA SUBTERRÁNEA**

### **8.1.- RESUMEN**

La técnica sobre la aplicación de trazadores en agua subterránea, se ha venido desarrollando con nuevas metodologías en los últimos 35 años. Los principales trazadores utilizados son: fluoriceínas, sales, esporas e isótopos. Las fluoriceínas son uno de los trazadores más económicos y fáciles de utilizar. Su aplicación se ha incrementado al introducir en el proceso de detección, el espectrofluorómetro y la concentración por medio de carbón activado. Las esporas, son el trazador más nuevo que existe, el cual ha probado ser de gran utilidad. Otro tipo de trazadores de agua subterránea, son los isótopos deuterio, oxígeno 18, tritio y carbono 14, cuya técnica y aplicación es cada día mayor.

### **8.2.- INTRODUCCIÓN**

En determinadas ocasiones es de esencial importancia el conocer con exactitud si existe conexión entre dos puntos de un acuífero. Para ello se han llevado a cabo, desde el siglo pasado, experimentos consistentes en mezclar, en el agua de un aprovechamiento subterráneo localizado aguas arriba, una sal o un tinte, el cual puede ser reconocido en otro aprovechamiento localizado a cierta distancia aguas abajo, determinando así, la posible conexión entre dichos puntos. A esta técnica se le conoce como trazadores de agua subterránea.

Este método, se ha aplicado principalmente en rocas fracturadas, donde el tiempo de tránsito es corto, y en distancias hasta de 40 km. (Zotl, 1970). En menor proporción, se ha llevado a cabo en medios granulares, ya que por una parte la velocidad de flujo es relativamente pequeña y por otra, la arcilla produce absorción e intercambio iónico, por lo cual la aplicación en este medio debe ser en distancias cortas.

Los puntos de inyección más comunes, son ríos subterráneos localizados dentro de cavernas y los principales puntos de muestreo son manantiales. Con algunas limitaciones los puntos de inyección y muestreo de trazadores pueden ser también pozos, norias, galerías filtrantes, drenes, lagos y presas. En algunas ocasiones, se ha utilizado esta técnica para determinar si el agua de manantiales, ríos o drenes, corresponden a filtraciones de una presa o lago.

Un buen trazador, debe reunir las características siguientes: Debe ser no tóxico; soluble en agua, identificable en pequeñas concentraciones; resistente a cambios químicos; tener poca o nula capacidad de intercambio iónico; no ser absorbido o retenido por suelo o rocas; su determinación debe ser mediante análisis sencillos y su aplicación económica.

Los principales trazadores son fluoresceínas, sales esporas e isótopos.

### 8.3.- FLUORESCEINAS

Son sustancias que tienen la propiedad de emitir luz fluorescente. La longitud de cada onda de esta luz, varía de una sustancia a otra, propiedad que se utiliza para identificarlas. Las sustancias más comunes utilizadas como trazadores son: Uranina, Eosina, Aminorhodamina G extra, Rhodamina FB y Tinopal CBS-X.

A continuación se describen las características de cada una de estas sustancias.

- a) URANINA.- Es la de mayor aplicación. Consiste en una fluoresceína de sodio que presenta un color naranja en soluciones concentradas (más de 1 ppm), que cambia de verde-amarillento al ser diluida.

La intensidad de fluorescencia depende del pH. En la figura 8.1, se muestra la relación entre el pH y la intensidad de fluorescencia de la uranina. En aguas muy ácidas, pierde su fluorescencia pero este proceso es reversible, pudiendo recobrarla al añadir un compuesto básico, como KOH ó NH<sub>3</sub>. Esta propiedad puede utilizarse para identificar el trazador.

El poder de la uranina, puede disminuir por medio de procesos fotoquímicos como la luz ultravioleta, por agentes oxidantes como el cloro y el ozono y en algunos casos por procesos biológicos.

Es visible en concentraciones mayores de 0.01 ppm. Antiguamente se utilizaban lámparas de luz ultravioleta para identificarla cuando se encontraba en concentraciones bajas. Actualmente las concentraciones entre  $1 \times 10^{-2}$  y  $2 \times 10^{-6}$  ppm son medidas con espectrofluorómetro.

La intensidad máxima de fluorescencia se detecta a una longitud de onda de  $515 \times 10^{-9}$  m. A mayor o menor longitud de onda la intensidad disminuye en forma simétrica (figura 8.2) y la forma de la curva distingue a la uranina de otra fluoresceína. Para concentraciones menores a  $2 \times 10^{-6}$  ppm, se utiliza carbón activado (W.B. White, 1967, F. Bayer, 1972) el cual se coloca en el agua durante un tiempo que varía de un día a semanas, donde la uranina es absorbida y concentrada de 50 a 500 veces por el carbón y su concentración medida posteriormente.

Para extraer la uranina del carbón, se le agrega a éste algunas gotas de una de las siguientes preparaciones:

Una parte de alcohol etílico al 95% y una parte de hidróxido de potasio diluido al 15% en agua destilada.

Ocho partes de N-N Dimetilformadín (DMF), dos partes de agua destilada y una gota de NH<sub>3</sub>.

Por último, la urganina es resistente a la absorción por arcillas y su uso no es tóxico para el hombre o animales.

- b) EOSINA.- Presenta una fluorescencia naranja-rosa, cuya máxima intensidad se detecta a una longitud de onda de  $535 \times 10^{-9}$  m.

Cuando se presentan valores mayores de 0.01 ppm es visible al ojo humano. Entre 0.01 y  $50 \times 10^{-6}$  ppm, puede detectarse con espectrofluorómetro. Concentraciones menores se concentran con carbón activado del cual puede extraerse añadiendo una sustancia compuesta por ocho partes de N-N Dimetilformadín (DMF) y dos de agua destilada.

Al utilizarse junto con rhodamina FB o uranina, se producen interferencias por lo que su aplicación conjunta es limitada.

- c) AMINOHODAMINA G EXTRA.- Conocida anteriormente como sulforhodamina G extra, presenta una fluorescencia naranja-rosa en soluciones concentradas, que cambia a verde al ser diluida. Su mayor intensidad se presenta a una longitud de onda de  $554 \times 10^{-9}$  m. Es visible en concentraciones mayores de 0.01 ppm y con espectrofluorómetro pueden detectarse hasta  $6 \times 10^{-3}$  ppm. Valores menores pueden concentrarse por medio de carbón activado, del cual puede ser extraída la fluoresceína, por medio de una solución de ocho partes de N-N Dimetilformadín (DMF) y dos de agua destilada.

Esta fluoresceína presenta inconvenientes, ya que es difícil de disolver y fácilmente absorbida por arcillas. En presencia de uranina, rhodamina FB o eosina, se producen interferencias.

- d) RHODAMINA FB.- Presenta un color púrpura y fluorescencia roja. Su mayor intensidad se detecta a una longitud de onda de  $578 \times 10^{-9}$  m. Es visible al ojo humano en concentraciones mayores de 0.01 ppm. Con espectrofluorómetro se detectan hasta  $10 \times 10^{-3}$  ppm. Valores menores pueden ser concentrados por medio de carbón activado del cual se extrae por medio de una de las soluciones siguientes:

- a) Cinco partes de propanol y 5 partes de hidróxido de amonio.
- b) Ocho partes de N-N dimetilformadín (DMF) y dos de agua destilada.

La rhodamina FB, presenta interferencias al combinarse con uranina, eosina o aminorhodamina G extra. Es tóxica cuando se inhala en soluciones concentradas. Por otra parte, en presencia de arcillas es altamente absorbida.

- e) TINOPAL CBS-X.- Presenta un color verde con fluorescencia azul.

Su mayor intensidad se determina a una longitud de onda de  $430 \times 10^{-9}$  m. Es visible solamente en concentraciones mayores de 1 ppm. Con espectrofluorómetro se pueden detectar hasta  $440 \times 10^{-3}$  ppm. Valores menores son concentrados por medio de carbón activado del cual la fluoresceína puede extraerse agregando unas gotas de una solución que contenga ocho partes de N-N dimetilformadín (DMF) y dos de agua destilada. Este producto, es absorbido por arcillas.

f) EJEMPLO SOBRE LA APLICACIÓN DE FLUORESCEINA.- Con el propósito de ilustrar su aplicación, a continuación se presentan los resultados obtenidos en un experimento llevado a cabo en una región cárstica.

Se propuso conocer la conexión entre el agua de un río que se infiltraba dentro de una dolina y dos manantiales situados a 5 kilómetros de la primera. Para ello, se inyectaron 3 kg de uranina en el agua de la dolina y se obtuvieron muestras de agua cada dos horas en los manantiales "H" y "S".

En el manantial "S", no se detectó uranina, por lo que se concluye que este no tiene conexión con la zona de recarga donde se inyectó el trazador.

En el manantial "H", se empezó a detectar uranina 56 horas después de la inyección, y la concentración del trazador fue aumentando hasta llegar a  $32 \text{ mg/m}^3$ , según se muestra en la figura 8.3.

Otro ejemplo ilustrativo de la aplicación de trazadores, ahora en acuíferos granulares someros es el siguiente:

En un valle aluvial que presenta un acuífero freático a 3 m de profundidad, se perforaron 9 pozos a 3" de diámetro y 5 m de profundidad, distribuidos en la forma como se ilustra en la figura No. 8.4.

En el pozo central, se inyectó uranina y se obtuvieron muestras de agua en el resto de los pozos, cada 20 minutos.

Después de 3 horas 20 minutos de la inyección, se detectó uranina solamente en los pozos 4 y 5, de donde se puede obtener que el agua subterránea fluye en dirección sureste, a una velocidad de 1.5 m/hr.

Este método es utilizado en zonas sin información y su aplicación queda limitada por la profundidad a que se encuentre el nivel estático, ya que mientras mayor es ésta, mayor es el costo de los pozos de muestreo e inyección.

#### 8.4.- SALES

Las sales son el trazador artificial de agua subterránea más antiguo que se conoce se haya aplicado con éxito. Los productos utilizados más comunes son: sal de cloruro de sodio y sal de cloruro de potasio.

La sal es disuelta en agua y posteriormente incorporada al acuífero. Una de las desventajas que presenta este método, es que requiere que en la zona de inyección el caudal de agua que entre al acuífero sea grande. Por otra parte se necesita una gran cantidad de sal en cada experimento.

En zonas cársticas, para distancias entre 3 y 5 km. se requiere inyectar un mínimo de 500 kg. de sal (Zotl, 1975). La cantidad más grande que se ha llegado a inyectar en un

experimento de trazadores, fue de 50 toneladas de NaCl, (W. Kass. En H Batsche et, al., 1970), donde después de 4 días, se encontró en uno de los manantiales de observación un incremento de cloruros de solo 39 ppm.

Los grandes volúmenes de trazador requeridos mediante este método, hacen que su uso sea limitado. La ventaja consiste en que pueden efectuarse determinaciones cuantitativas.

Ejemplo sobre la aplicación de sales.- Durante los trabajos realizados para conocer la posible conexión entre el agua de un río que se infiltraba en una dolina y dos manantiales localizados a 5 kilómetros de ésta, como se mencionó en párrafos anteriores, se inyectaron 50 kg. de cloruro de sodio y 400 kg. de cloruro de potasio.

Posteriormente se obtuvieron muestras de agua con intervalos de dos horas cada una, tanto en el manantial "H" como en el "S", las cuales se analizaron químicamente determinándose el contenido de cloruros, sodio y potasio.

Al igual que en los resultados obtenidos para la fluoresceína (párrafos anteriores), en el manantial "S", no se detectó incremento alguno en su contenido salino, por lo cual se concluyó que este manantial no tiene conexión con el agua de infiltración de la dolina.

Por lo que se refiere al manantial "H", los resultados de los análisis se graficaron en la figura 8.5, donde se observa que 56 horas después de la inyección de las sales, se detectó un incremento en los iones determinados, ratificando la comunicación entre la dolina y el manantial.

Considerando el tiempo que tardó en aparecer el trazador en el manantial y la distancia entre éste y la dolina, se obtuvo la velocidad de flujo del agua de este acuífero.

Por otra parte, con estos resultados y los de los análisis químicos y volúmenes aforados, es factible determinar el volumen mínimo de agua almacenado, así como el conocer en que proporción el agua del manantial, proviene de la que se filtra en la dolina.

## 8.5.- ESPORAS

Las esporas utilizadas como trazadores corresponden al tipo *Lycopodium Clavatum*. Tiene un diámetro de 30-55 micras y un color amarillo pálido (1 micra =  $10^{-4}$  cm).

Su forma es similar a la de un triángulo isóceles con lados convexos. Sus orillas forman cadenas de semicírculos cóncavos (figura 8.6). Están cubiertas por una fina membrana insoluble por lo que al ser incorporadas al agua son transportadas en suspensión. No se sedimentan y tienen la propiedad de no ser absorbidas o intercambiadas con el suelo o rocas.

En el año de 1953, A. Mayr, trató de emplear las esporas como trazador debido a las propiedades que presentan pero su identificación resultó problemática. J. Zotl y V. Maurin, idearon teñir las esporas de diferentes colores para facilitar su identificación lo cual resultó exitoso. De esta manera pueden mezclarse en agua, esporas de diferentes

colores y posteriormente detectarse en cierta zona de muestreo identificándose, por el color, con cuales sitios tiene conexión.

El muestreo de esporas se lleva a cabo instalando redes para plancton las cuales se pueden dejar por tiempo indefinido en el lugar de muestreo. Al preparar la muestra para observarla en el microscopio, se ha visto que se obtienen resultados satisfactorios, si se lleva a cabo lo siguiente:

A las muestras de campo se le agregan 3 gotas de hidróxido de potasio al 10%, 3 gotas de formol al 35% y una pisco de urea; posteriormente se calienta en baño de María por tres minutos. Se centrifuga y el sedimento se concentra en un tubo al que se le agrega una gota de ácido etílico. Se coloca una pequeña parte de la preparación en una lámina delgada para su análisis al microscopio.

## REFERENCIAS

Davis, S.N., D.J. Cambell, H.W. Bentley and T.J. Flynn, 1985. Ground Water Tracers. National Water Well Association.

Dechant M., 1977, "The Dyeing of Lycopodiumspores" Notes of the Ground. Water Tracing Techniques Course" Graz, Australia.

## CAPITULO 9.- ISÓTOPOS AMBIENTALES EN LA GEOHIDROLOGÍA

### 9.1.- DEFINICION Y ORIGEN

El nombre de isótopo se utiliza para distinguir a los átomos que tienen iguales propiedades físicas y químicas pero diferente masa. Las propiedades químicas de un átomo están definidas por el número atómico del elemento o sea el número de protones. En el núcleo de los átomos se encuentran, además de los protones, los neutrones; el total de neutrones y protones en el núcleo se conoce como número de masa. Al variar el número de neutrones en un núcleo, se alterará su masa pero su carga seguirá siendo igual y por consiguiente sus propiedades químicas no se alterarán. Los átomos con igual número de protones que el elemento original y diferente número de neutrones, son conocidos como isótopos.

En otras palabras, los isótopos son átomos caracterizados por tener un mayor número de neutrones que el elemento original. Así, por ejemplo, el elemento hidrógeno ( $^1\text{H}$ ) en su forma natural tiene un protón y un electrón; cuando además de lo anterior llega a presentar un neutrón, se convierte en un isótopo del hidrógeno denominado deuterio ( $^2\text{H}$ ). Cuando presenta dos neutrones dentro el núcleo, forma otro isótopo ( $^3\text{H}$ ) conocido con el nombre de tritio.

Otro ejemplo lo constituye el oxígeno, el cual tiene una masa de 16; cuando llega a incluir dos neutrones más dentro de su núcleo, de origen al isótopos denominado "oxígeno 18".

Los isótopos son conocidos también como elementos pesados, ya que tienen un peso mayor que el elemento "normal".

Los isótopos se forman por la interacción de los rayos cósmicos con la atmósfera y pueden provenir de la mayor parte de los elementos. Los de mayor aplicación en geohidrología son el deuterio ( $^2\text{H}$ ), el oxígeno 18 ( $^{18}\text{O}$ ), el tritio ( $^3\text{H}$ ), el carbono 14 ( $^{14}\text{C}$ ) y las relaciones carbono 12/13 y azufre 32/34.

Los tres primeros son los de mayor importancia en geohidrología ya que forman parte de la molécula del agua.

Se encuentran en diferentes combinaciones de las cuales tres son las más comunes y de mayor interés para los estudios geohidrológicos, que corresponden a:  $\text{H}_2^1\text{O}$ ,  $\text{H}_2\text{O}$  y  $\text{H}_2\text{O}^{18}$ .

Al deuterio y al oxígeno 18, se les denomina isótopos estables; por lo que respecta al tritio, éste es radioactivo y se utiliza para determinar la edad del agua a partir del momento en que fue recargada al subsuelo.

Las relaciones carbono 12/13 y azufre 32/34, son utilizadas para conocer el origen del elemento en el agua, el cual puede provenir de la disolución de sales o de la descomposición de materia orgánica.



Los isótopos del hidrógeno tienen diferente peso atómico que el hidrógeno "normal"; la molécula de agua que forman refleja esta diferencia; por ejemplo, la denominada agua pesada consiste en una molécula de agua que incluye al isótopo deuterio y presenta una masa de 20, comparada con el agua "normal" cuya masa es de 18. Esto, es una de las causas que ocasiona la variación de concentraciones isotópicas en el agua, bajo diferentes condiciones, como se verá más adelante.

En la tabla No. 9.1, se presenta los isótopos más comunes.

En el agua de mar el contenido isotópico es bastante uniforme, lo cual permite usarlo como patrón mundial de referencia (SMOW, Estándar Mean Ocean Water), y con respecto a él y de manera arbitraria, se expresan los contenidos isotópicos del oxígeno 18 y del deuterio.

Tabla 9.1.- Isótopos

NOMBRE	SÍMBOLO	VIDA MEDIA AÑOS	RANGO DE EDAD DETECTABLE
<u>Más comunes</u>			
Deuterio	D	12.4	0 – 50 años
Tritio	T		
Oxígeno 18	18 <sub>o</sub>		
Azufre 34	34 <sub>s</sub>	5730	500 – 40,000 años
Carbono 13	13 <sub>c</sub>		
Carbono 14	14 <sub>c</sub>		
Nitrógeno 15	15 <sub>N</sub>		
<u>Menos comunes</u>			
Cloro 37	37 <sub>C</sub>	103	50 – 100 años
Estroncio 86	86 <sub>Sr</sub>		
Boro 10	10 <sub>B</sub>	269	100 – 1,000 años
Silicio 32	32 <sub>Si</sub>		
Argon 39	39 <sub>Ar</sub>		
Krypton 85	85 <sub>Kr</sub>		3 – 30 años

Los valores típicos para el agua dentro del ciclo hidrológico varían desde 0, tanto para el deuterio como para el oxígeno 18, en el agua de mar, hasta valores del orden de -400% de deuterio y de -40% de oxígeno 18.

## 9.2.- UNIDADES Y MÉTODO DE ANÁLISIS

Las unidades comunmente utilizadas para expresar la concentración de deuterio y de oxígeno 18, se denominan  $\delta$  y son una relación de la concentración isotópica de la muestra de agua, respecto a la concentración del agua de mar, conocida como (estándar Mean Ocean Water). Se expresa en partes por mil.

$$\delta D = \frac{H^2/H^1 \text{ muestra} - H^2/H^1 \text{ SMOW}}{H^2/H^1 \text{ SMOW}} \times 1000$$

$$\delta^{18}O = \frac{O^{18}/O^{16} \text{ muestra} - O^{18}/O^{16} \text{ SMOW}}{O^{18}/O^{16} \text{ SMOW}} \times 1000$$

Las concentraciones de estos elementos son medidas por medio de espectrómetro de masas. Los niveles de precisión son de 0.2% para el oxígeno 18 y de  $\pm 2\%$  para el deuterio (University of Waterloo 1987).

La complejidad de la determinación hace que los costos por análisis sean elevados y que no se acostumbre realizarlos en forma rutinaria.

La determinación de estos análisis se efectúa mediante espectrómetros de masas, que en su mayoría están basados en el principio del espectrómetro de Nier.

El método de trabajo en la determinación de deuterio y oxígeno 18, es tratado por A. Cortés, 1986 y los principales aspectos del funcionamiento de un espectrómetro se comentan a continuación:

Un espectrómetro de masas es un aparato diseñado para separar moléculas de acuerdo a su relación masa-carga en base a su movimiento a través de campos eléctricos y/o magnéticos. Esencialmente, un espectrofotómetro de masas opera de acuerdo a los principios básicos de: Admisión del gas y formación de iones; aceleración y colimación de iones y; analizador magnético.

### 9.3.- RECTA METEÓRICA MUNDIAL Y LOCAL

El contenido isotópico del agua de lluvia variará de acuerdo a ciertos factores, como son la altitud de precipitación, la presión borométrica ambiental, la temperatura, la latitud, época del año, etc., sin embargo existe una relación constante entre el deuterio y el oxígeno 18, tanto en tiempo como en espacio, la cual ha sido estudiada por el Organismo Internacional de Energía Atómica mediante análisis en diferentes partes del mundo y durante un amplio periodo, obteniendo que dicha relación obedece a la ecuación  $\delta D = \delta^{18}O + 10$  (Dansgaard, 1964), la cual se conoce como la "línea meteórica mundial". La referencia general para la mayor parte de los trabajos es la "línea meteórica mundial", sin embargo, para cada sitio, ésta puede presentar cierta variación y denominarse "línea meteórica local", la cual es paralela a la línea mundial y generalmente con variaciones ligeras.

### 9.4.- PROCESOS QUE MODIFICAN LA COMPOSICIÓN ISOTÓPICA DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Los procesos que modifican el contenido isotópico del agua y que son conocidos como fraccionamiento isotópico, son principalmente la evaporación y la condensación.

El deuterio y el oxígeno 18 de la atmósfera pasan a formar parte de la molécula del agua que se precipita en forma de lluvia, donde presenta una concentración isotópica característica. La mayor parte de las masas que forman las nubes provienen de los océanos y son transportadas hacia los continentes, modificando en su trayecto su concentración.

En forma general, el vapor formado en el océano presenta una concentración de oxígeno 18 de alrededor de  $-13\%$ ; al ser transportadas hacia el continente la precipitaciones cercanas a la línea de costa llegan a tener valores de aproximadamente  $-3\%$  debido a que en el proceso de condensación, la mayor concentración isotópica forma el agua de lluvia, en relación con la que se queda en la humedad de la atmósfera. Las nubes continúan su movimiento tierra adentro con alrededor de  $-15\%$  de oxígeno 18 o sea empobrecidas.

En el ciclo hidrológico de los acuíferos del Valle de México, las principales masas nubosas que originan las precipitaciones provienen del Golfo de México, las cuales (figura 9.1) tienen en la zona costera un contenido isotópico de alrededor de  $-7\%$  de oxígeno 18 y  $-50\%$  de deuterio (Lesser 1980). Los vientos predominantes transportan las masas nubosas tierra adentro, donde chocan y se elevan en el frente de la Sierra Madre Oriental; en esta porción, su contenido isotópico disminuye y las precipitaciones en la parte alta llegan a tener valores del orden de  $-10\%$  de oxígeno 18 y  $-66\%$  de deuterio. Las nubes que continúan hacia el Valle de México presentan, a la altura de Pachuca, valores que podrían ser del orden de  $-10\%$  de oxígeno 18 y alrededor de  $-66\%$  de deuterio, para posteriormente originar precipitaciones en las que se han detectado  $-10.25\%$  de oxígeno 18 y  $-70\%$  de deuterio, (Cortés y Farvolden, 1988).

En la figura 9.2, se muestra la distribución del deuterio y el oxígeno 18 para el agua de lluvia en Norteamérica.

En el proceso mencionado, se presentan dos efectos. Primero el efecto continental, o sea la variación que presentan las lluvias de una zona húmeda en el océano hacia zonas de menor humedad conforme se internan en el continente, disminuyendo la concentración de los isótopos. Otro efecto es el de altitud, ya que el fraccionamiento isotópico que se produce al cambiar de altura, provoca una disminución en el contenido isotópico, la cual ha sido calculada por varios autores para diferentes sitios. Latorre 1977, indica que se han medido decrementos de 0.3 a 0.7% de oxígeno 18 por cada 100 metros de altura que se aumenten.

Otros factores que pueden llegar a modificar el contenido isotópico del agua, son la latitud y la evaporación y, en el subsuelo el intercambio con minerales, la presencia de altas temperaturas, la existencia de medios reductores y la hidratación de silicatos. En general, los contenidos isotópicos del agua de lluvia son menores en climas fríos.

El agua sujeta a procesos de evaporación va a modificar su contenido isotópico, el cual se va a incrementar, y en mayor proporción de oxígeno 18 que de deuterio (figura 9.3). El intercambio con los minerales formadores de rocas, afecta solamente al oxígeno 18, disminuyendo su concentración; el efecto contrario ocurre en aguas de alta temperatura, donde el intercambio con minerales llega a producir incrementos significativos solo de

oxígeno 18. En medios fuertemente reductores; el gas sulfhídrico puede ser un importante componente del sistema geoquímico, de donde se pueden obtener cantidades bajas de deuterio. La hidratación de silicatos llega también a reducir el contenido de isótopos ambientales, sin embargo, de estos procesos solo la evaporación en cuerpos abiertos es común en el ciclo hidrológico.

En la figura 9.4 se muestra la relación de deuterio contra oxígeno 18 para las aguas naturales (Ferronsky and Polyakov, 1982), donde se marca: (1) La dirección del aumento en oxígeno 18 ocasionado por la interacción con minerales a altas temperaturas; (2) dirección del incremento isotópico por evaporación; (3) concentración del agua de mar; (4) línea meteórica mundial; (5) agua de zonas costeras; (6) agua de montañas e interior de continentes; (7) composición isotópica de nieve de altas montañas y polos; (8) nieve en el polo sur.

Debido a que los elementos naturales son más ligeros que los isotópicos pesados (lo cual es una forma de expresar que los elementos ligeros tienen una mayor presión de vapor), al elevar la temperatura de un sistema y producir un cambio de estado, el sistema perderá preferente al elemento natural y se enriquecerá de isótopos. Los procesos de evaporación en el agua, repercuten directamente en el contenido isotópico de la precipitación pluvial, de acuerdo a ciertos patrones tales como variación estacional, latitud y altitud, lo cual se comenta a continuación.

#### 9.4.1.- VARIACIÓN ESTACIONAL

Para el deuterio y el oxígeno 18 se presentan variaciones estacionales, que se han comprobado mediante mediciones que realiza el Organismo Internacional de Energía Atómica, donde se ha observado que, en general, los valores isotópicos aumentan en verano y disminuyen en invierno principalmente por la temperatura características de estas épocas, lo que es el principal factor modificador del contenido isotópico del agua a lo largo del año. En la figura 9.5 se presentan estas variaciones para la estación Nord. Groelandia.

#### 9.4.2.- EFECTO POR LATITUD

Los isótopos varían también con la latitud, ya que la temperatura tiene influencia directa en su concentración. Se ha medido que, en las zonas tropicales, los valores de deuterio y oxígeno 18 son más altos y disminuyen hacia los polos. En general, existe una correlación entre el contenido de isótopos estables y la temperatura media anual, que a su vez está relacionada con la latitud. Para estaciones cercanas a los océanos y con temperaturas medias anuales en superficie (TA) menor de 10° C, se cumple que  $\delta^{18}\text{O} = 0.69 \text{ TA} - 13.16\%$  y  $\delta \text{D} = 5.6 \text{ TA} - 100\%$ . Aunque esto se cumple exclusivamente para estaciones en las líneas de costa, ya que tierra adentro está sujeta a otros efectos.

En la figura 9.6 se muestra la relación entre el oxígeno 18 y la temperatura media anual a diferentes latitudes y en la figura 9.7 la concentración de deuterio en función de la latitud y altitud.

#### 9.4.3.- EFECTO CONTINENTAL

El efecto continental indica que los valores de deuterio y de oxígeno  $^{18}$  disminuyen conforme se interna en los continentes. Este hecho está asociado con la pérdida gradual de isótopos pesados a que están sujetas las masas de humedad durante su trayectoria desde los océanos. En la figura 9.2 se muestran cambios en la concentración isotópica de la zona húmeda oceánica, hacia una zona más seca tierra adentro. En el proceso de condensación la fase gaseosa cede preferentemente sus isótopos pesados, quedándose con los más ligeros.

Las masas de humedad de la atmósfera, al precipitarse en forma de lluvia, pierden gradualmente sus isótopos pesados conforme penetran en el continente.

#### 9.4.4.- EFECTO POR ALTITUD

Estos isótopos presentan también cambios con la altura, por las alteraciones isotópicas que causa la evaporación y el intercambio isotópico en la precipitación pluvial, los que son más notorios conforme mayor sea su trayectoria hasta llegar al suelo. Existe mayor empobrecimiento en isótopos conforme es mayor la altura de la zona donde ocurre la precipitación. De esta forma, es de esperarse que los contenidos de deuterio y de oxígeno  $^{18}$  de la lluvia al nivel del mar, sean mayores que el de aquella agua que se precipita a mayor altura. En la práctica, se ha demostrado que es posible distinguir isotópicamente precipitaciones pluviales cuya diferencia de altura es de sólo 100 metros. Se han medido por varios autores, variaciones que fluctúan entre 0.16 y 0.7% de oxígeno  $^{18}$ , por cada 100 metros de altura. Latorre 1977, menciona variaciones de 0.3 a 0.7% (figura 9.2).

En la figura 9.8 se muestra la relación del oxígeno  $^{18}$  contra la altura de recarga en un ejemplo de Nicaragua.

#### 9.4.5.- EFECTO DE EVAPORACIÓN

La evaporación del agua en espacios abiertos superficiales, es uno de los principales modificadores de su contenido isotópico. La intensa evaporación a que puede estar sujeta el agua, causa un enriquecimiento de isótopos y además, debido a que el proceso es violento, se produce fuera de equilibrio, lo que causa que la variación relativa del oxígeno e hidrógeno, no cumplan la misma relación que la línea meteórica mundial. En la práctica, se ha encontrado que el enriquecimiento isotópico causado por la evaporación en condiciones fuera de equilibrio, lo que causa que la variación relativa del oxígeno e hidrógeno, no cumplan la misma relación que la línea meteórica mundial. En la práctica, se ha encontrado que el enriquecimiento isotópico causado por la evaporación en condiciones fuera de equilibrio, tales como a las que están sujetas las presas o lagos y en general cuerpos de agua abiertos, tienen una correlación lineal dada por la siguiente ecuación  $\delta D = (5 \pm 1) \delta^{18}O + C$

#### 9.4.6.- EFECTOS GEOTÉRMICOS

En campos geotérmicos los isótopos pueden presentar alteraciones. En general los cambios son muy lentos pero se aceleran al existir temperaturas elevadas. En este caso, el contenido de oxígeno 18 del agua sobrecalentada tiende a equilibrarse con el alto contenido de las rocas. Especialmente de los silicatos y los carbonatos, mientras que el deuterio del agua no se altera. Esto, trae como consecuencia que se produzca una línea isotópica característica para los campos geotérmicos de ecuación  $\delta D = (O \pm 2) \delta^{18}O$ .

#### 9.5.- MÉTODO GENERAL DE INTERPRETACIÓN

Los isótopos son utilizados para obtener un mejor y más claro conocimiento del flujo del agua subterránea, así como para inferir su historia a través del subsuelo. Mediante su interpretación se pueden identificar zonas de recarga; generalmente los valores más bajos indican puntos de recarga a gran altitud y bajo condiciones climáticas frías. Pueden diferenciarse los sistemas de flujo regionales de los flujos locales; se pueden identificar aguas que han estado expuestas a evaporación en cuerpos abiertos superficiales, así como mezclas de los diferentes tipos de aguas mencionados anteriormente. Esto es posible por las especiales características de los isótopos estables que se han venido mencionando, en especial debido a que tanto el isótopo como el elemento "normal", tienen las mismas propiedades físicas y químicas, o sea que, entre otras cosas, la disolución natural de sales por el agua no modifican el contenido isotópico, a menos que exista algún efecto de evaporación u otro de los mencionados anteriormente.

En la figura 9.3 se muestra el método general de interpretación que se sigue al graficar el deuterio contra el oxígeno 18. La línea meteórica mundial se utiliza como referencia en la mayor parte de las interpretaciones isotópicas.

El agua de lluvia, al evaporarse en cuerpos abiertos en la superficie, llega a presentar contenidos altos de isótopos pesados, los cuales se ubicarán a la derecha de la gráfica; las mezclas entre agua del acuífero y agua evaporada, se encontrará sobre una recta que une al agua de lluvia con la zona típica de agua evaporada.

Algunos procesos que ocurren dentro del ciclo hidrológico llegan a modificar el balance relativo de los elementos nucleares. Sin embargo, esta alteración obedece a patrones definidos y lejos de representar una desventaja, cuando las condiciones son favorables, los procesos a los que ha estado sujeta permiten rastrear su evolución.

#### 9.6.- TRITIO

El exceso de neutrones de los isótopos de una familia provoca, en algunos casos, cierta inestabilidad que trae como consecuencia que el isótopo tienda a cambiar después de cierto tiempo su estado o composición. A estos isótopos se les llama radioactivos o radioisótopos.

Emiten rayos alfa, beta o gama, lo cual produce el efecto denominado decaimiento radioactivo. Se ha demostrado experimentalmente que si se tiene una muestra

estadísticamente representativa de un radioisótopo, el decaimiento del conjunto no es al azar, sino que obedece a una ley exponencial en función del tiempo, lo cual permite cuantificar su radioactividad y en base a ello determinar edades cortas, de hasta 50 años. Para edades de varias decenas de miles de años, se utiliza el carbono 14, que es otro isótopo radioactivo. Esta misma propiedad de decaimiento radioactivo, es utilizada en geología para la datación de rocas, donde la edad se deduce a partir de las relaciones isotópicas rubidio-estroncio y potasio-argón. En la tabla 9.1 se presentan los isótopos más comunes.

El decaimiento estadístico obedece a una ley exponencial en función del tiempo, la cual se expresa como  $x = x_0 e^{-\lambda t}$ ; donde  $x_0$  es el número inicial de radioisótopos originales y  $x$  el número de radioisótopos que quedan después de un cierto tiempo  $t$ ;  $\lambda$  es una constante de decaimiento.

Se define como vida media ( $T_{1/2}$ ) el tiempo en que decae la concentración de un isótopo a la mitad de su concentración original. La vida media del tritio es de 12.26 años.

El valor de la constante de decaimiento en función de la vida media es:

$$\lambda = \frac{0.693}{T_{1/2}}$$

Donde llega a formar parte de las nubes y se precipita en forma de lluvia.

Los átomos de hidrógeno son bombardeados por neutrones cósmicos que son incorporados al núcleo del hidrógeno, formando el tritio. La cantidad de tritio que se forma en la atmósfera es de alrededor de 0.25 átomos por segundo por centímetro cuadrado (Lal and Peters, 1962). Ciertas actividades del hombre, como son las explosiones nucleares, han incrementado la cantidad de tritio en la atmósfera, ocasionando la presencia de concentraciones variables en tiempo y en espacio.

Las determinaciones de tritio o de otros isótopos radioactivos se realizan mediante técnicas químicas altamente especializadas y son difíciles de detectar. Bajos valores de tritio requieren ser concentrados por electrólisis y contados por centelleo líquido.

El tritio se expresa en unidades de tritio U.T., lo cual se define como la concentración en la que existe un átomo de tritio por cada  $10^{18}$  átomos de hidrógeno.

Una unidad de tritio es equivalente a 7.2 desintegraciones por minuto en un litro de agua, o bien a 2.1 picocuries por litro.

El contenido del tritio producido en forma natural es del orden de 10 U.T. Como consecuencia de las pruebas nucleares, en 1963 se llegó a detectar concentraciones de hasta 6000 U.T. en la estación de Ottawa, Canadá y 3700 U.T. en Colorado, E.U. (figuras 9.9 y 9.10). Su concentración ha venido disminuyendo; actualmente en la Ciudad de México, se detectan concentraciones de tritio en el agua de lluvia del orden 3 U.T. (P.

Morales; Comunicación Personal). El movimiento de masas de aire produce una variación estacional de tritio, en la que en el hemisferio norte se encuentran valores máximos durante el verano y mínimos durante el invierno, como se puede observar en la figura 9.9.

El tritio varía también con la latitud. Por lo general, se observa que en el hemisferio norte su concentración es mayor y de forma similar que sus valores en los continentes son mayores que en los océanos, lo cual se ilustra en la figura No. 9.11, donde se marca la distribución mundial de tritio para el año de 1963. Nótese que actualmente debe de presentar variación, debido al decaimiento radioactivo.

Antes de las explosiones atómicas de principios de la década de los 50's, la cantidad de tritio en el agua de lluvia era de 5 a 10 U.T.; debido al decaimiento radioactivo, el agua que se infiltró en esa fecha, contiene ahora, teóricamente de 0.3 a 0.6 U.T. (el límite de detección del tritio es de  $\pm 0.2$  U.T., o sea que si el agua muestreada y analizada por tritio contiene menos de 0.2 U.T., podemos inferir que se trata de agua precipitada hace más de 50 años y se puede denominar "agua antigua").

Con las explosiones atómicas que se realizaron en la década de los 50 y hasta 1963, la cantidad de tritio en la atmósfera aumentó considerablemente, para llegar a tener en nuestro país alrededor de 180 U.T. Por lo tanto, si aplicamos el factor del decaimiento radioactivo al agua de lluvia que recargó los acuíferos entre 1952 y 1963, obtenemos que actualmente tiene entre 1.2 y 20 U.T.

Posteriormente a 1963, la cantidad de tritio en la atmósfera ha ido decreciendo para aparentemente estabilizarse en nuestros días en 3 y 8 U.T.

En la figura 9.12 se ilustra la posible edad del agua de acuerdo a su contenido actual de tritio, siempre y cuando no hayan existido mezclas.

## REFERENCIAS

Cortés A., 1986. Aplicación de la espectrometría de masas y técnicas isotópicas para la determinación de oxígeno 18 y deuterio en problemas hidrológicos. Tesis Profesional, U.N.A.M.

Cortés A., and Farvolden, R. N. 1988. Isotops studies of precipitation and Groundwater in the Sierra de Las Cruces, México.  
Submitted to Journal of Hydrogeology.

Custodio, E. 1976. Trazadores y Técnicas Radioisotópicas en Hidrología Subterránea; en Hidrología Subterránea Sección 12 Vol. 2, Editado por E. Custodio y M. R. Llamas; Ediciones Omega, Barcelona, España, np. 1165-1312.

Davis, S. N., and Bentley, H. W. 1982. Dating Groundwater, a short review in Nuclear and Chemical Data Techniques, Lloyd Curie, Ed., Am. Chemical Society Symposium Series No. 176, Chapter 11, p.p. 187-222.



Davis, S. N., Campbell, D. J. Bentley, H. W., and Flynn, T. J., 1985. Ground water Tracers, Publish by the National Water Well Association. 200 p.

Drever, J. I. 1988, The Geochemistry of Natural Waters. Second Edition. Prentice Hall. 437 p.

Ferronsky, V. I., and Polyakov, V.A., 1982. Environmental Isotopes in the Hydrosphere. John Wiley and Sons, Interscience Publications New York, 466 p.

Fritz, P., and J. Ch. Fontes (eds). 1980 Handbook of Environmental Isotope Geochemistry, Vol. 1, The Terrestrial Environment A. Elsevier, 545 pp.

Fritz, P. 1984. Environmental Isotope Hydrogeology. Tools to Complement the Classical techniques of Physical Hydrology and Geochemistry. University of Waterloo.

Fritz, P., and J. Ch. Fontes (eds) 1986. Hand book of Environmental Isotope Geochemistry, Vol. 2, The Terrestrial Environment B. Elsevier, 557 pp.

Fritz, P., Drimmie, R. J., Frapce, S. K. And O SHEA, K. (1987) The Isotopic Composition of Precipitation and Groundwater in Canada. In: International Symposium on the use of Isotope Techniques in Groundwater resources Development. IAEA. Viena, Austria.

Fontes, J.C., 1980 Environmental Isotopes in Groundwater Hydrology: Hand book of Environmental Isotope Geochemistry. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, Vol. 1, 75 p.

Latorre, C., Lesser, J. M., Quijano, L. Y Payne, B. 1980. Isótopos Ambientales Aplicados al Estudio de la Interconexión de los Acuíferos Calizos y de rellenos en la Región Lagunera de Coahuila-Durango, México. Interamerican Symposium on Isotope Hydrology. Bogotá, Colombia, pp. 135-148.

Lesser, J. M. 1974-1980. Aplicación de Isótopos Ambientales en el Estudio de los Acuíferos de: Durango, Sierra del Burro, Coah., Cautla, Mor., Río Atoyac, Pue., Río Fuerte, Sin., Altiplano Mexicano, Presa San Ildelfonso, Qro., Valle de Tlacolula, Oax., Piedras Negras, Coah., y San Ciro, S.L.P. Informes Inéditos. Biblioteca de la Dirección de Aguas Subterráneas, S.A.R.H.

Lesser, J. M. 1984. Aplicación de Isótopos Ambientales en los Alrededores del Río San Lorenzo, Sin. Boletín de Difusión Técnica y Científica No. 2, Asociación Geohidrológica Mexicana.

Lesser, J. M. 1987. Dictámen Geohidrológico-Isotópico para definir el funcionamiento y zonas de recarga del campo de pozos del área denominada Ojo de Agua de Patagalana, Municipio de Parras, Coah. Seminario de Hidrología Isotópica. IAEA-ININ, México.

Lesser y Asociados, S.A. 1985. Estudio Isotópico del Acuífero del Valle de México. Elaborado para la D.G.C.O.H. del D.D.F.

Lesser y Asociados, S.A. 1988. Aplicación de Isótopos Ambientales en la Zona de Monclova, Coah. Informe para Altos Hornos de México.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

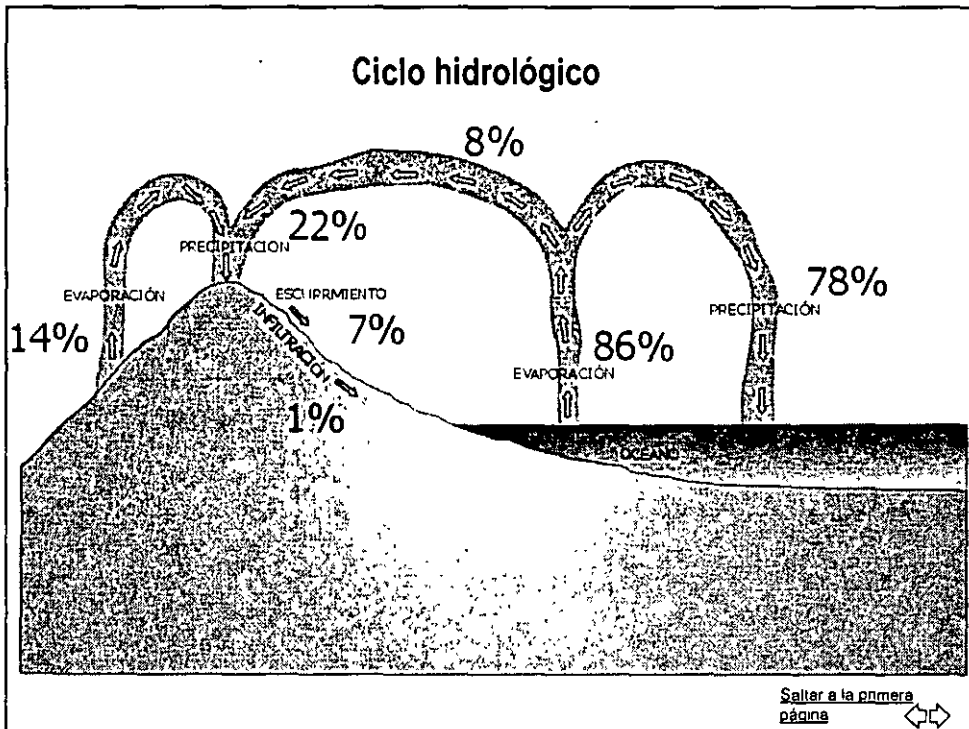
#### **TEMA ANEXO HIDROGEOQUIMICA**

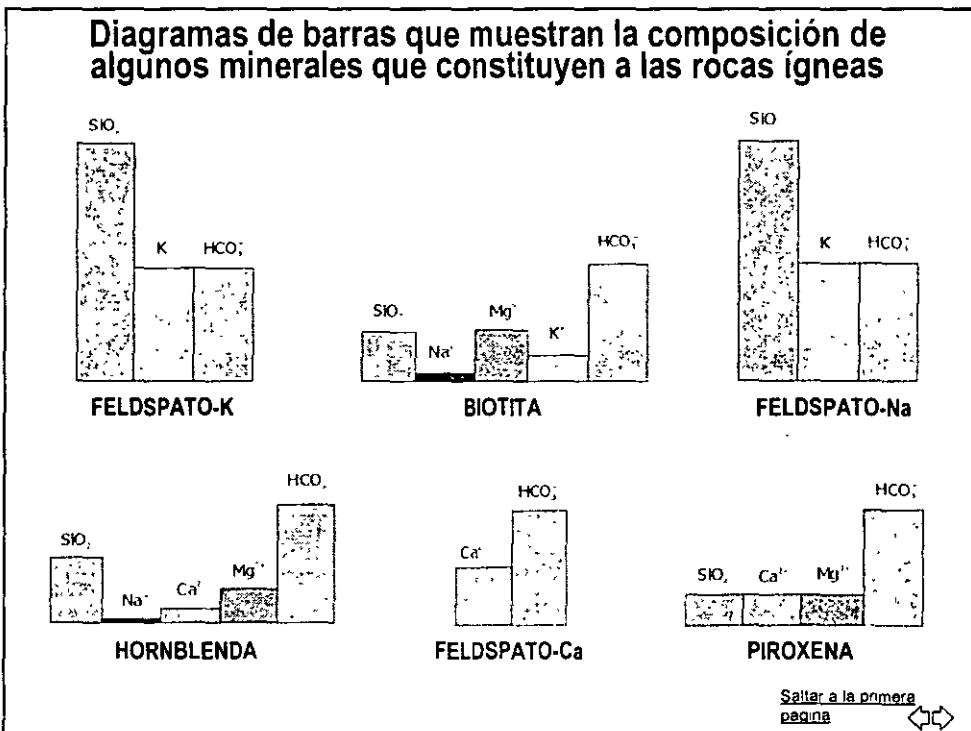
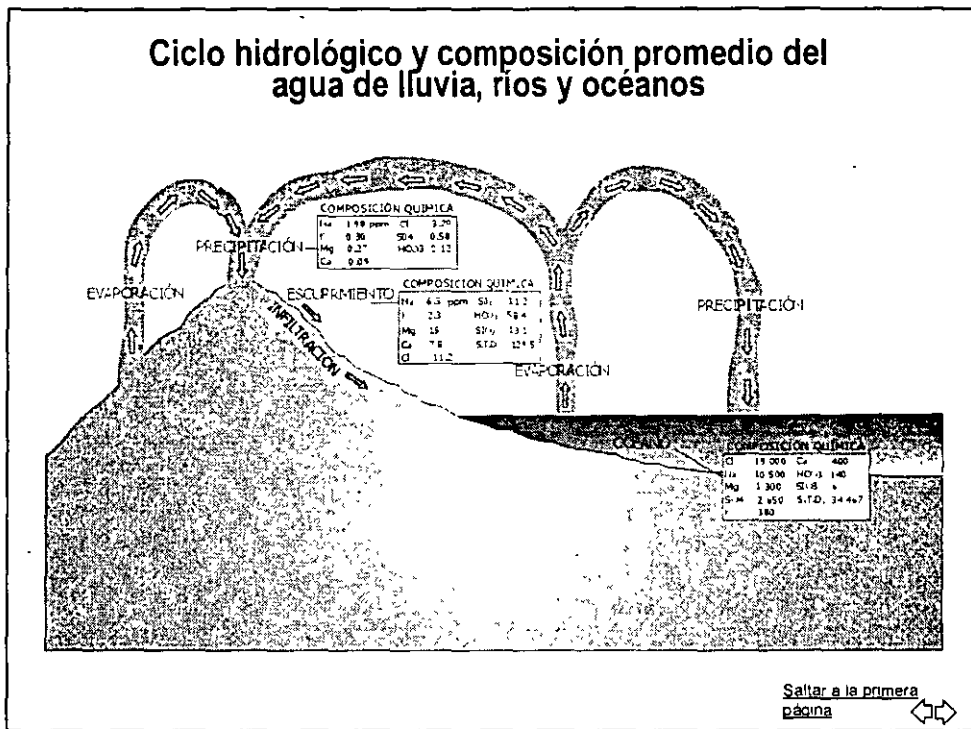
**EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

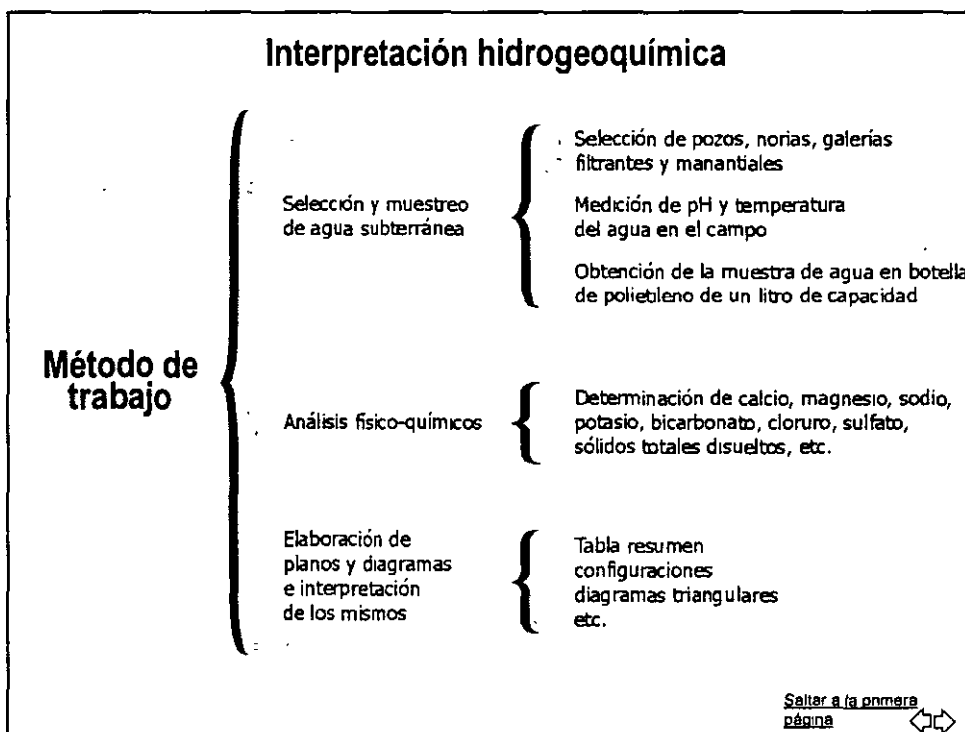
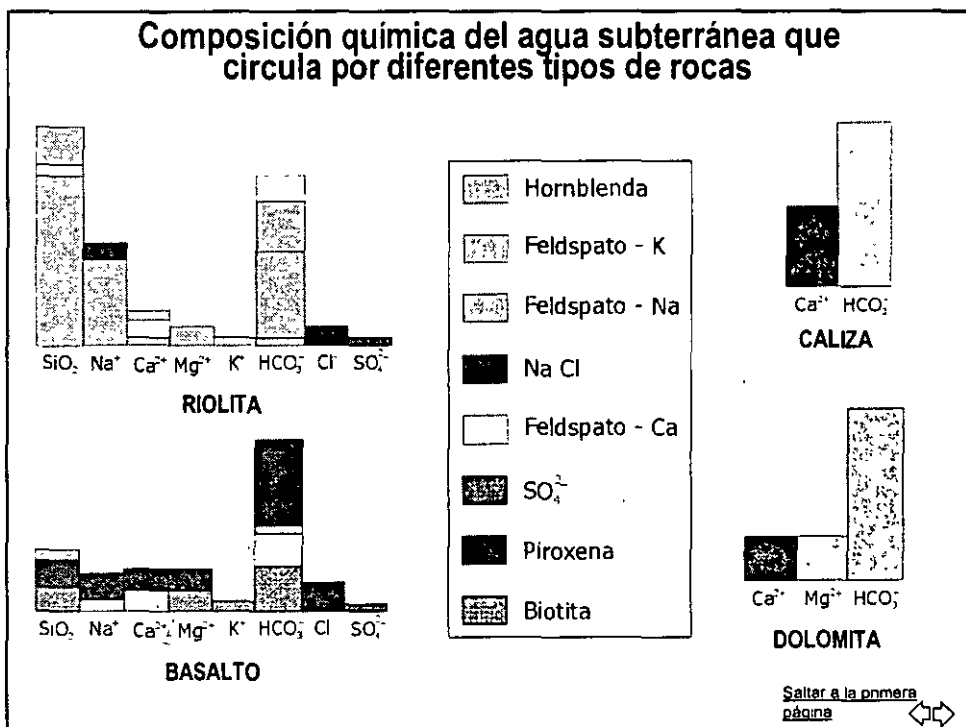
# Hidrogeoquímica

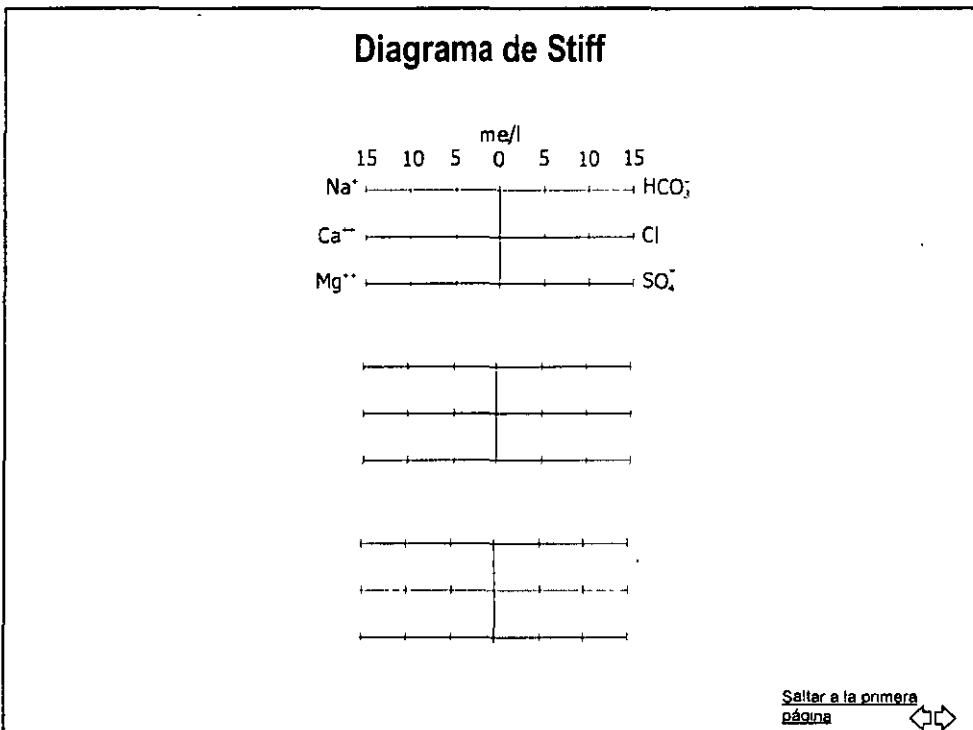
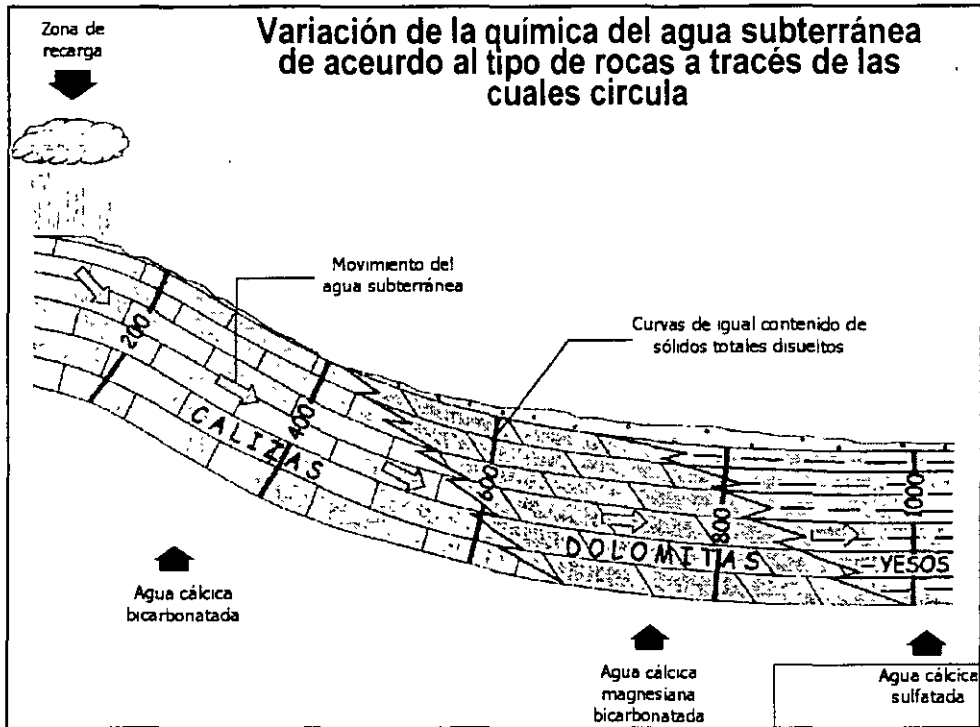
• Por: Ing. Juan Manuel Lesser

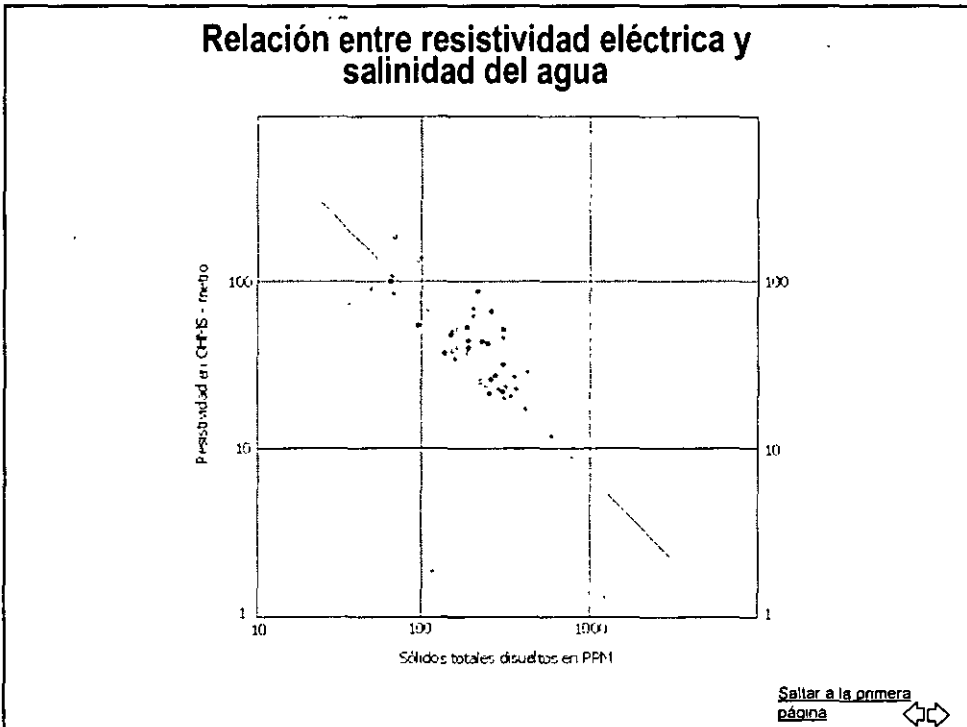
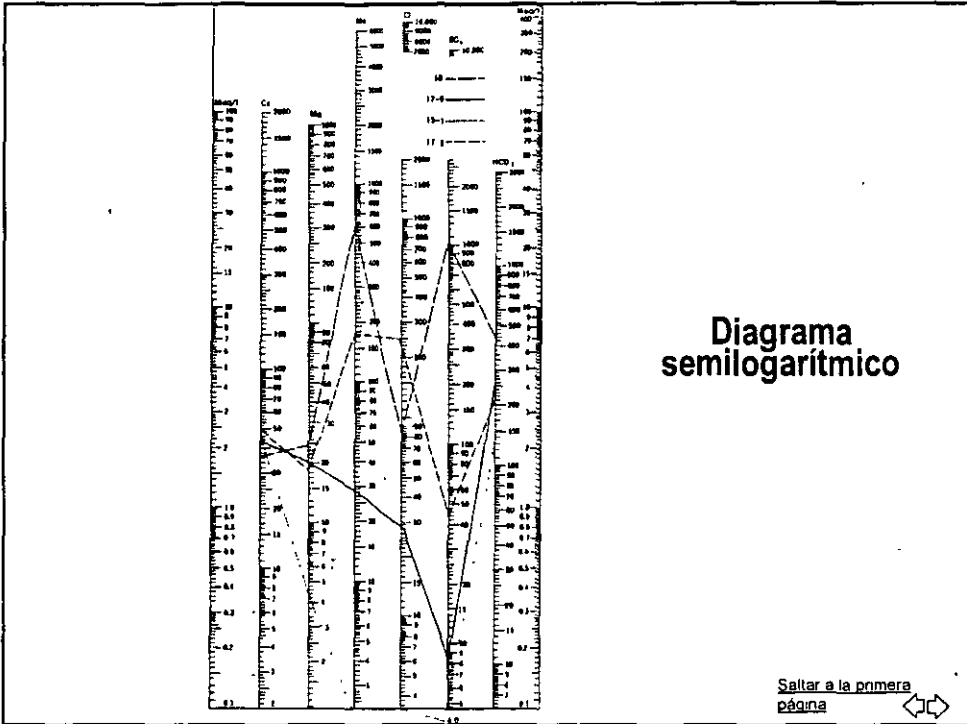
[Saltar a la primera página](#) ⇌





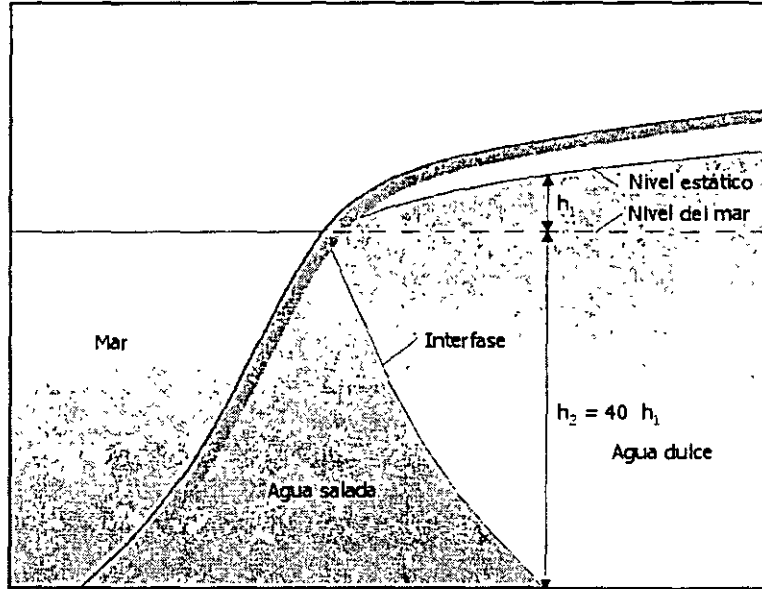






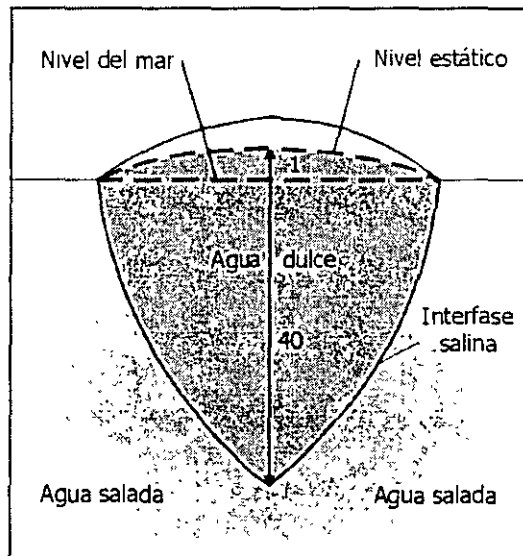


### Intrusión salina según la teoría de Gyben Herzberg

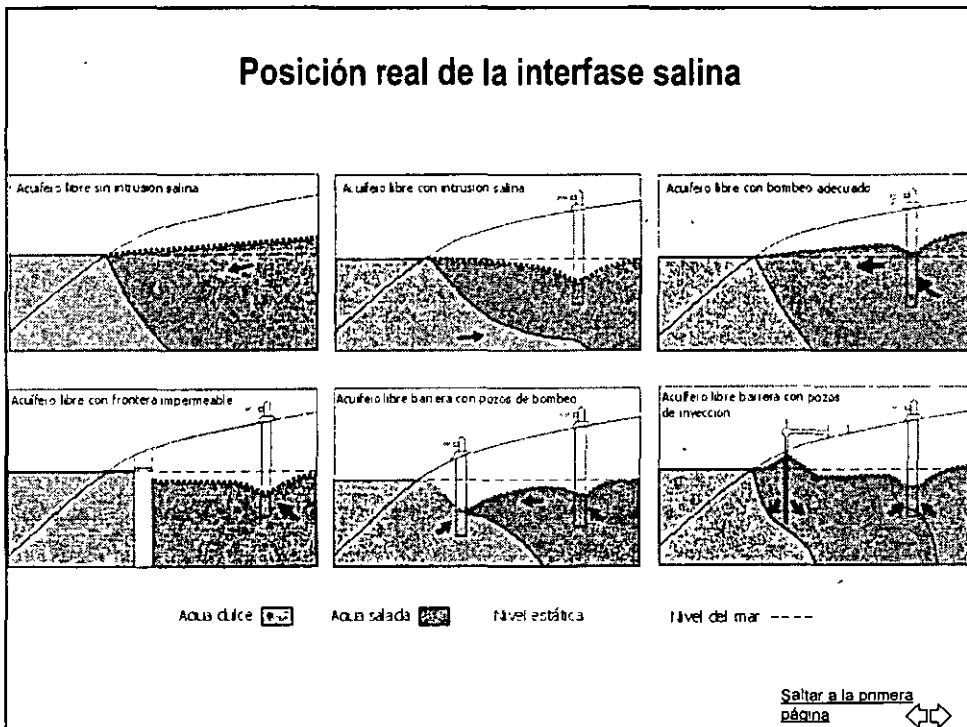
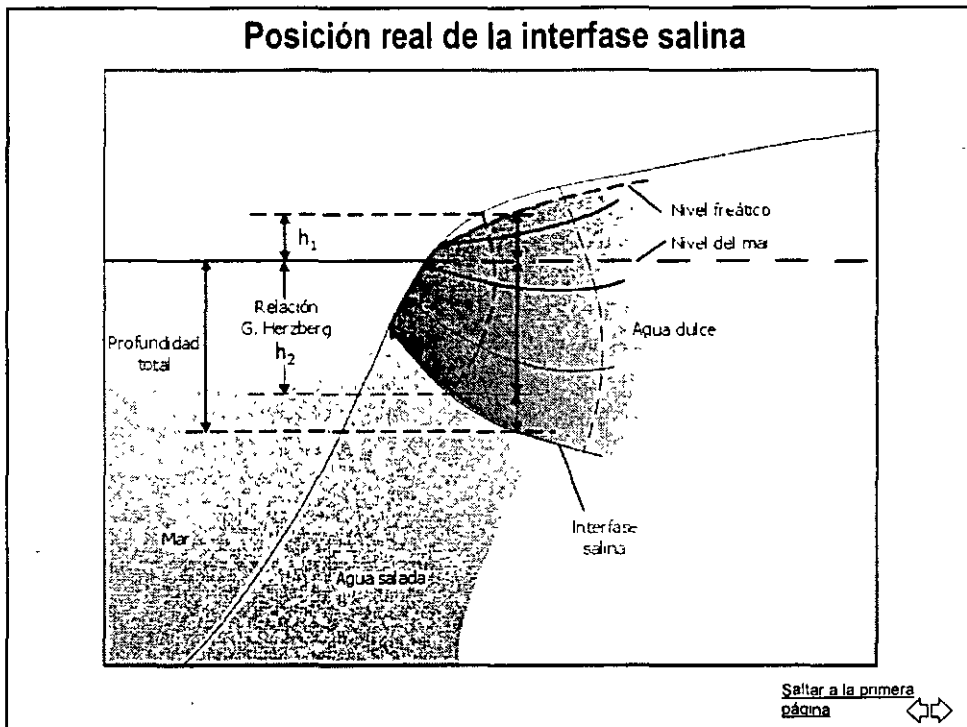


[Saltar a la primera página](#)

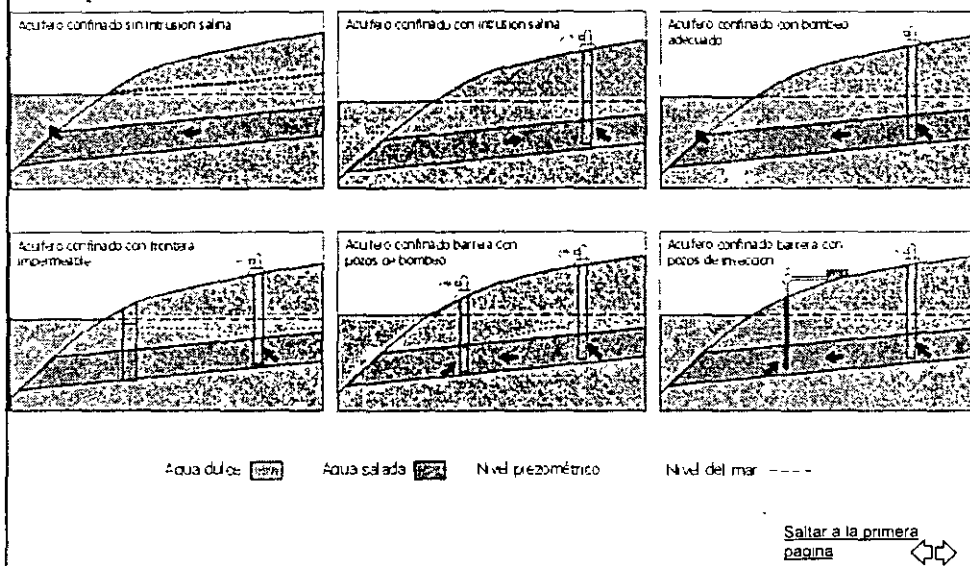
### Posición de la interfase salina



[Saltar a la primera página](#)



### Posición real de la interfase salina



PARÁMETROS	NORMAS mg/l
Turbiedad	10 UTN
PH	6.9 - 8.5
Conductividad eléctrica	1250
Aic. Total	400
Cloruros	250
Color	20 UPT/Co
O.C.M.A	3
Dureza total	300
Dureza de Ca	114
Dureza de Mg	186
Fluoruros	1.5
Sol. Tot	500
N. de nitrato	5
N. de nitró	0.05
N. amoniacal	0.5
N. proteico	0.1
N. proteico	0.1
Sulfatos	250
S.A.A.M.	0.5
D.Q.O. total	4
Aluminio	**
Arsénico	0.05
Cadmio	0.005
Calcio	200
Cinc	5
Cobre	1.5
Cromo	0.05
Hierro	0.3
Magnesio	125
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001
Plomo	0.05
Potasio	12
Selenio	0.05
Silice	**
Sodio	100
Cuenta std	**
Coliforme total	2 COL/100ml
Coliforme fecal	0

**DGCOH**  
**Límites**  
**máximos**  
**permisibles,**  
**agua potable**

[Saltar a la primera página](#)

Lunes 18 de enero de 1981 DIARIO OFICIAL Segunda Sección

IV. Otras Características:  
 V. Color: Hasta 20 unidades de la escala de platino cobalto, o su equivalente en otra medida, y  
 VI. Turbiedad: Hasta 10 unidades de la escala de sílice, o su equivalente en otra medida.

ARTÍCULO 211 -El contenido, expresado en miligramos por litro, de elementos iónicos y sustancias, no excederá los límites permisibles que a continuación se expresan:

Alcalinidad Total expresada como CaCO <sub>3</sub>	100.00
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	1.00
Cadmio	0.025
Cloruro expresado como Cl	0.50
Cobre	1.50
Cloro libre En agua clorada	0.70
En agua no clorada	1.00
Crema heterovalente	0.05
Dureza de Calcio expresada como CaCO <sub>3</sub>	300.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Hierro	0.20
Fisuraciones suaves como aluminosilicatos	1.50
Magnesio	120.00
Manganeso	0.25
Nitratos expresados como nitrógeno	1.00
Nitritos expresados como nitrógeno	0.05
Nitrógeno procedente	0.10
Oxígeno consumido en medio ácido	3.00
Piomo	0.10
Selenio	0.10
Sulfatos, expresados como SO <sub>4</sub>	120.00
Zinc	2.00
BAAH (Bisfenol A) expresado como BAAH	0.5
ECC (Extractables Carbón-Clorados)	0.5
ECA (Extractables Carbón-Alcoholes)	1.5

Los demás que están en la norma correspondiente

ARTÍCULO 214 -En materia de agua para consumo humano, se determinará en la norma:

- I El tratamiento a que deberá sujetarse en los sistemas públicos de abastecimiento de agua, para asegurar su potabilidad
- II El tipo, cantidad y periodicidad de los análisis y exámenes necesarios para verificar su potabilidad
- III Las técnicas para la toma, conservación, transporte y manejo de muestras así como los métodos para realizar las determinaciones necesarias para verificar su potabilidad
- IV Los métodos de prueba de equipos y aparatos purificadores de tipo doméstico, y
- V Las demás especiales condiciones, requisitos y acreditaciones que la Secretaría juzgue necesarios para que el agua pueda ser destinada para consumo humano

ARTÍCULO 215 -Para los efectos de este Reglamento se entiende por sistema de abastecimiento, el conjunto interconectado e interrelacionado de fuentes, redes de captación, plantas potabilizadoras, líneas de conducción y regulación, redes de conducción y distribución que abastece de agua para consumo humano a una o más localidades o líneas, sean de propiedad pública o privada.

ARTÍCULO 216 -La Secretaría establecerá los requisitos mínimos que deben cumplir las construcciones, instalaciones y equipos de los sistemas de abastecimiento para proteger la salud de la población.

ARTÍCULO 217 -Las demás de las entidades federativas que se aplicarán

**Límites Norma Oficial Mexicana**

[Saltar a la primera página](#)

19 Segunda Sección DIARIO OFICIAL

4.2 LÍMITES PERMISIBLES DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y ORGANOLEPTICAS

Las características físicas y organolépticas deberán sujetarse a lo establecido en la Tabla 2

ARTÍCULO 218 -El contenido de contaminantes químicos deberá sujetarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/L, excepto cuando se indique otra unidad.

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Color	15 unidades de color en la escala de platino cobalto
Olor y sabor	Agradable (de acuerdo a quienes que sean interesados para la mayoría de los consumidores siempre que no sean condiciones que ocasionen molestias desde el punto de vista biológico o químico)
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométrica (UNT) o su equivalente en otro método

4.3 LÍMITES PERMISIBLES DE CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.008
Cloruro (como Cl)	0.07
Cloro residual libre	0.5-1.00 (después de un tiempo de contacto mínimo de 30 min)
Cloruro (como Cl <sub>2</sub> )	250.00
Calcio	3.00
Crema total	0.08
Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> )	300.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Hierro	0.30
Fósforo (como P)	1.30
Fosfatos (como PO <sub>4</sub> )	0.10
Manganeso	0.10
Molibdeno	0.001
Nitrato (como NO <sub>3</sub> )	10.00
Nitrato (como NO <sub>2</sub> )	0.05
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
Nitrógeno consumido en medio ácido	3.00
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos litro y sus derivados y compuestos	0.03
Carbono total de elementos	0.30
DDT (total de elementos)	1.00

**Límites Norma Oficial Mexicana**

[Saltar a la primera página](#)

LÍMITE DE CONCENTRACIÓN	UNIDAD
Germen-NCH (nubea)	2.00
Heterocisteína	0.01
Heterocisteína y epóxido de heterocisteína	0.03
Mesactores	20.00
2,4 - D	50.00
Pioma	0.023
Bodio	200.00
Sales disueltas totales	1000.00
Sulfatos (como SO <sub>4</sub> =)	400.00
Sustancias azules al nivel de consumo	0.80
Tratamientos totales	0.20
Zinc	8.00

Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, lo cual incluye los suspendidos y los disueltos.

**4.4 LÍMITES PERMISIBLES DE CARACTERÍSTICAS RADIACTIVAS**  
El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Bequerel por litro).

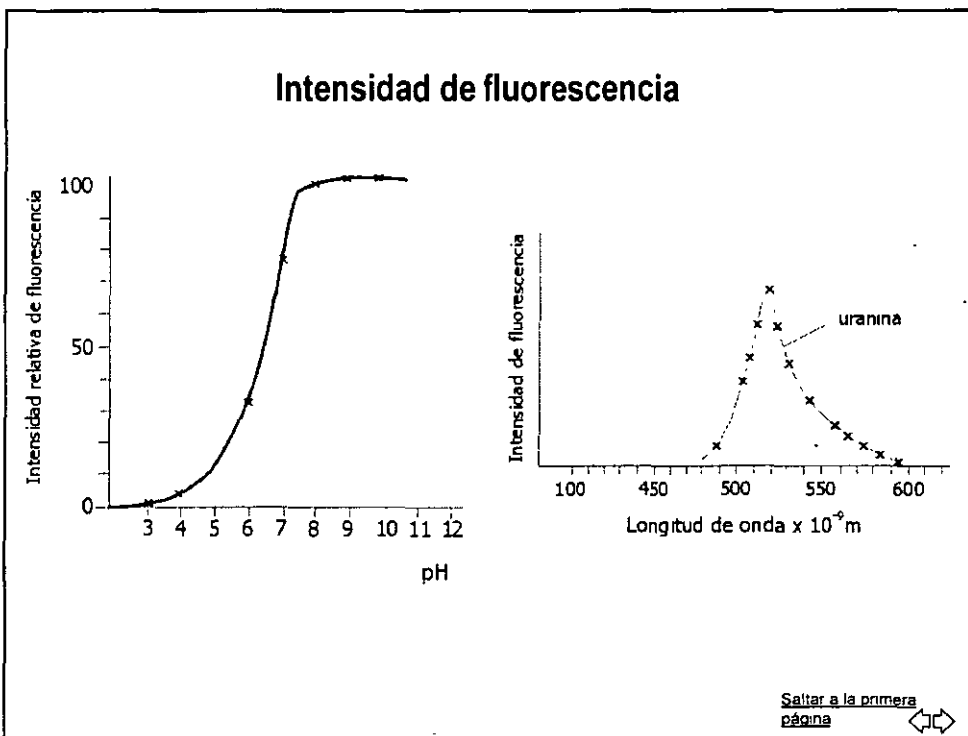
TABLA 4	
RADIATIVIDAD ALFA GLOBAL	0.1
RADIATIVIDAD BETA GLOBAL	1.0

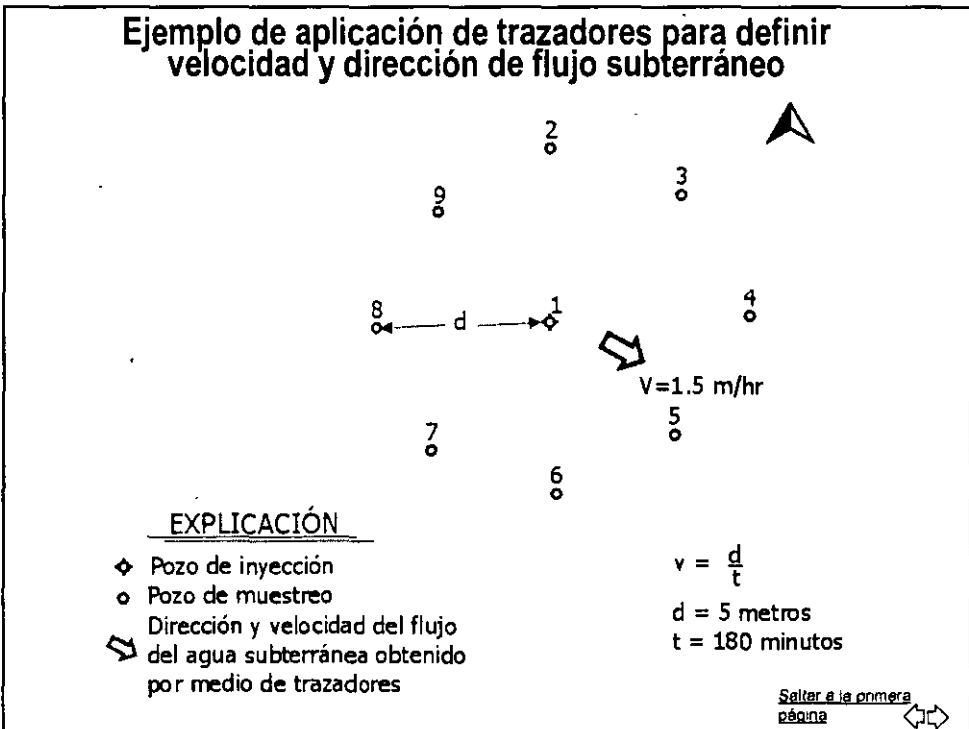
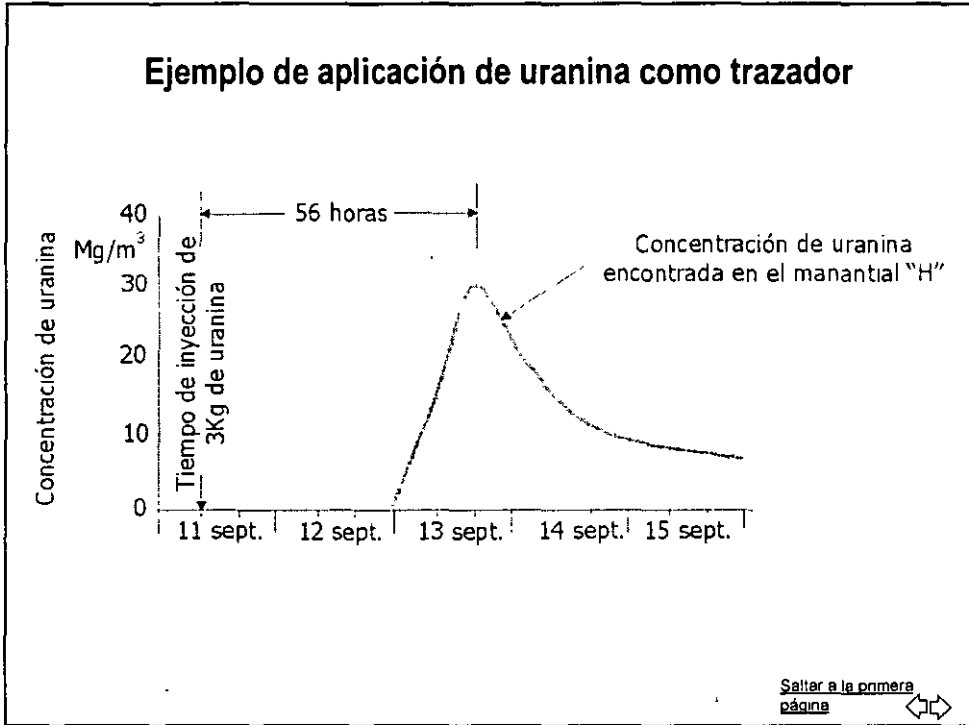
**5 TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA**  
La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de toxicidad a nivel de laboratorio para elegir el adecuado.  
De acuerdo a los tratamientos seleccionados, se deberán cumplir con los límites de calidad durante los procedimientos biológicos, de características físicas y los tratamientos químicos que sean aplicables a continuación, así como los límites permisibles establecidos en el apartado 4.

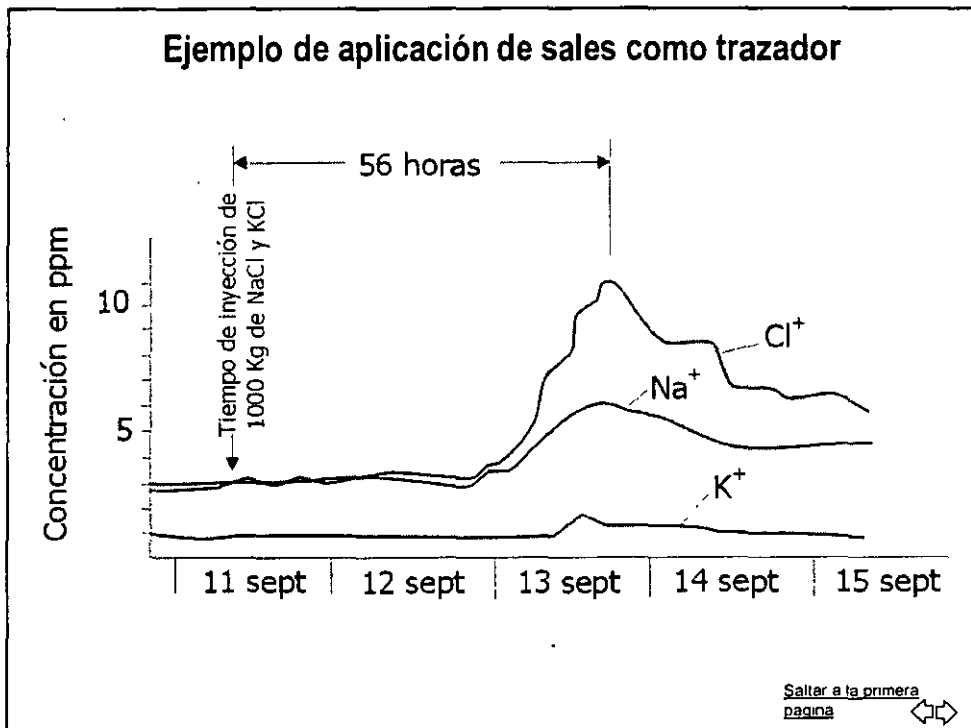
- 5.1 Características biológicas
  - 5.1.1 Bacterias heterótrofas y virus - Determinación por conteo con placas de agar o por ultravioleta.
- 5.2 Características físicas y organolépticas.
  - 5.2.1 Color por azar y turbiedad - Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, asociada con carbón activado o ozonización.
  - 5.2.2 Constituyentes químicos
    - 5.2.1.1 Atracción - Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, asociada con carbón activado o ozonización.
    - 5.2.2.1 Aumento de sólidos, parámetros de dureza total y permanente - Intermixión directa o inversa o asociación con carbón activado.
    - 5.2.2.2 Cloruro - Intermixión directa o inversa o ozonización.
    - 5.2.2.3 Dureza - Ablandamiento químico e intercambio iónico.
    - 5.2.2.4 Fosfatos y compuestos fosforados - Adsorción con carbón activado u ozonización con oxígeno.
    - 5.2.2.5 Hierro y manganeso - Oxidación-filtración - intercambio iónico u ozonización inversa.
    - 5.2.2.6 Fluoruro - Adsorción con carbón activado, ósmosis inversa o adsorción química.
    - 5.2.2.7 Materia orgánica - Oxidación-terapéutica o adsorción con carbón activado.

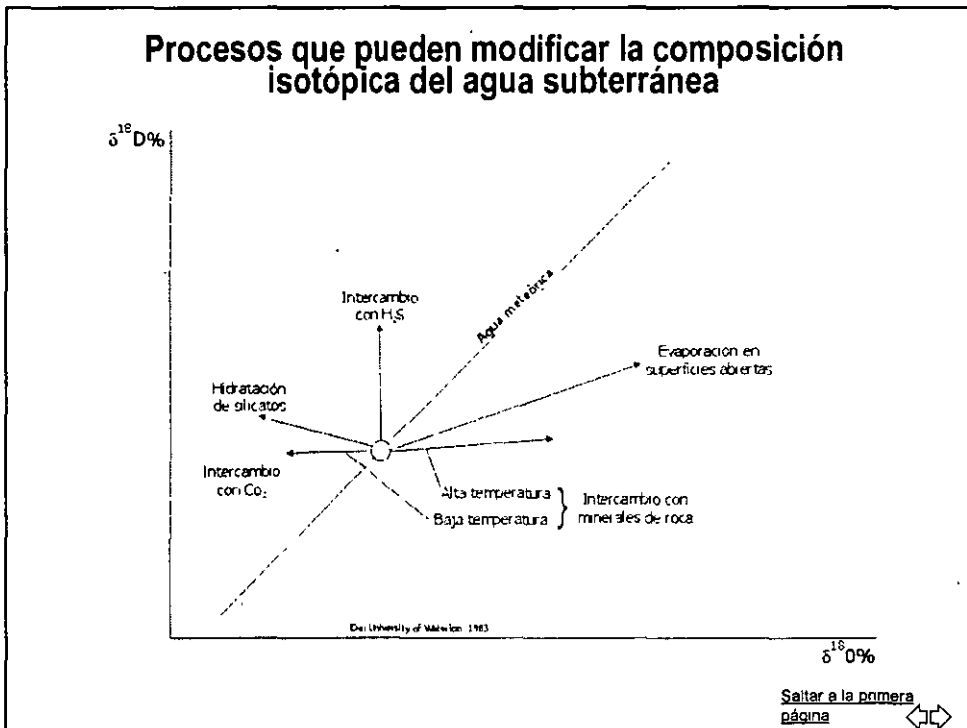
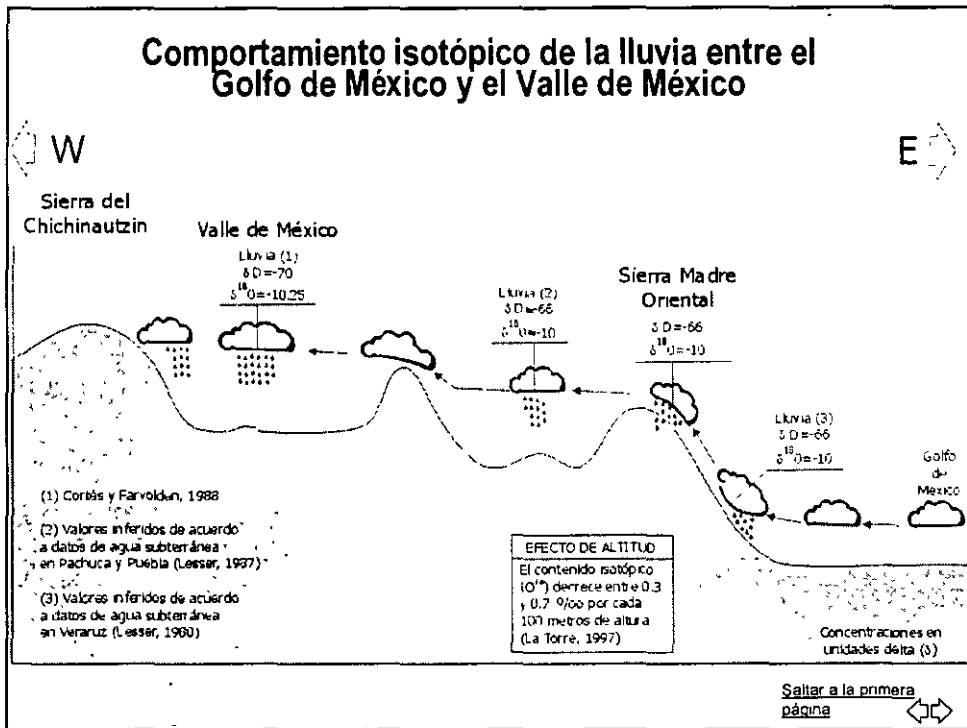
[Saltar a la primera página](#) ⇐⇐

# Límites Norma Oficial Mexicana

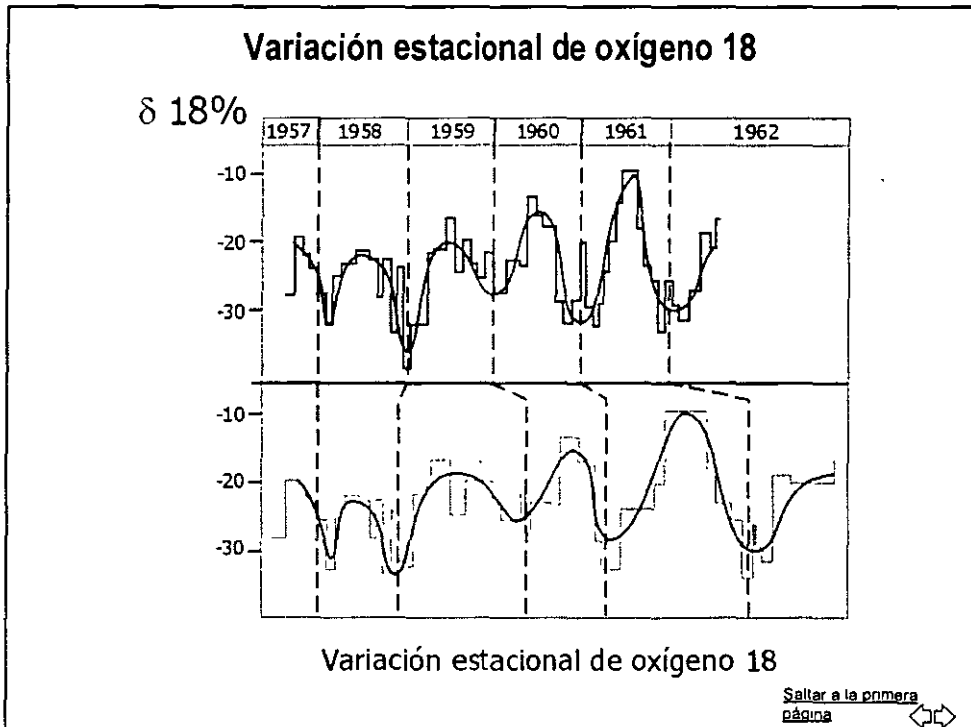
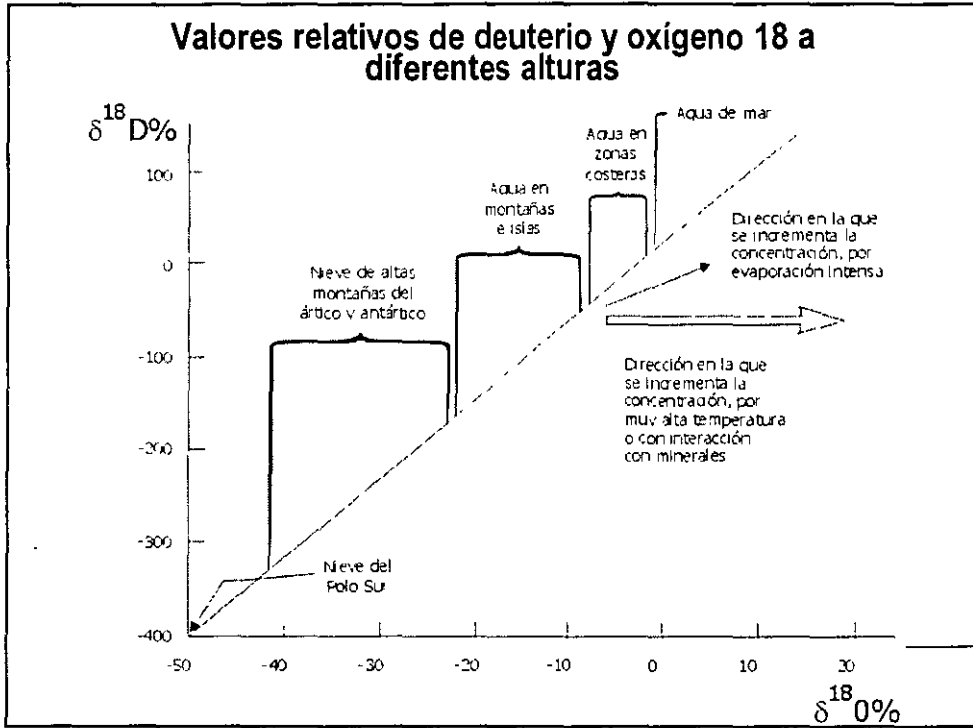


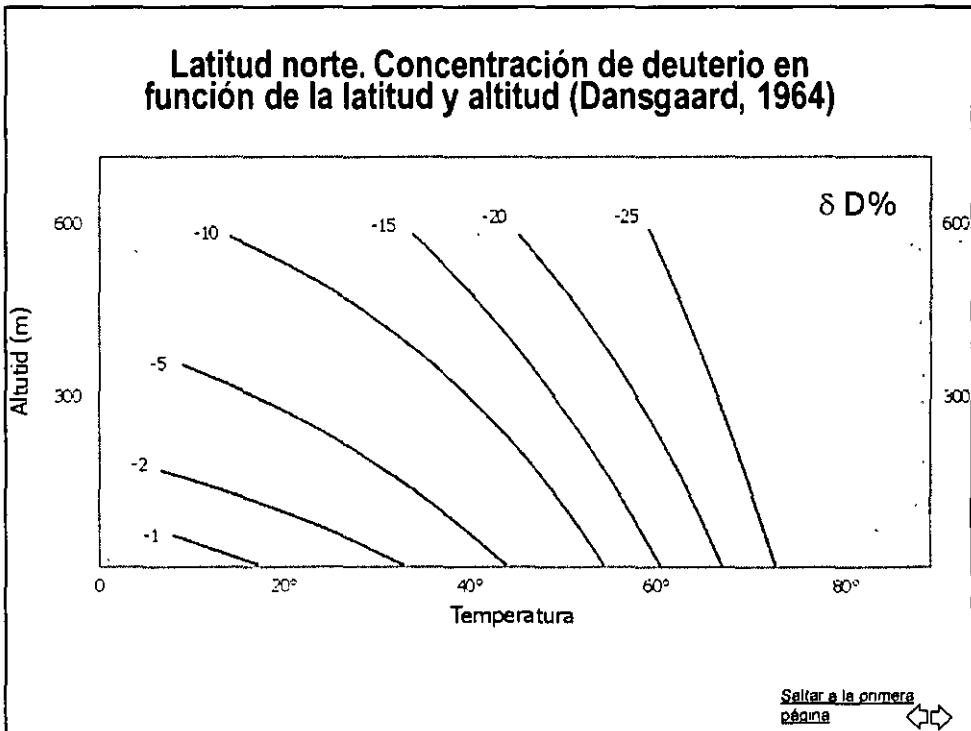
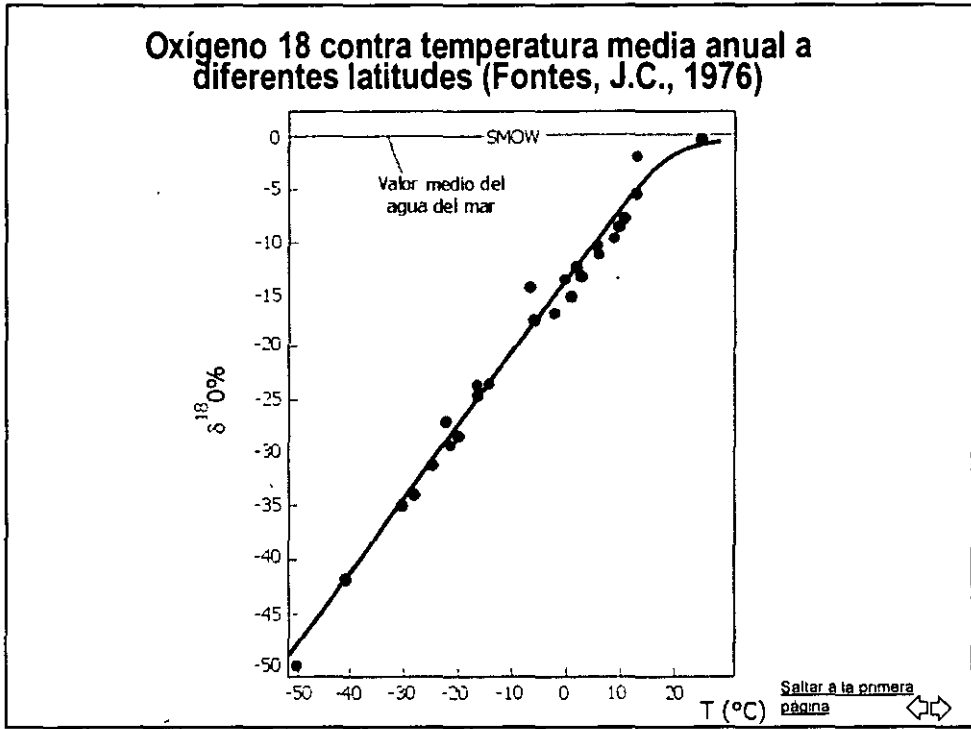


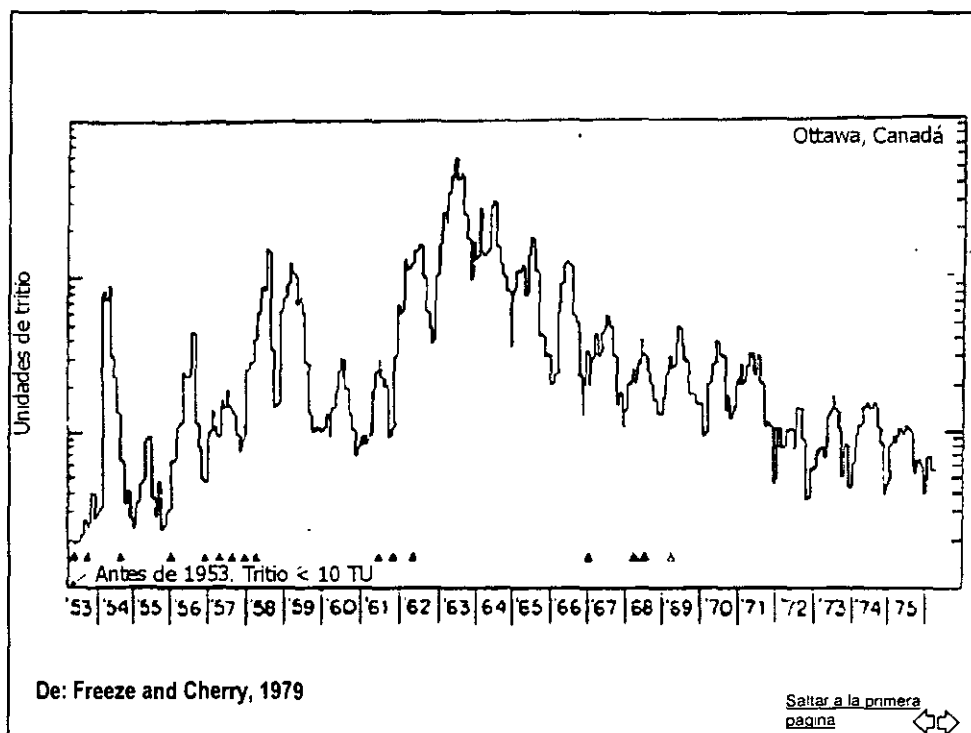
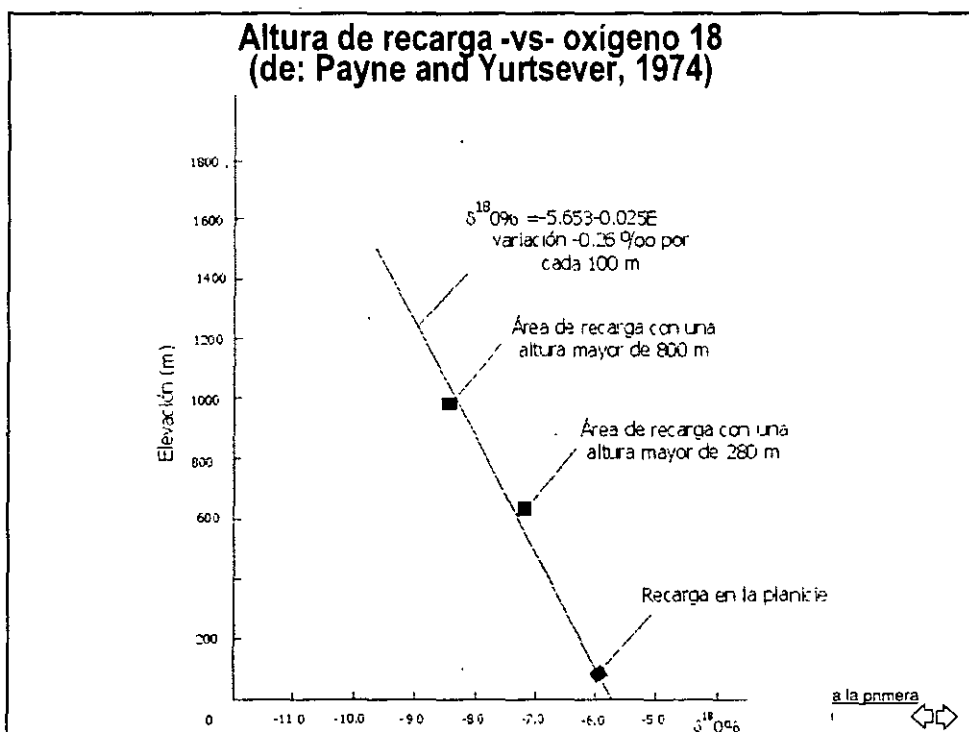













# Hidrogeoquímica

---

■ Por: Ing. Juan Manuel Lesser

[Saltar a la primera  
pagina](#) 



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

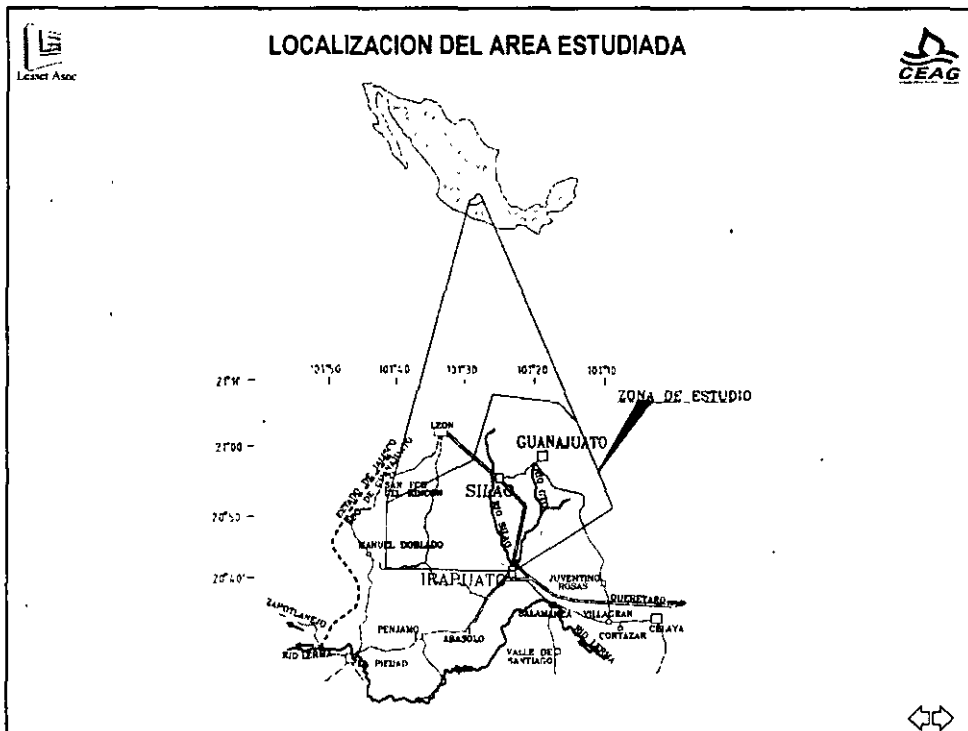
Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

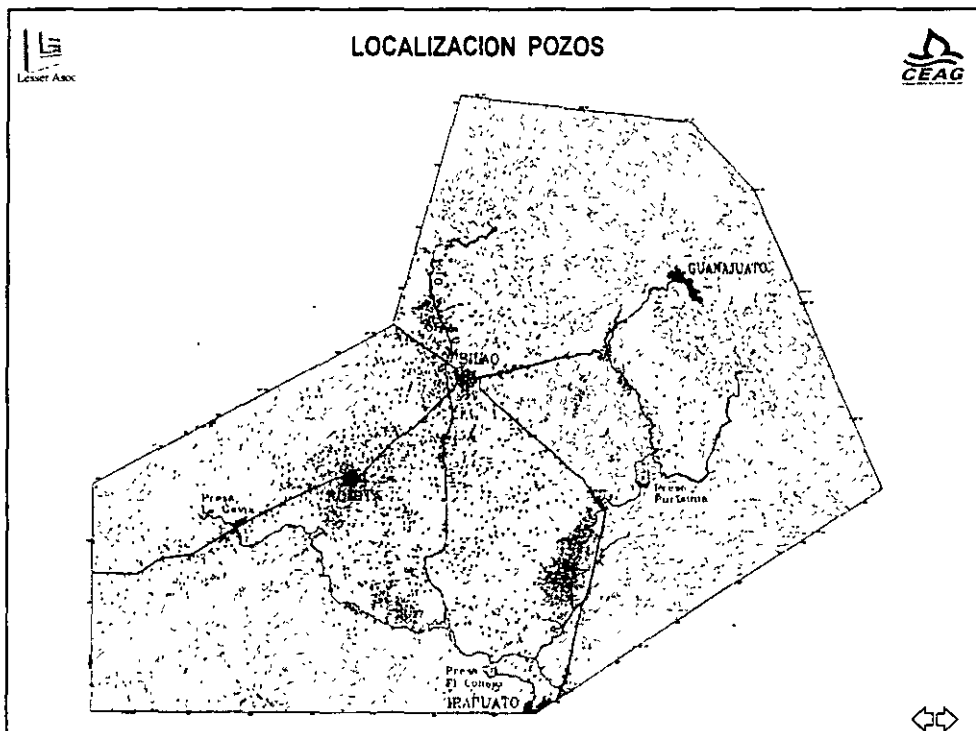
#### **TEMA ANEXO MODELO MATEMATICO (MODFLOW) DEL ACUIFERO DEL VALLE DE SILAO – ROMITA, GTO.**

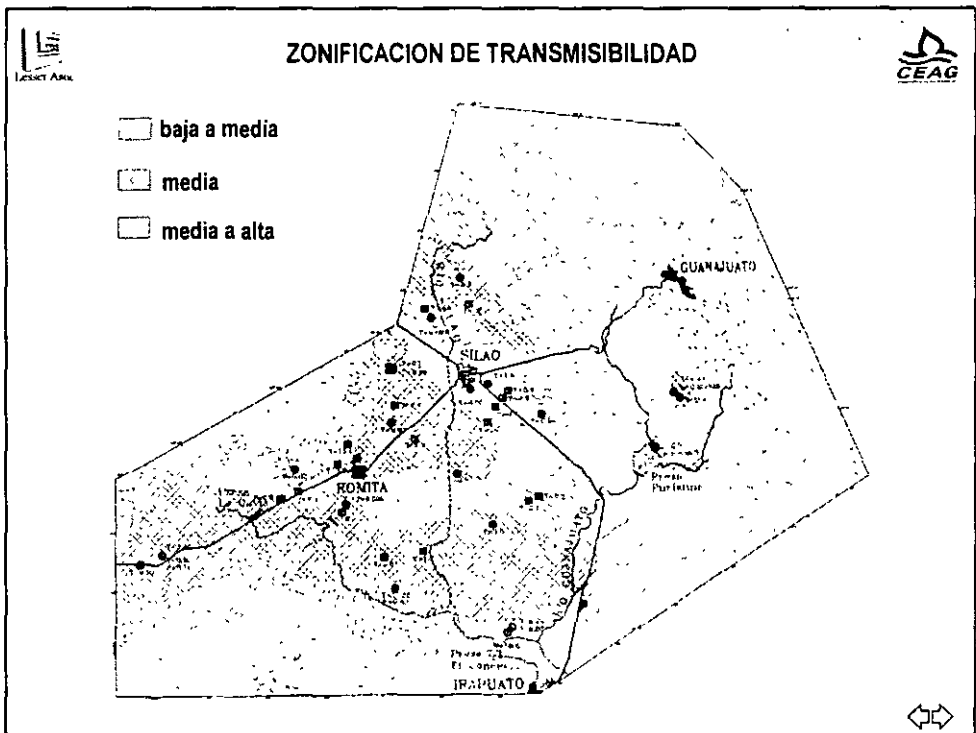
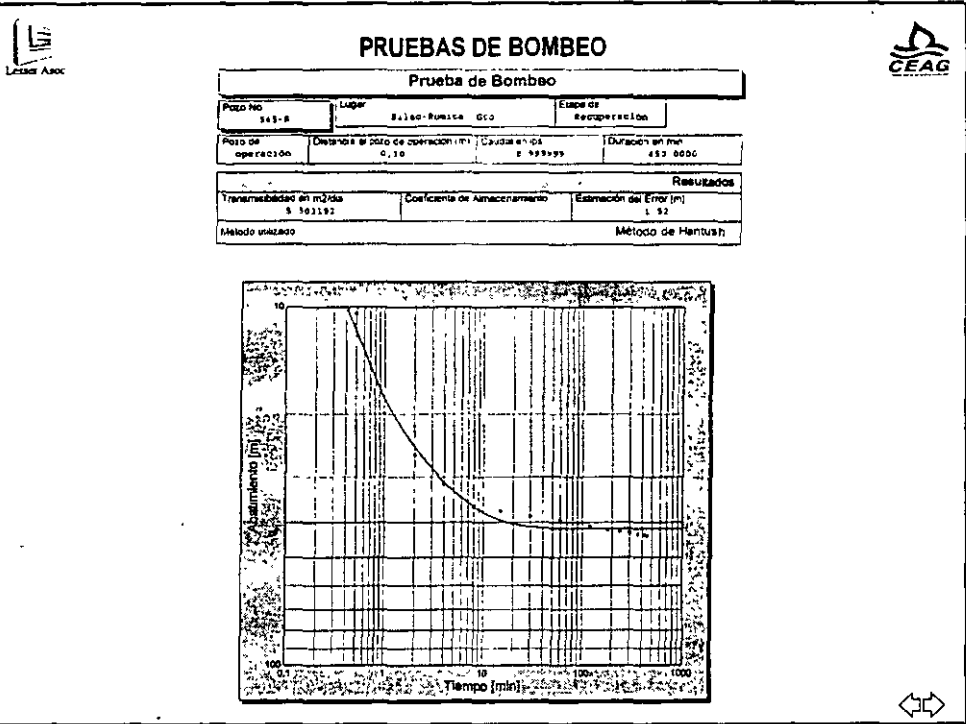
**EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# MODELO MATEMATICO (MODFLOW) DEL ACUIFERO DEL VALLE DE SILAO-ROMITA, GTO.

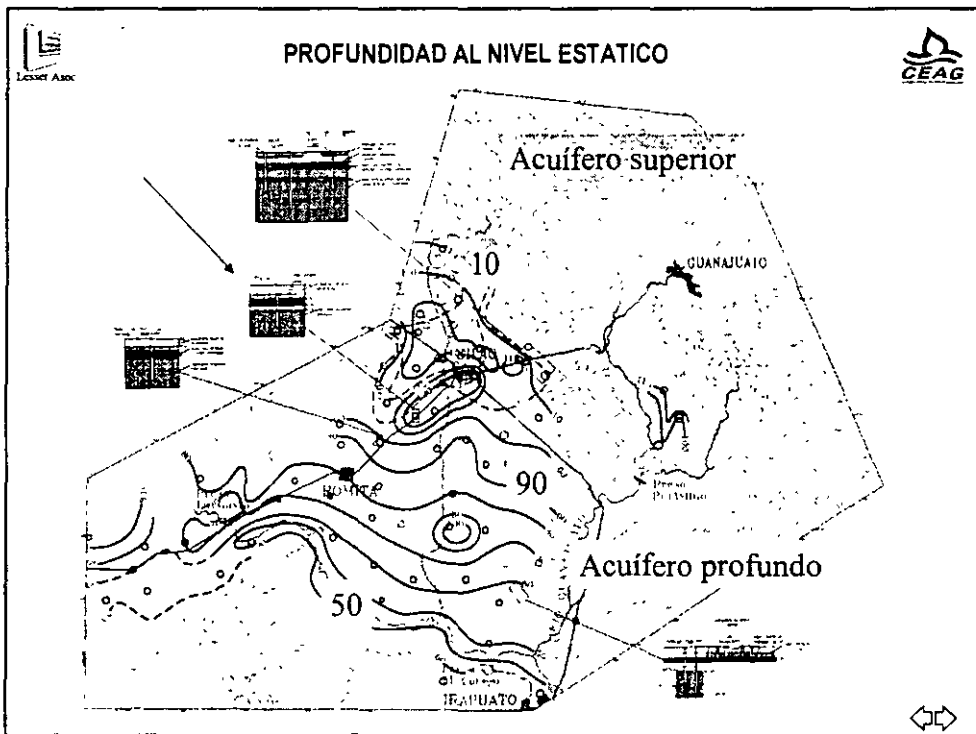
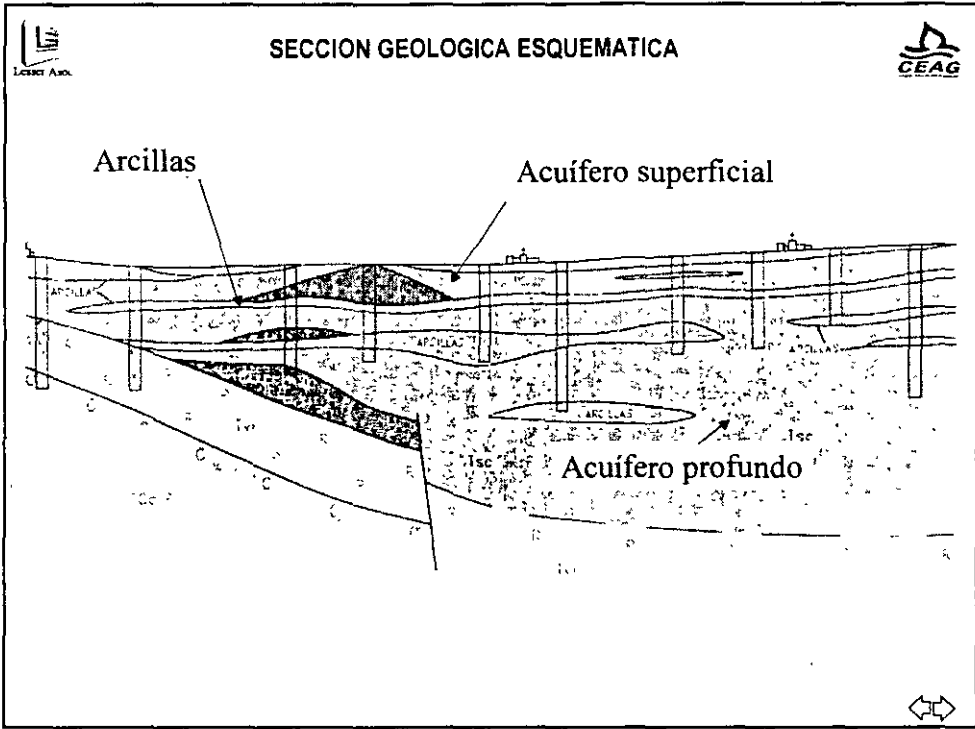


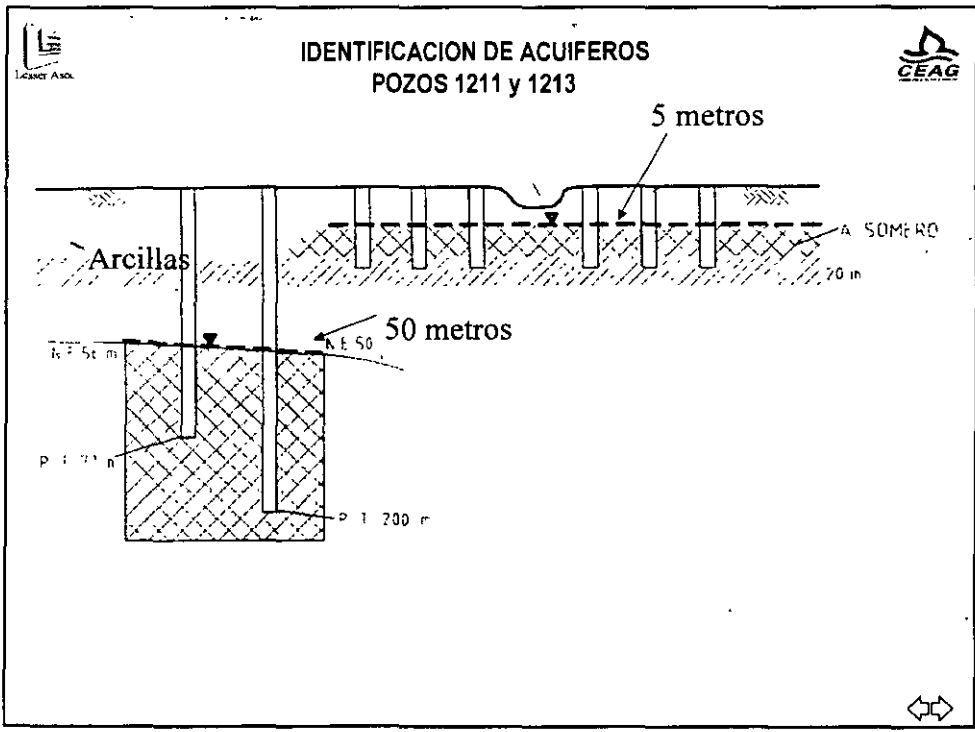
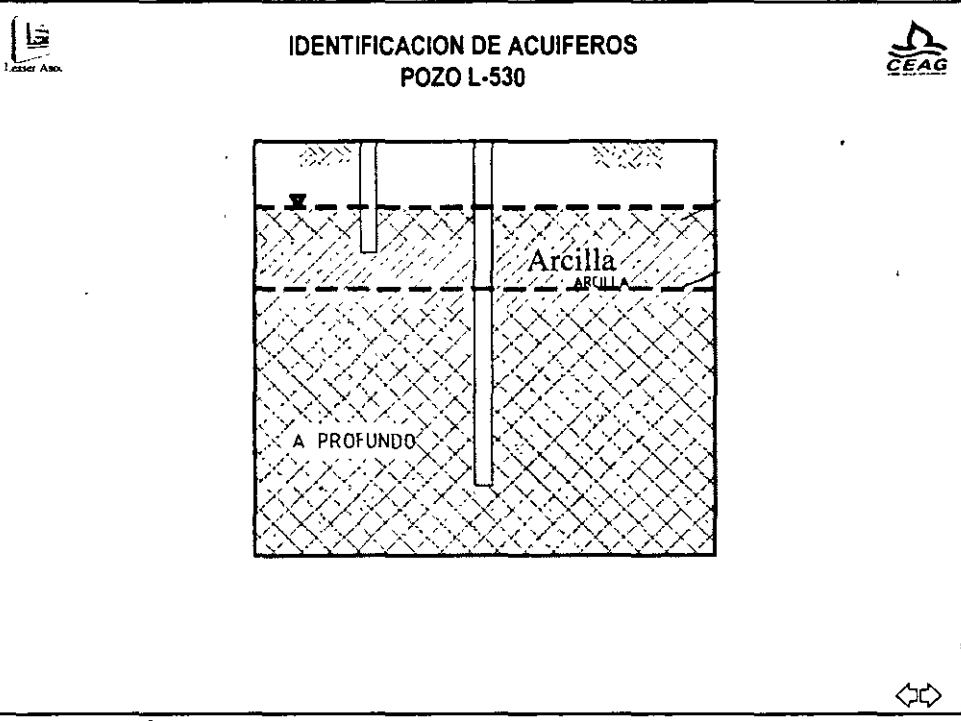
**DATOS REQUERIDOS PARA LA  
APLICACIÓN DE UN  
MODELO MATEMÁTICO DE FLUJO**

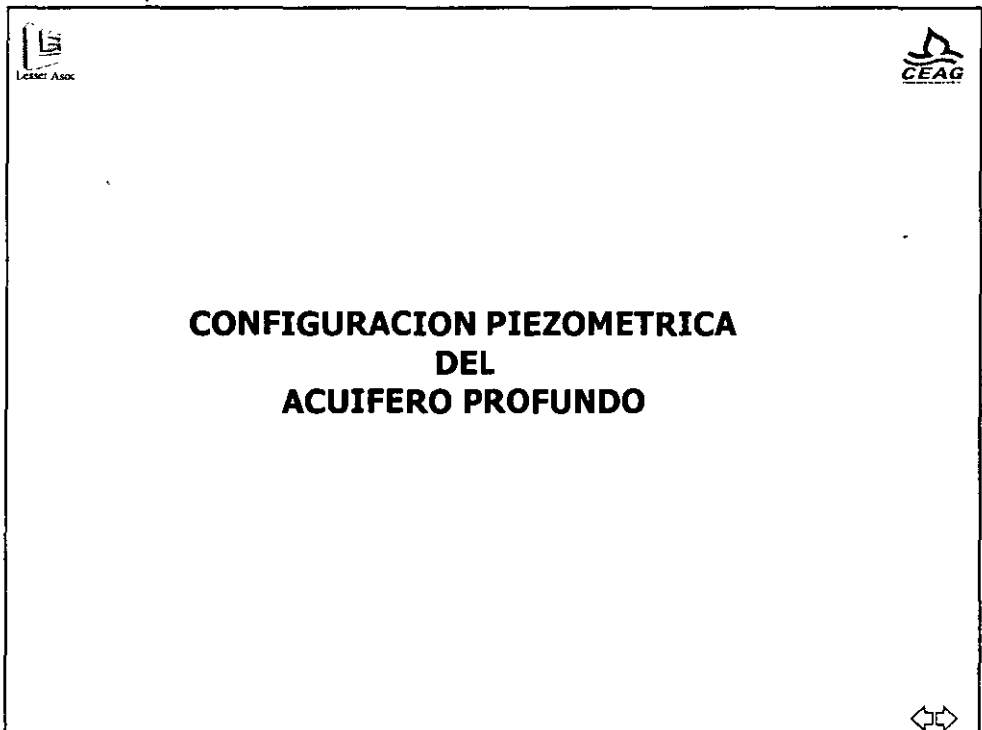
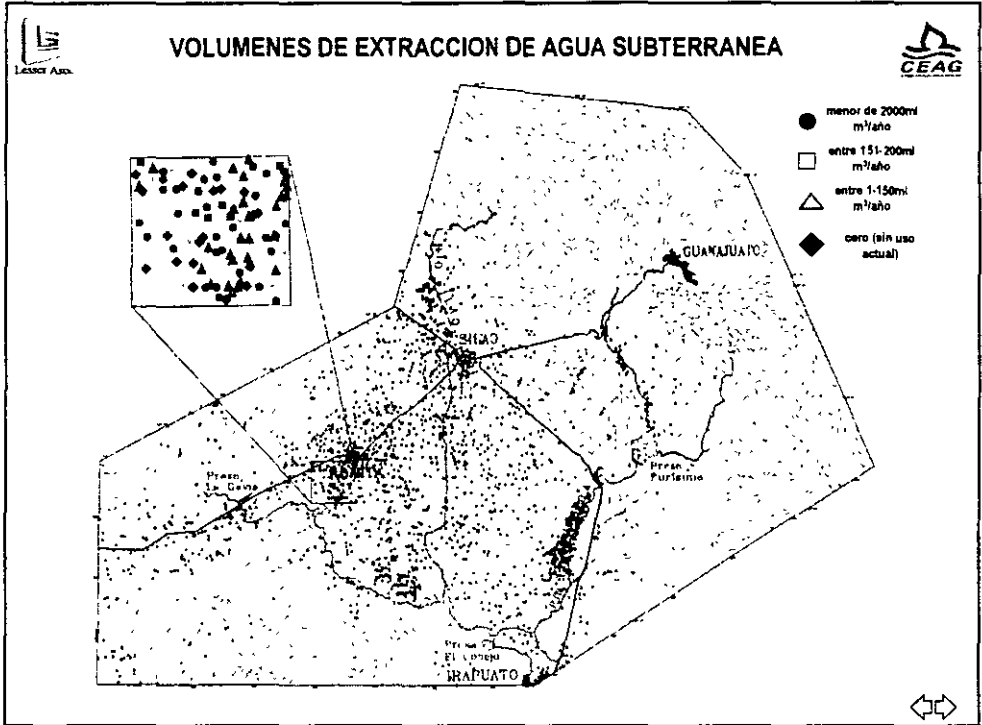


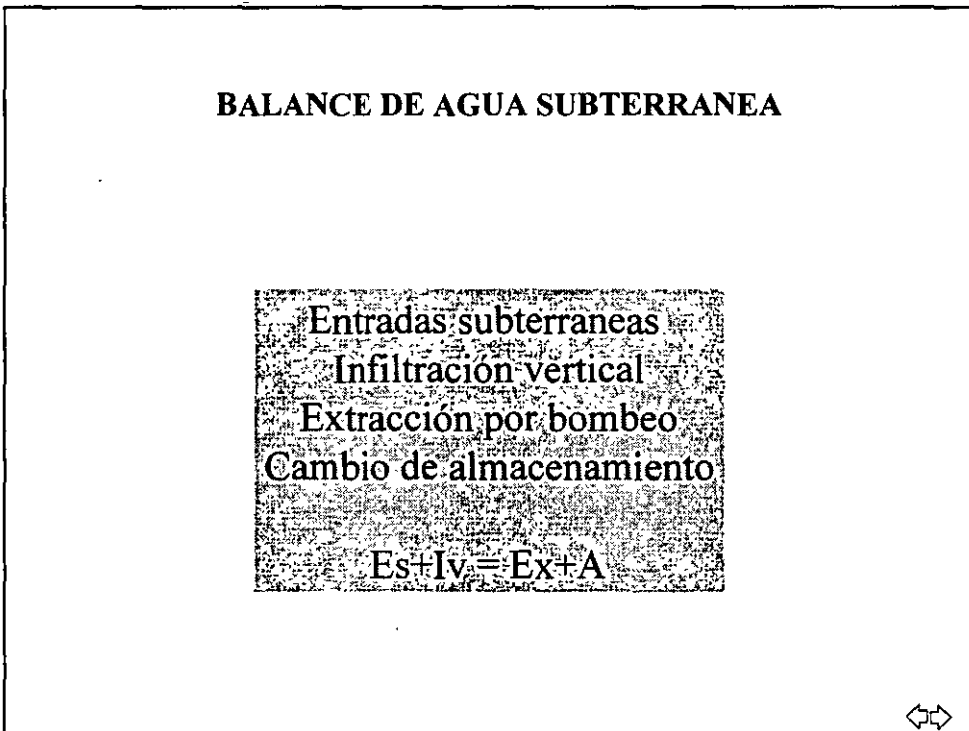
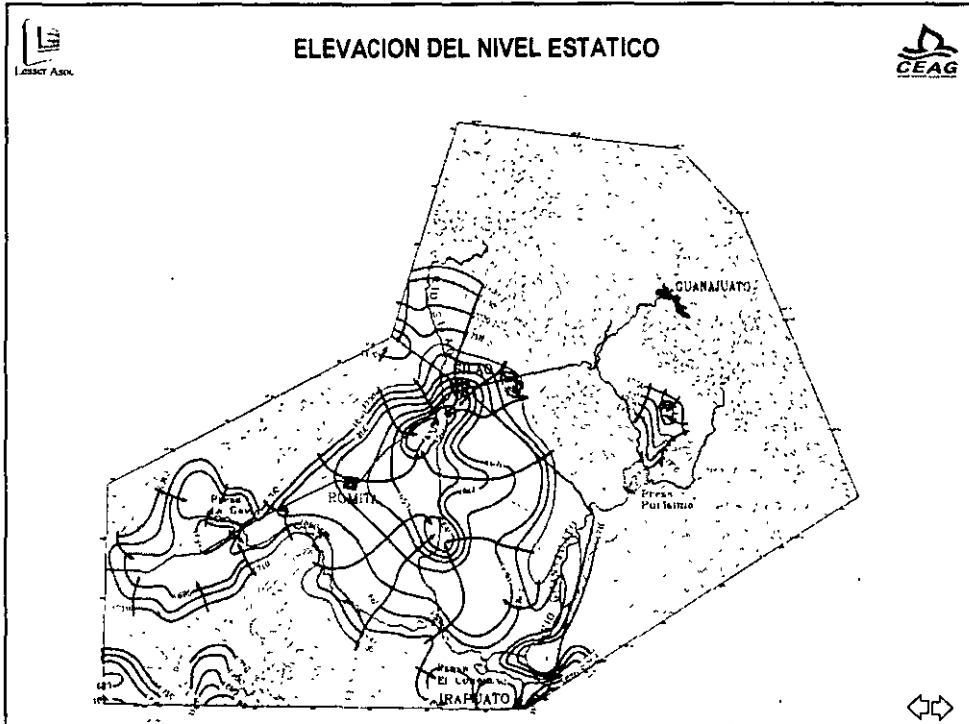










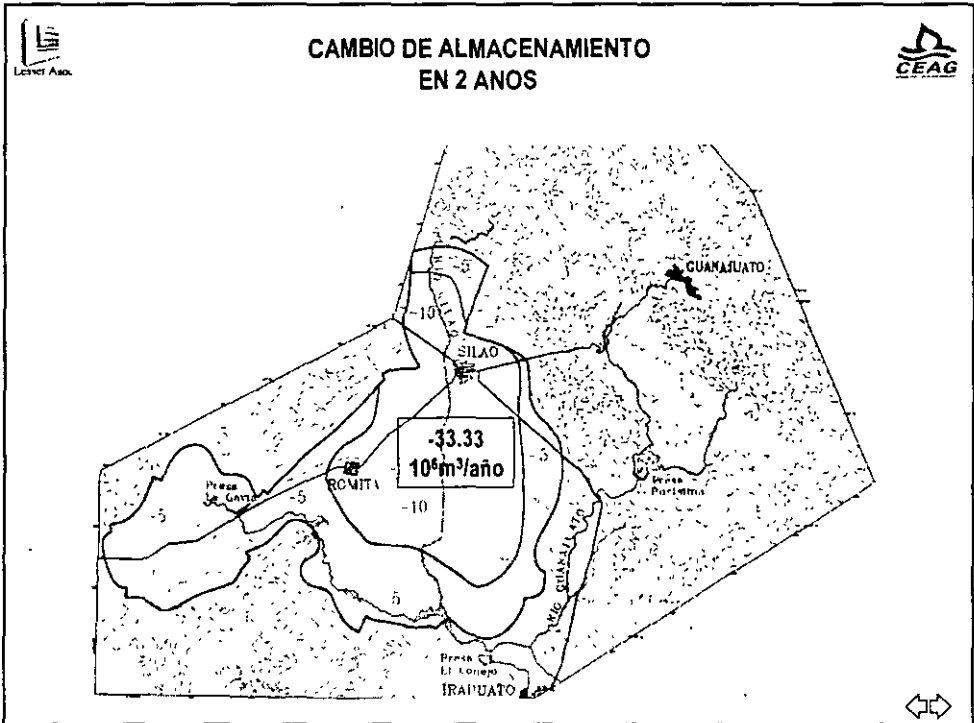




La extracción total de agua subterránea en el valle de Silao-Romita es de 409 millones de m<sup>3</sup>/año

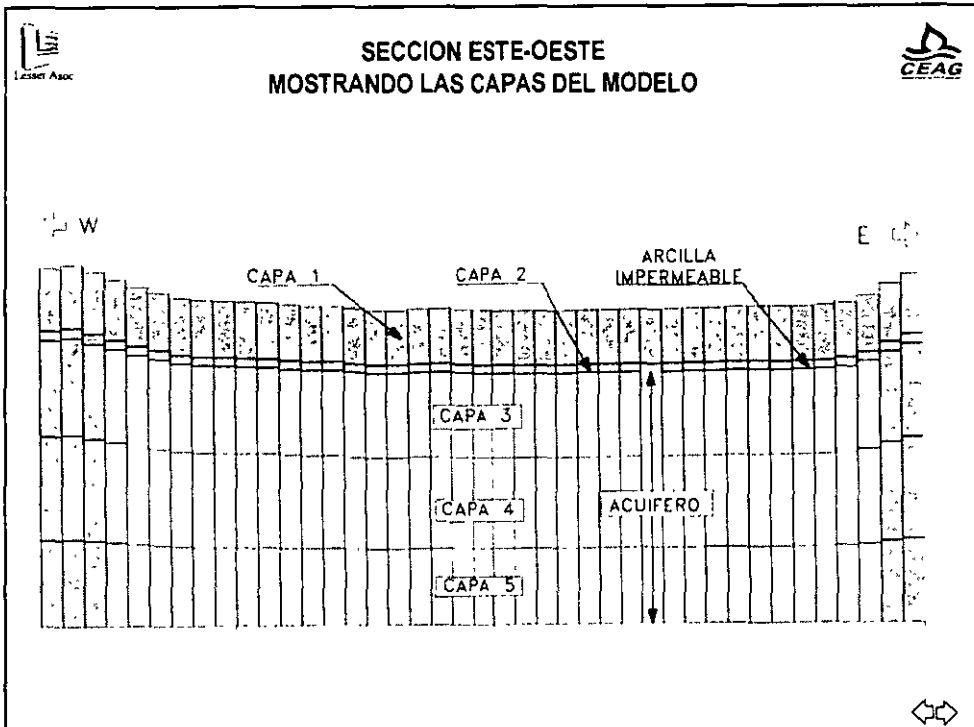
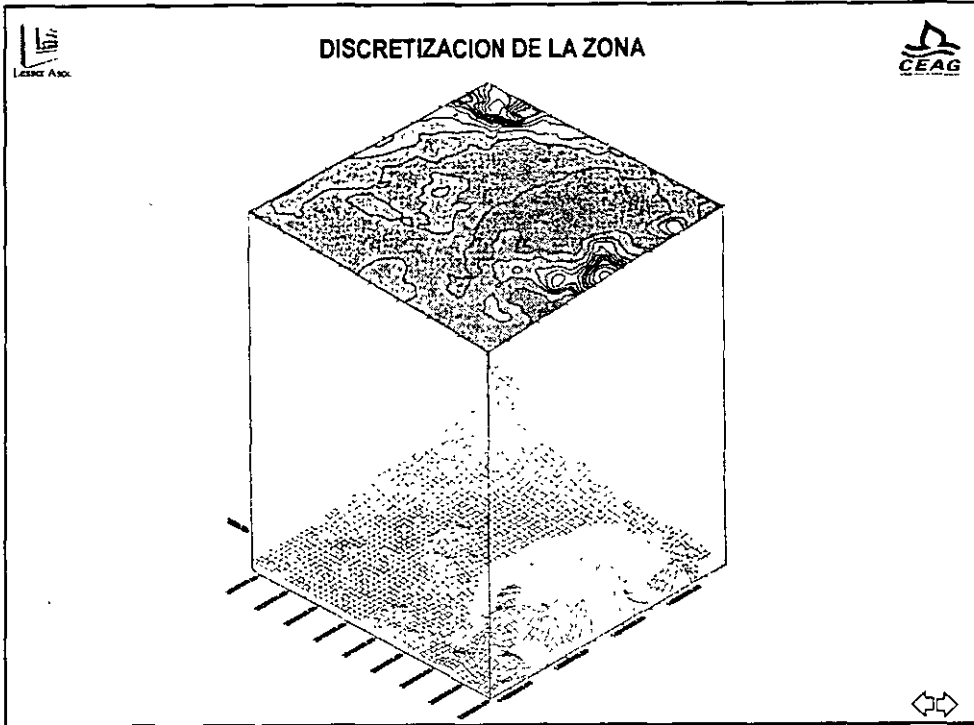
Extracción del acuífero profundo en el área de balance: 305.4 millones de m<sup>3</sup>/año

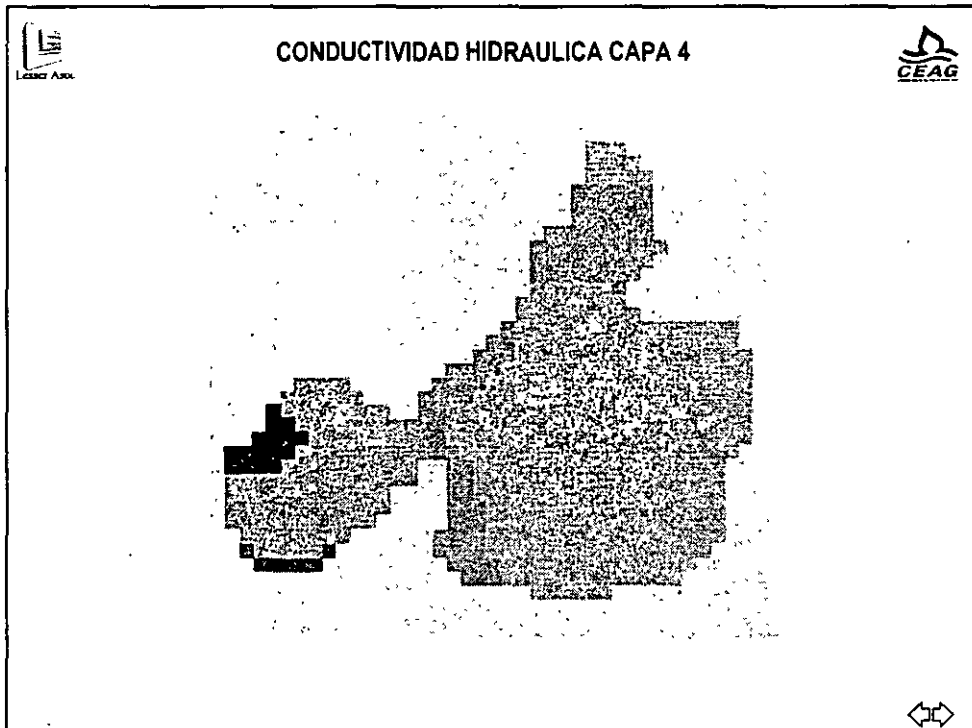
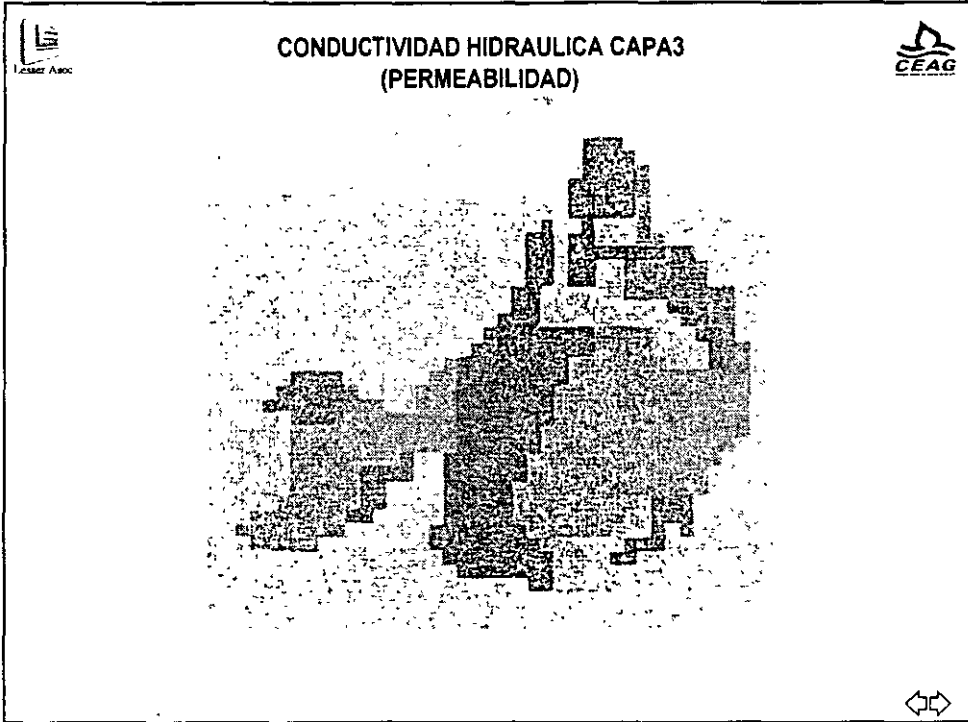




**CONOCIDAS LAS CARACTERISTICAS DEL ACUIFERO SE PROCEDE A LA FORMACION DEL MODELO MATEMATICO**

This slide contains the text: **CONOCIDAS LAS CARACTERISTICAS DEL ACUIFERO SE PROCEDE A LA FORMACION DEL MODELO MATEMATICO**. It includes the 'Luz del Aso' and 'CEAG' logos in the top corners and a double-headed arrow symbol in the bottom right.

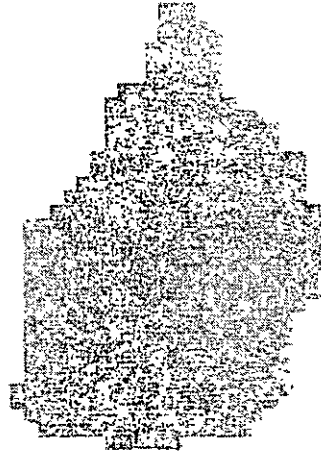




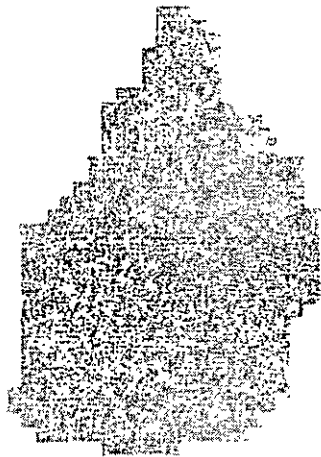


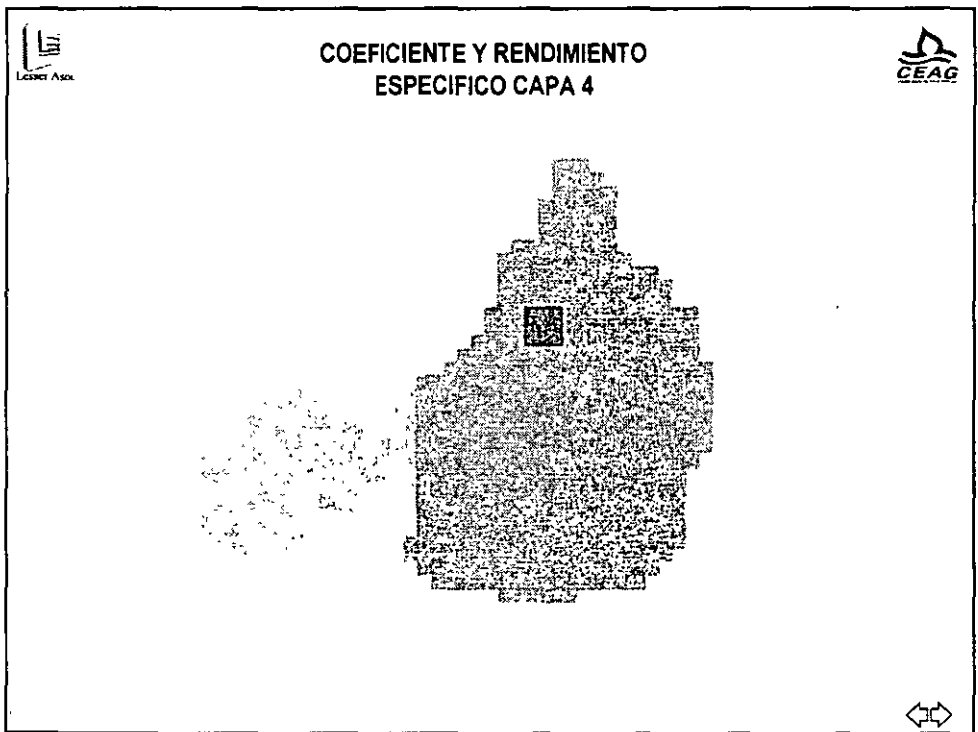
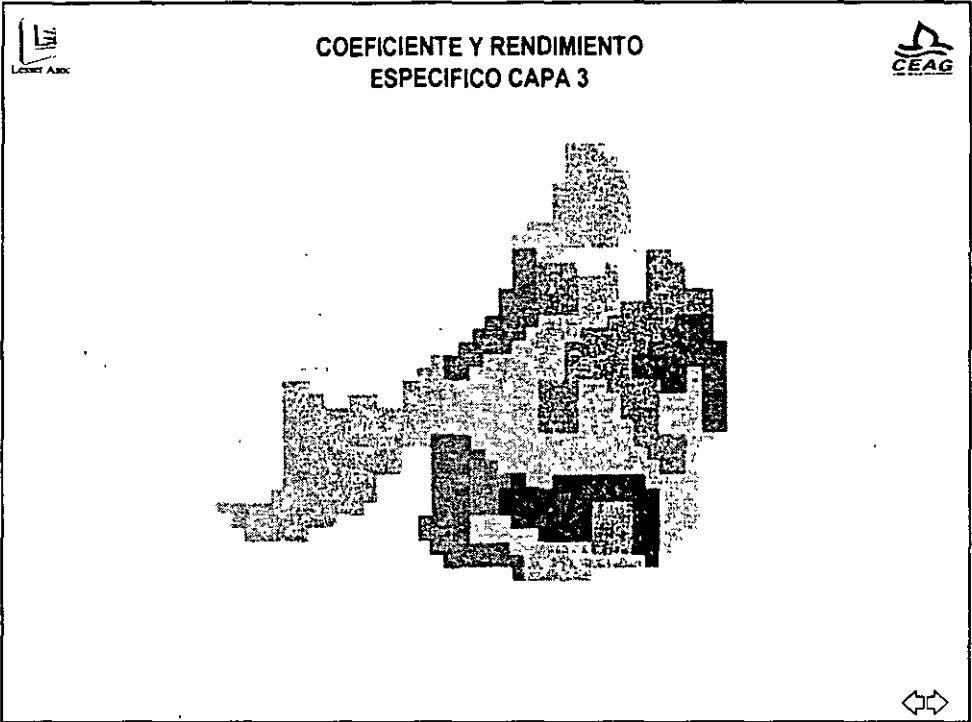


### CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA CAPA 5

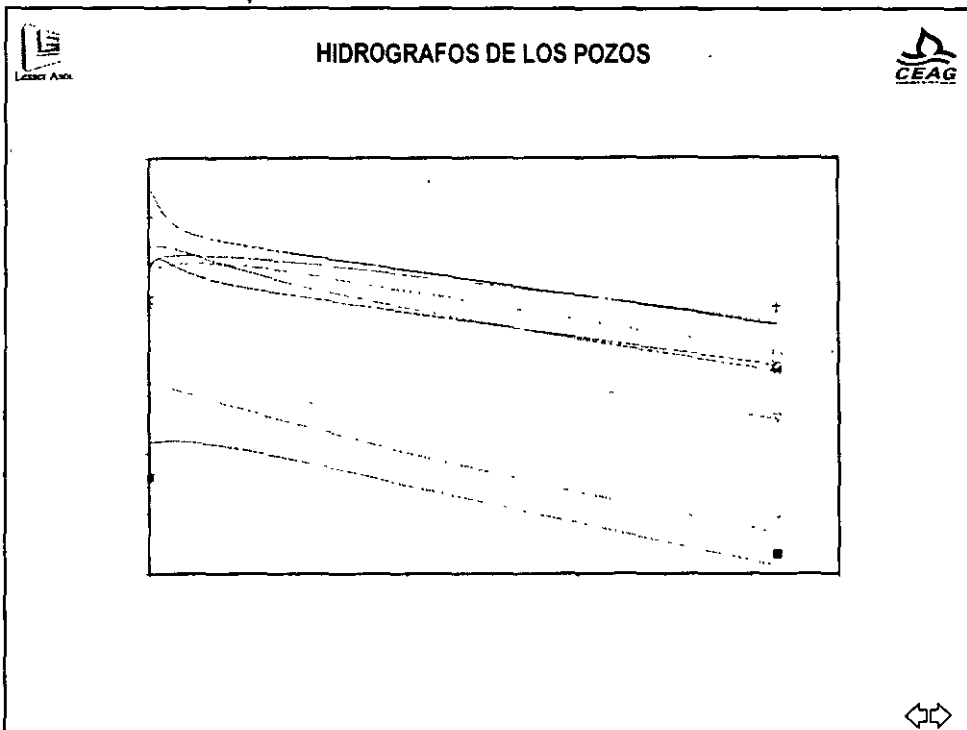
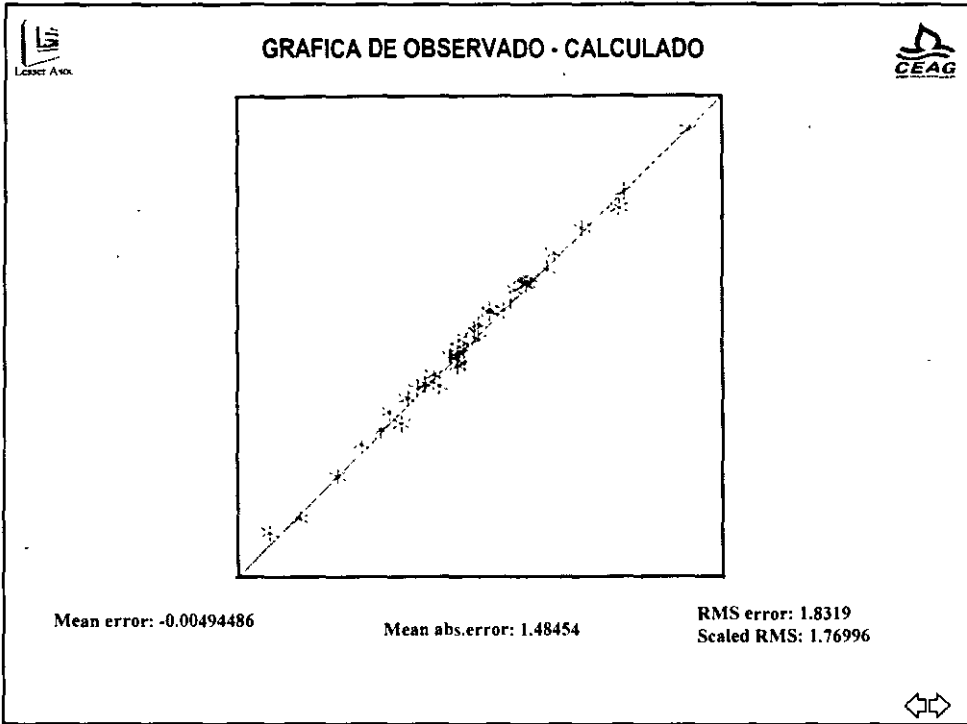


### CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA CAPA 5



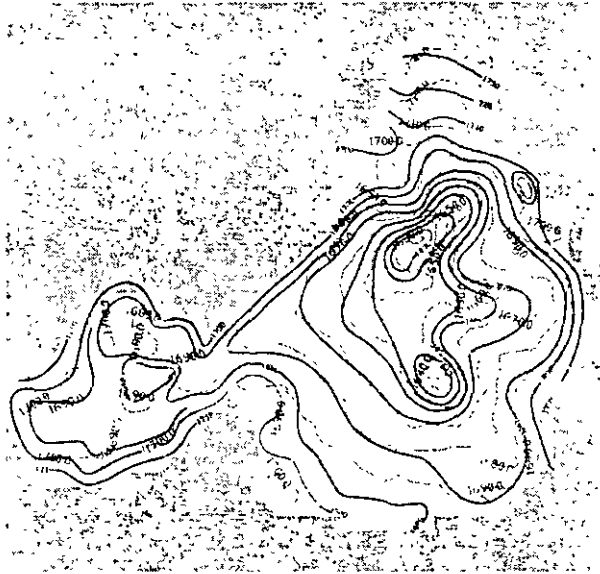








### COMPARACION DE VALORES FINALES OBSERVADO - CALCULADO





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS HIDROGEOLOGICAS DEL ACUIFERO DEL VALLE DE PENJAMO – ABASOLO, GTO.**

**EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

---

*RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS  
HIDROGEOLÓGICAS DEL ACUÍFERO  
DEL VALLE DE PÉNJAMO-ABASOLO, GTO.*

---

**CONTENIDO**

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN

CAPITULO 2.- GEOLOGÍA

CAPITULO 3.- HIDROGEOLOGIA

CAPÍTULO 4.- MODELO CONCEPTUAL Y BALANCE DE AGUA SUBTERRÁNEA

CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## **CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN**

### **1.1.- ANTECEDENTES**

El agua subterránea constituye un pilar del desarrollo agropecuario e industrial del Estado de Guanajuato y un reclamo de la sociedad. La Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado (CEASG), viene realizando la actualización de los estudios geohidrológicos de los acuíferos existentes en todo el estado, cuyo conocimiento y seguimiento se había detenido en los últimos años debido, entre otras cosas, a los problemas económicos por los que a atravesado el país. A partir del año de 1997. La CEASG reactivó los estudios geohidrológicos en el estado a fin de programar el manejo de los acuíferos. El presente corresponde al resumen de resultados de uno de dichos estudios, en este caso, para el Valle de Penjamo-Abasolo, elaborado por la Compañía Lesser y Asociados, S.A. de C.V mediante el contrato CEAS/APA/GTO/97-01, con una duración de 12 meses.

El informe completo puede ser consultado en el CEASG, Autopista Guanajuato-Silao, Km 1. Guanajuato, Gto.

### **1.2.- OBJETIVOS**

Los principales objetivos del presente trabajo fueron:

**Conocer la cantidad de aprovechamientos de agua subterránea existentes y su volumen de extracción.**

**Realizar un balance del agua subterránea.**

**Aplicar un modelo matemático del acuífero y (a través de él) elaborar un proyecto de manejo del agua subterránea.**

Los alcances del trabajo fueron los siguientes:

- a).- Actualizar el censo de pozos del acuífero.
- b).- Determinar las principales estructuras geológicas que controlan el almacenamiento y flujo del agua subterránea.
- c).- Conocer la superficie piezométrica del acuífero.
- d).- Determinar las características hidráulicas del acuífero.
- e).- Cuantificar y delimitar las zonas de recarga/descarga del acuífero.
- f).- Definir los volúmenes de extracción y proponer las zonas que requieran de protección.
- g).- Determinar las condiciones actuales de explotación del acuífero.
- h).- Realizar un balance hidrogeológico del acuífero.
- i).- Predecir el comportamiento del acuífero.
- j).- Representar el acuífero mediante un modelo matemático.
- k).- Determinar la posible disponibilidad adicional de agua subterránea.



RESUMEN DE DATOS HIDROGEOLOGICOS DEL ACUIFERO  
DE PENJAMO-ABASOLO, GTO

- l).- Determinar la calidad del agua subterránea.
- m) - Proponer políticas y estrategias para administrar los recursos hidráulicos.

### 1.3.- LOCALIZACIÓN

El Valle de Pénjamo-Abasolo se localiza en la parte centro-sureste del Estado de Guanajuato entre los paralelos 20° 10' y 20° 39' de latitud norte y los meridianos 101° 22' y 102° 02' de longitud oeste. Incluye principalmente a los municipios de Pénjamo, Abasolo, Cuernavaca, Pueblo Nuevo e Irapuato y abarca 3425 kilómetros cuadrados.

El valle en estudio se encuentra limitado al norte y noroeste por la Sierra de Pénjamo al noreste por la Sierra de El Veinte, al sur por las sierras de Tacubaya y Abasolo.

## **CAPITULO 2.- GEOLOGÍA**

### **3.1.- GEOLOGÍA GENERAL**

La zona estudiada forma parte del eje neovolcánico caracterizado por existir numerosos volcanes. Las sierras se encuentran constituidas por lavas y tobas tanto de composición basáltica y Edad Cuaternaria como riolitas del Terciario. Los valles corresponden a zonas planas donde se presentan acumulaciones de sedimentos lacustres del Terciario y aluviones del Cuaternario.

Se encuentran fallas de gran magnitud entre las que destacan aquellas que dan forma a los gravens de Numarán y Penjamo-Abasolo, así como al horst de Tacubaya.

Fallas y fracturas de menor magnitud se encuentran afectando a las rocas volcánicas que constituyen a las sierras.

### **2.2.- ESTRATIGRAFÍA**

Las rocas y materiales de la zona en estudio presentan edades que van del Terciario al Reciente. Han sido descrita informalmente en algunos trabajos y la denominación aquí presentada fue obtenida del estudio realizado por Ariel Construcciones (1991), con modificaciones realizadas por esta Empresa. Los contactos geológicos se basaron en la carta topográfica del INEGI y se incluyen en la figura 2.1.

A continuación se describen las unidades de roca, cuya posición estratigráfica se muestra en la figura 2.2

#### **2.2.1.- BASAMENTO.-**

No aflora ni ha sido detectado mediante perforaciones. De acuerdo a la estratigrafía de la región, corresponde al Conglomerado Rojo de Edad Terciaria y/o a sedimentos de calcareos del Cretácico.

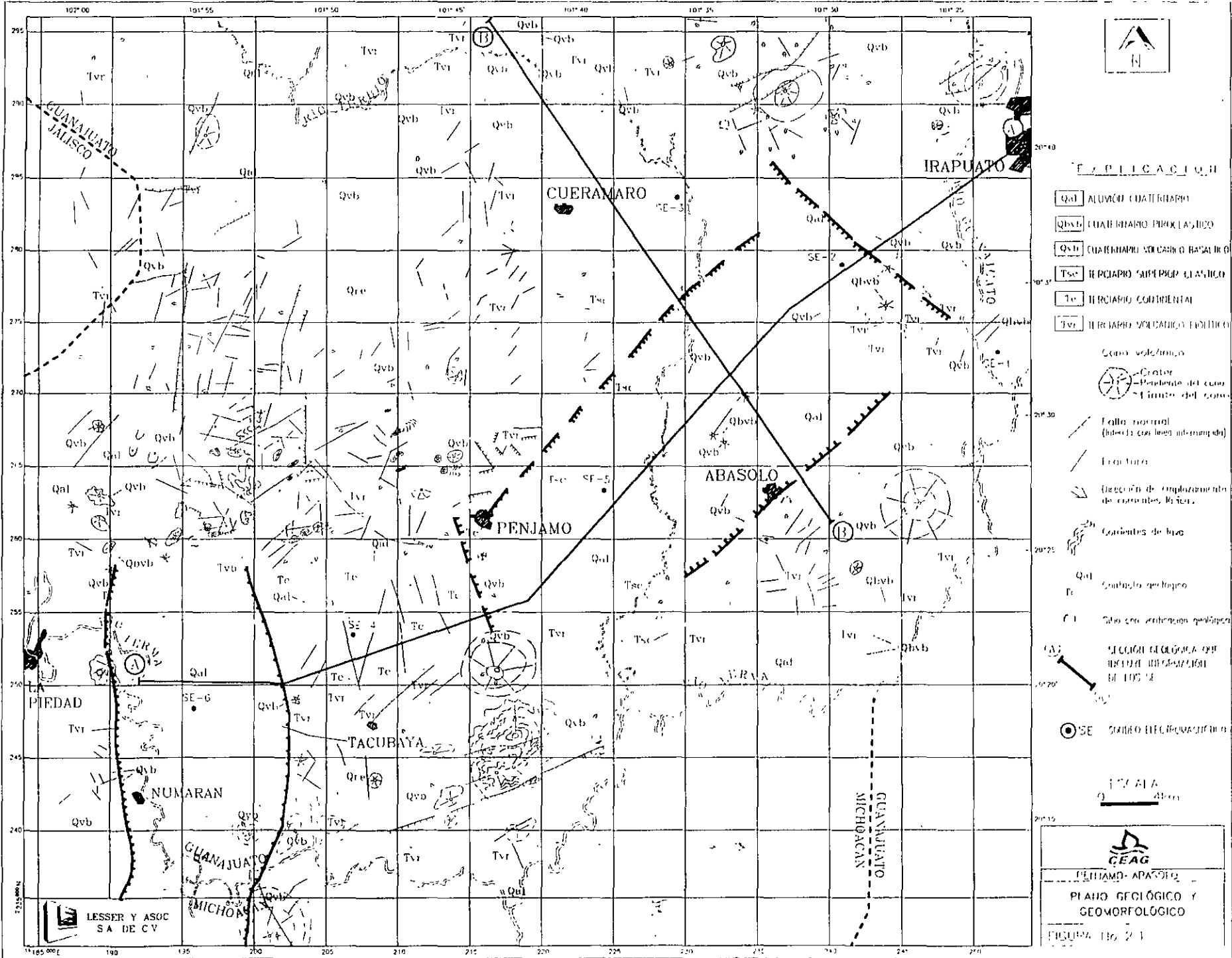
#### **2.2.2.- TERCIARIO VOLCANICO RIOLITICO (Tvr).-**

Corresponde a una serie de rocas volcánicas estrusivas de composición riolitica que constituyen el núcleo de las principales sierras. Sus mayores afloramientos se encuentran sobre el oriente y sur de la Sierra de Pénjamo. Incluyen riolitas, ignimbritas, tobas y vidrios. Presentan coloraciones variadas, predominando tonalidades marrones y rojizas.

En diversas perforaciones efectuadas se ha detectado a esta unidad riolitica en el subsuelo donde se caracteriza por formar acuíferos de buen rendimiento además de tener la particularidad de contener agua termal, generalmente entre 30 y 40°C.

#### **2.2.3.- TERCIARIO CONTINENTAL (Te)**

Corresponde a sedimentos de origen lacustre entre los que se incluyen lutitas, margas, calizas y areniscas calcareas, generalmente de colores blanquesinos. Su estratificación y consolidación es muy variable.



encontrándose zonas donde los estratos se encuentran bien definidos y su consistencia es compacta; sin embargo, hacia otras zonas se llegan a encontrar prácticamente delesnables y a perder o dificultar la observación de los estratos. Esta unidad sedimentaria lacustre ha sido estudiada por varios autores. Presenta continuidad hacia gran parte del centro de la República Mexicana. Estratigráficamente se encuentra sobreyaciendo o interdigitada con riolitas del Terciario y cubierta por rocas volcánicas o materiales granulares del Cuaternario. Estudios palinológicos realizados por la exSARH, le asignaron una edad del Terciario inferior y medio.

#### **2.2.4.- Terciario Superior Continental (Tsc)**

Corresponde a una serie de materiales granulares que incluyen gravas, arenas y arcillas, y que en parte se encuentran semiconsolidadas formando un conglomerado. Afloramientos de esta unidad se encuentran principalmente en el flanco sur-este de la Sierra de Pénjamo. Se considera a esta unidad más nueva que los sedimentos terciarios descritos en el párrafo anterior (Tc) y más antiguos que los basaltos cuaternarios (Qvb), aunque no existen mediciones de su edad. Se le ha asignado al Terciario Superior. En perforaciones se encuentra interdigitada en su base con basaltos compactos.

#### **2.2.5.- Cuaternario Volcánico Basáltico (Qvb)**

Corresponde a materiales del Cuaternario que se encuentran formando aparatos volcánicos, así como en forma de corrientes lávicas. Incluye principalmente a basaltos vesiculares de color negro, en ocasiones vesiculares y fracturados y en otras compactos. Intercalados se encuentran tezontles, tobas y vitrófidos. Constituyen uno de los afloramientos de mayor extensión en la zona de trabajo. Forman casi en su totalidad a la Sierra del Veinte, a la mayor parte de la Sierra de Pénjamo en su extremo noroeste, a la Sierra de Tacubaya y a la mitad oriental de la Sierra de Abasolo.

#### **2.2.6.- Cuaternario Aluvial (Qal)**

Esta unidad esta formada por gravas, arenas y arcillas con bajo grado de compactación, presenta espesores reducidos y se encuentra ampliamente distribuida en el valle. En general se considera permeable propiciando la infiltración vertical en la medida que su contenido arcilloso lo permita.



### **CAPITULO 3.- HIDROGEOLOGÍA**

#### **3.1.- CENSO DE APROVECHAMIENTOS DE AGUA SUBTERRÁNEA**

Se realizó un barrido de la zona de trabajo mediante el cual se detectaron los aprovechamientos de agua subterránea existentes. Durante los recorridos de campo se obtuvieron las características constructivas y de operación de cada uno de los aprovechamientos, cuyos datos se presentan tanto en forma digitalizada en una base de datos, como en las tablas que constituyen el anexo 1 del informe principal. Se les asignó un número progresivo al que se le antepuso la letra L. Cada sitio censado se marcó en el campo con pintura y se obtuvo de él una fotografía. El album fotográfico se presentó en 5 carpetas. De cada aprovechamiento se obtuvieron los datos siguientes: El o los números de identificación que han sido utilizados en otros trabajos y que se encontraban marcados en el campo. El lugar, municipio, nombre del propietario, nivel estático, profundidad total, diámetro de descarga, diámetro de ademe, año de perforación, diámetro y longitud de la columna del equipo, potencia del motor, tipo de descarga, cultivo, superficie regada, uso del agua, régimen de operación, carta INEGI en que se ubica, tipo de equipo de bombeo y observaciones generales. Asimismo, se midió el nivel estático y/o el nivel dinámico, el caudal de extracción, la localización geográfica del pozo, el pH, temperatura, conductividad eléctrica, y el potencial redox del agua.

Se censaron un total de 2926 aprovechamientos de agua subterránea que fueron identificados con una numeración que va del L-1 al L-2926. De los aprovechamientos censados 2769 corresponden a pozos, 152 a norias y 5 a manantiales (figuras No. 3.1 y 3.2).

De los 2926 aprovechamientos 2519 se encuentran activos y el resto inactivos. De los inactivos, 24 se encuentran en perforación, 74 en rehabilitación o cambio de equipo de bombeo, 158 se encuentran abandonados y 151 no operan por diferentes razones, en algunos casos por problemas mecánicos del equipo y en otros por problemas constructivos.

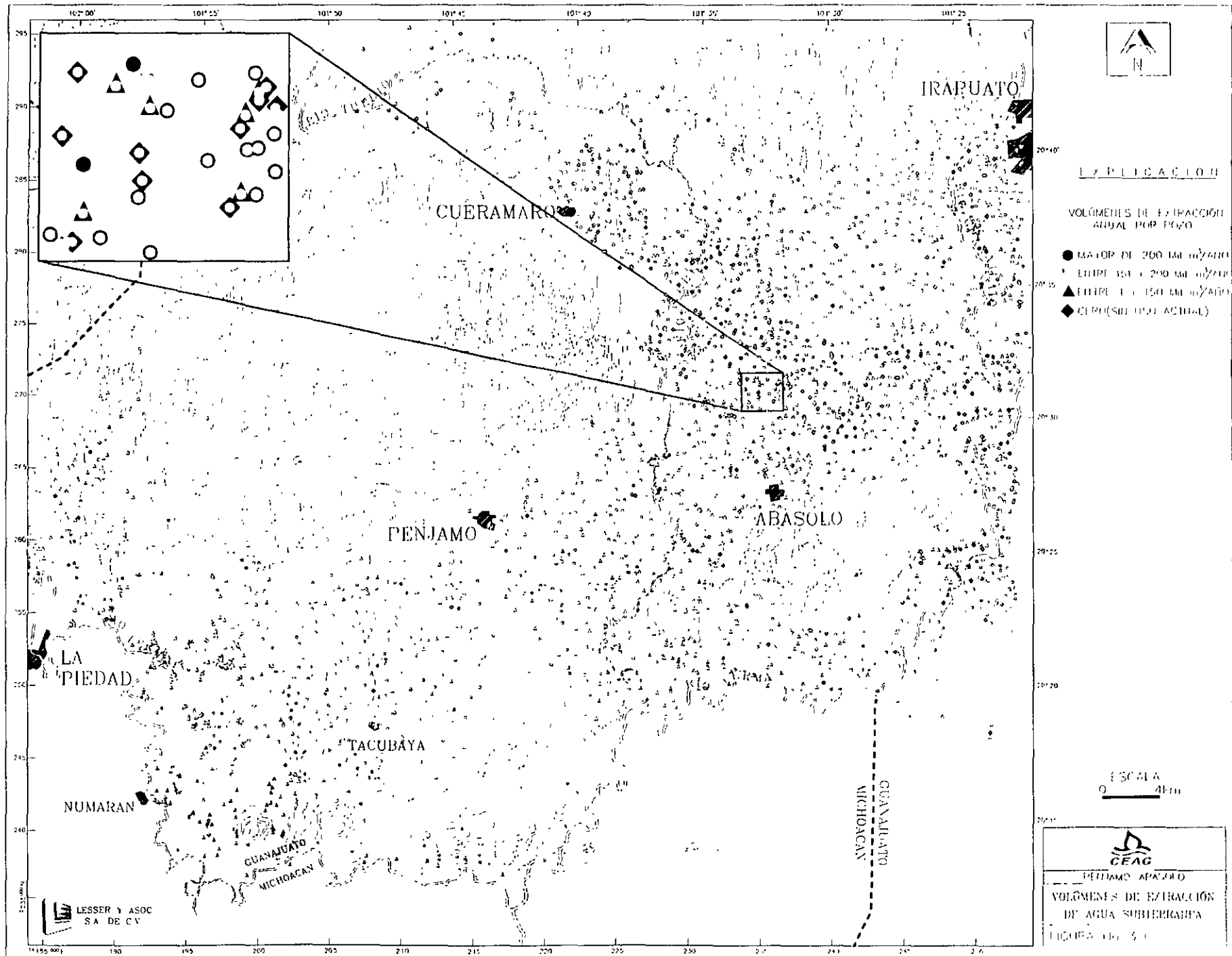
Del total de los aprovechamientos activos, 2099 se utilizan para la agricultura, 309 para agua potable, 36 en la industria y 75 en abrevadero (figura No. 3.2).

Por lo que respecta a la clasificación por caudales de extracción, 715 aprovechamientos extraen caudales entre 31 y 60 lps; 1382 rinden entre 6 y 30 lps; en 227 aprovechamientos el caudal es menor de 5 lps y; en 195 es mayor de 61 lps.

Los aprovechamientos que se encontraban equipados se clasificaron de acuerdo a su diámetro de descarga; 125 tienen menos de 2", 2104 entre 3 y 6" y en 457 la descarga es mayor de 7".

#### **3.2.- VOLÚMENES DE EXTRACCIÓN**

Para cada uno de los aprovechamientos inventariados se calculó el volumen de extracción tomando en cuenta el caudal y el tiempo de operación, obtenidos durante el censo. Los registros y cálculos se incluyen en las hojas de censo (anexo 1 del informe original) Se llevo a cabo una clasificación de los pozos de acuerdo a su volumen de extracción. Por una parte, los que presentan volúmenes de extracción mayores de



200,000 m<sup>3</sup>/año, observándose que se encuentran principalmente alrededor del poblado de Tacubaya, sobre la margen derecha del Río Turbio a la altura de Pénjamo, y en el norte de la zona de trabajo en una franja entre Cuerámara y Pueblo Nuevo.

Por otra parte, se diferenciaron los pozos que presentan volúmenes reducidos de extracción de agua subterránea, entre 1 y 150,000 metros cúbicos anuales. Se marcaron estos pozos con un triángulo observándose que predominan en el valle de Numarán y sobre la margen izquierda del Río Turbio al oriente de Abasolo.

Se marcó con un cuadrado a aquellos pozos que presentan un caudal de extracción intermedio entre los dos mencionados anteriormente y que corresponde al rango entre 151,000 y 200,000 m<sup>3</sup>/año. Estos pozos se encuentran principalmente al sur y suroeste de la Ciudad de Abasolo.

Finalmente, se marcaron con un rombo los pozos que se encuentran sin uso actual, observándose que la mayor parte de ellos se presenta en una franja alargada entre Cuerámara, Abasolo y Pueblo Nuevo

Se hace notar que el abatimiento de niveles ha provocado el agotamiento de los horizontes acuíferos *somero e intermedio*, obligando a los agricultores a profundizar sus pozos. Este efecto inició en la parte norte entre Cuerámara e Irapuato y avanza hacia el sur.

En la parte norte, alrededor de Guadalupe de Rivera, prácticamente todos los pozos existentes son profundos y presentan volúmenes de extracción altos. Al sur de Guadalupe de Rivera es donde se encuentra la franja donde existen un gran número de pozos que han dejado de operar en su mayor parte se encuentran abandonados y han sido sustituidos por pozos más profundos que rinden volúmenes de extracción altos. Continuando hacia el sur, en los alrededores de Abasolo, los volúmenes de extracción son reducidos Conforme los pozos presentan agotamiento, se reponen como "sustitución" a mayor profundidad.

La sustitución de pozos someros por pozos profundos, presenta una forma de ola que viene avanzando desde el norte para encontrarse actualmente a la altura de Abasolo y tender a circular hacia el sur, especialmente sobre la margen izquierda del Río Turbio.

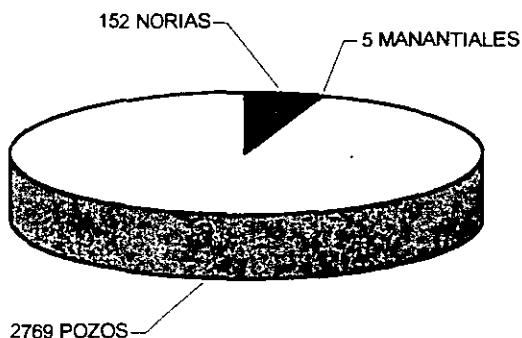
Se calculó el volumen de extracción de agua subterránea en cada pozo cuyos datos se presentan en las tablas del anexo 1. La extracción total para el año de 1998 fue de 721.2 millones de m<sup>3</sup>/año. En capítulos posteriores se describirá la extracción para el área de balance, la cual fue de 440.2 millones m<sup>3</sup>/año.

Los volúmenes de extracción de acuerdo al horizonte acuífero son: *somero* 18 millones de m<sup>3</sup>/año, *intermedio* 157 millones de m<sup>3</sup>/año y horizonte acuífero *profundo* 546 millones de m<sup>3</sup>/año.

De acuerdo a su uso, la extracción de agua del subsuelo asciende a 721.156 millones de metros cúbicos al año repartida como sigue: 673.017 en agrícola, 42.650 en potable, 2.265 en abrevadero y 3.222 en industrial, todos ellos en millones de metros cúbicos por año (figura 3.2)

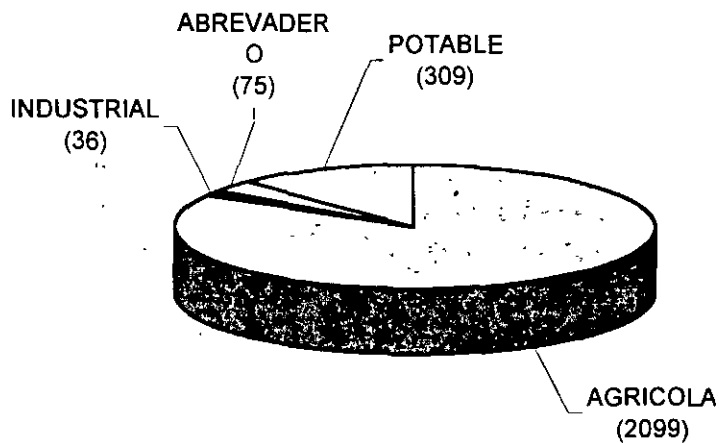


## APROVECHAMIENTOS DE AGUA SUBTERRANEA EN EL VALLE DE PENJAMO-ABASOLO



DATOS DE 1998

### CANTIDAD DE APROVECHAMIENTOS ACTIVOS DE ACUERDO A SU USO (2519)



### VOLÚMENES DE EXTRACCIÓN DE ACUERDO A SU USO

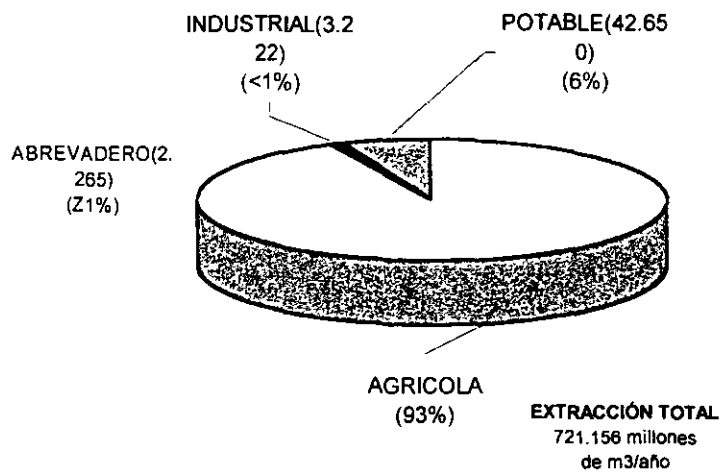


FIGURA 3.2

### 3.3.- CARACTERISTICAS HIDROGEOLOGICAS DE LAS FORMACIONES

Las unidades geológicas se pueden clasificar de acuerdo a su comportamiento para permitir la infiltración, circulación y almacenamiento de aguas subterránea en rocas permeables y rocas impermeables.

Las rocas y materiales cuaternarios correspondientes a los basaltos y los espesores superficiales de gravas, arenas y arcillas que se encuentran sobre los valles, se clasifican como permeables. Se encuentran en la parte superficial generalmente a alrededor de 40 metros de profundidad. Mediante cortes litológicos de pozos, se observó que en muchos sitios se encuentran sobreyaciendo a una capa de materiales arcillosos que ocasionan la formación de un nivel de aguas superficiales. Este efecto se comprobó con la profundidad total de muchos pozos, así como en la posición del nivel estático. Debido a lo anterior se diferenció e identificó dentro de esta capa a un horizonte acuífero denominado *somero* (figura 3.3).

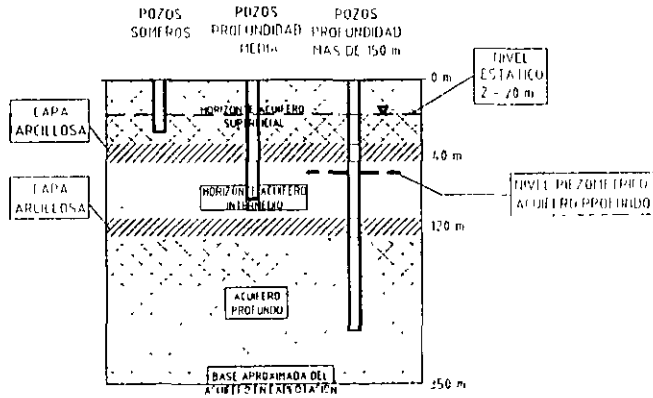
Entre los materiales de Terciario Superior continental predominan los sedimentos lacustres. Se les detectó en muchos sitios sobreyaciendo a basaltos compactos y/o arcillas que se comportan como impermeables. Estos materiales lacustres presentan permeabilidad y constituyen una zona acuífera denominada en el presente trabajo acuífero *intermedio*. Con profundidad hasta el horizonte arcilloso confinante de alrededor de 100 m.

La parte basal del Terciario Superior continental se encuentra constituida por basaltos fracturados y materiales granulares lacustres, ambos permeables. Estos, sobreyacen tanto a riolitas como a otros sedimentos arcillosos de permeabilidad variable y que en su conjunto constituyen un horizonte acuífero, denominado en el presente trabajo como acuífero *profundo*.

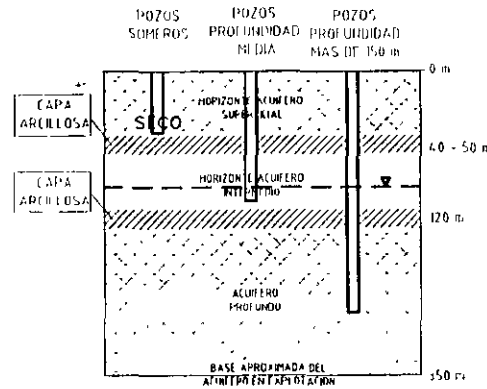
Los 3 horizontes acuíferos mencionados en los párrafos anteriores, correspondientes a acuífero *somero*, acuífero *intermedio* y acuífero *profundo*, presentan niveles piezométricos diferentes que los identifican a cada uno, cuya descripción a detalle se incluye en el capítulo de hidrología subterránea. El acuífero superficial es fácilmente identificable en el Valle de Numarán, donde existe un gran número de pozos de entre 10 y 20 metros de profundidad total con niveles estáticos a entre 4 y 6 metros de profundidad. Se identifica también en las cercanías de las principales corrientes superficiales. El acuífero intermedio fue el principalmente explotado en décadas anteriores (1970-1980) con pozos cuyas profundidades variaban entre 80 y 120 metros. En la década de los 80's cobro auge la veda que impedía la perforación de nuevos alumbramientos para disminuir el grado de sobreexplotación y evitar el abatimiento de los niveles. Es interesante hacer notar que los reglamentos de la veda permitían nuevas perforaciones siempre y cuando se alcanzaran profundidades totales del orden de 300 metros y se ademara y cementara la porción o mitad superficial del pozo, con el objeto de explotar solo el acuífero *profundo*, generalmente termal que ya se había detectado y proteger el principal acuífero en explotación, correspondiente al denominado en este trabajo como *intermedio*.

Actualmente la explotación del acuífero *intermedio* ha ocasionado su abatimiento casi total, lo que ha obligado a la sustitución por pozos más profundos.

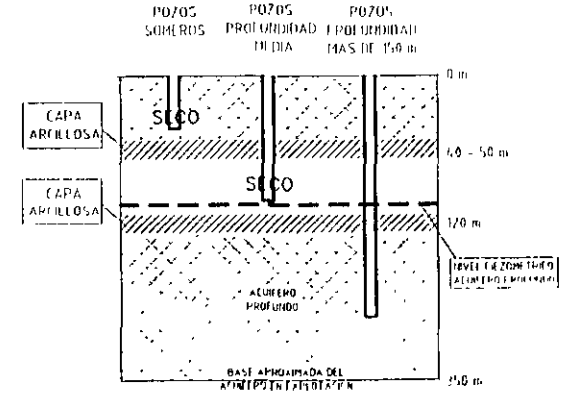
ACUIFERO SOMERO  
TIPICO DEL VALLE DE NUMARAN









ACUIFERO INTERMEDIO  
TIPICO DE LA ZONA NORTE






ACUIFERO PROFUNDO



-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS SOMEROS REPRESENTAN AL HORIZONTE ACUIFERO SUPERFICIAL
-  REPRESENTA EL HORIZONTE ACUIFERO INTERMEDIO
-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS PROFUNDOS REPRESENTAN AL ACUIFERO PROFUNDO

-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS SOMEROS REPRESENTAN AL HORIZONTE ACUIFERO SUPERFICIAL
-  REPRESENTA EL HORIZONTE ACUIFERO INTERMEDIO
-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS PROFUNDOS REPRESENTAN AL ACUIFERO PROFUNDO

-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS SOMEROS REPRESENTAN AL HORIZONTE ACUIFERO SUPERFICIAL
-  REPRESENTA EL HORIZONTE ACUIFERO INTERMEDIO
-  ZONA CON NIVELES ESTATICOS PROFUNDOS REPRESENTAN AL ACUIFERO PROFUNDO

### 3.4.- PRUEBAS DE BOMBEO

La prueba de bombeo consiste en la observación de las fluctuaciones del nivel piezométrico en un pozo durante el abatimiento o recuperación producido por el bombeo

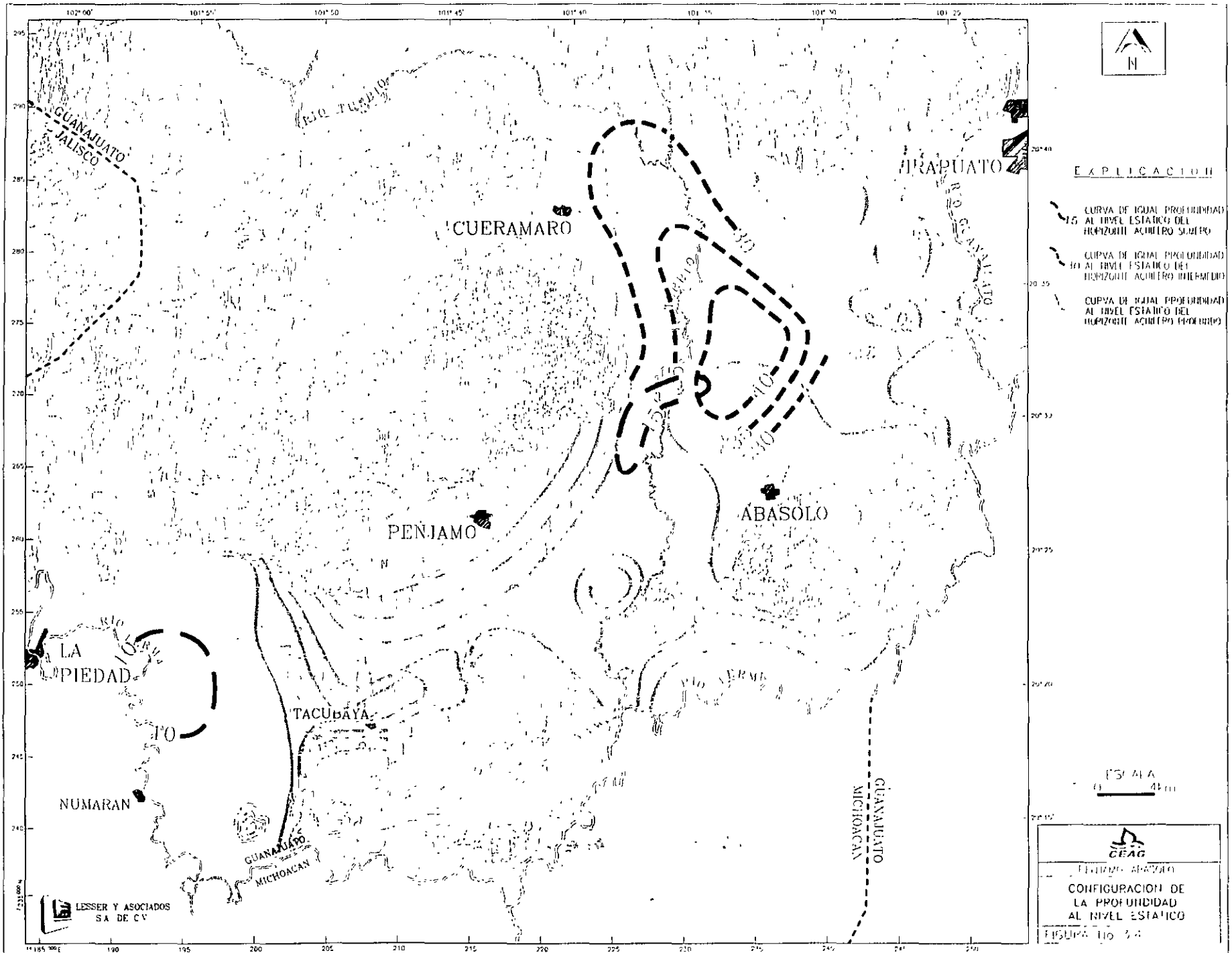
Al iniciarse el bombeo en un pozo, el nivel del agua sufre un abatimiento el cual es mayor en el propio pozo y decrece conforme aumenta la distancia. La fuerza que induce a que el agua se mueva hacia el pozo, es el gradiente que se genera entre las cargas hidráulicas del propio pozo y las próximas a él. El agua fluye a través del acuífero aumentando su velocidad conforme se acerca al pozo. La Ley de Darcy expresa que en un medio poroso el gradiente hidráulico es directamente proporcional a la velocidad. El abatimiento en la superficie piezométrica forma un cono de depresión, cuyo tamaño y forma dependen del caudal, tiempo de bombeo y características del acuífero. El objetivo principal de las pruebas de bombeo es estimar las características hidrodinámicas de la formación acuífera como son transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento. También se pueden llegar a definir el tipo de acuífero, la existencia de barreras laterales, recarga de ríos o manantiales, radio de influencia del pozo, factor de infiltración y predicción del comportamiento de los niveles piezométricos. Con las observaciones realizadas se construye, la gráfica de variación del nivel dinámico en relación al tiempo.

Los valores de transmisibilidad obtenidos van de  $70 \times 10^{-3}$  a  $0.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{seg}$ . Datos obtenidos del trabajo CEAG, 1998.

### 3.5.- PIEZOMETRÍA

Se utilizaron las mediciones efectuadas en mayo del 2000 las cuales fueron interpretadas y configuradas, lo que permitió complementar la red de pozos de monitoreo. Es importante mencionar el método de trabajo seguido ya que, en base a ello, se puede calificar la precisión de los resultados. En algunas zonas se llega a contar con pocos datos, por lo que la precisión de los resultados será baja. En contraste, ciertos valles han llegado a contar con mediciones suficientes, distribución adecuada y niveles válidos a fin de que sean representativos de un mismo horizonte acuífero. Por ello, a continuación se describen los datos seguidos para el trazo e interpretación de las curvas piezométricas

- (1) Se vaciaron sobre un plano los valores de profundidad al nivel estático medidos en mayo del 2000.
- (2) Se vaciaron sobre el mismo plano, las cotas de brocales y la elevación del nivel estático.
- (3) Se analizaron los valores mencionados en los puntos anteriores, lo cual permitió detectar sitios con cota de brocal errónea, así como niveles estáticos extraños.
- (4) Las cotas erróneas fueron corregidas.
- (5) Los niveles estáticos extraños fueron verificados en el campo.
- (6) En algunos casos, se llegaron a detectar 2 horizontes acuíferos, uno superficial y otro profundo, lo cual se tomó en cuenta para la selección de los puntos utilizados para la configuración.
- (7) Existían zonas de datos, donde se llevaron a cabo visitas de campo adicionales, lo cual permitió definir en una forma más completa la red piezométrica.



Las configuraciones construidas se realizaron en forma manual, aplicando lógica elemental y criterio geohidrológico. En ningún caso se utilizaron paquetes de cómputo para el trazo de configuraciones mecánicas.

En el año de 1998 se estableció una red de pozos piloto. A partir de 1999, la CEAG realiza mediciones piezométricas semestrales (J.A. Trujillo).

### 3.6.- PROFUNDIDAD AL NIVEL ESTÁTICO

La profundidad al nivel estático se midió en un gran número de aprovechamientos durante el inventario realizado, así como en visitas posteriores para la realización de la piezometría y pruebas de bombeo

Se hace notar que la zona presenta un desarrollo agrícola intensivo en el que, durante la temporada de estiaje, la gran mayoría de los pozos se encuentran en operación continua, lo que dificulta la obtención de niveles estáticos.

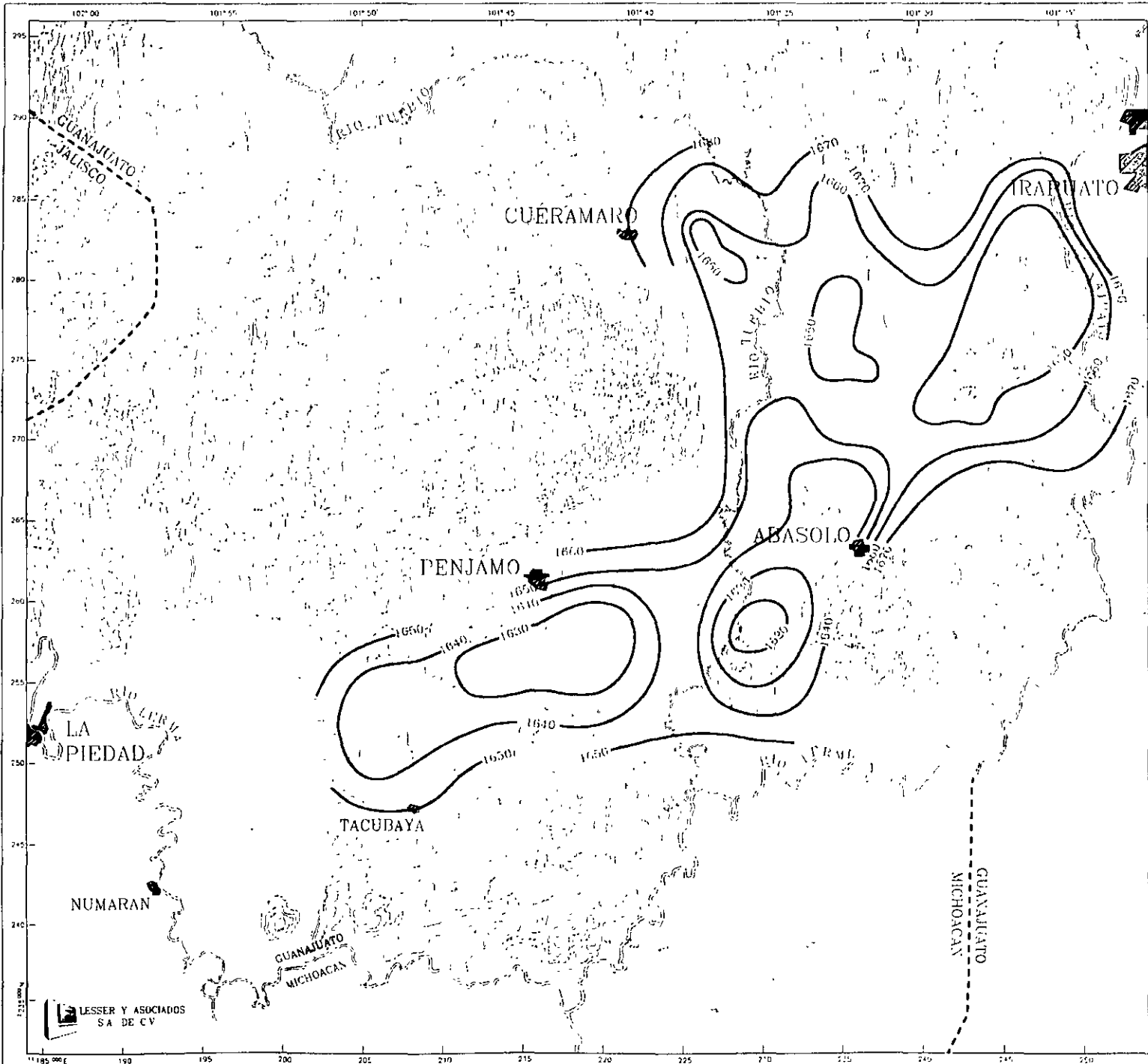
La profundidad al nivel estático se vació sobre un plano de localización en el que fue necesario hacer una diferenciación de acuerdo al horizonte acuífero al que representan, ya sea *somero*, *intermedio* o *profundo* (figura 3.4). A continuación se describen las profundidades de cada horizonte.

Existen sitios donde los pozos tienen profundidades de alrededor de 50 metros los que presentan niveles estáticos del orden de 20 metros. En varios sitios junto a estos pozos se han construido otros a mayor profundidad, en los que se detectan los niveles correspondientes a los horizontes acuíferos *intermedio* y *profundo*. Ejemplos de ello lo constituyen los pozos 166 y 953, ubicados sobre la carretera Cuernavaca-Irapuato, antes de su cruce con la vía del ferrocarril. El pozo 166 tiene una profundidad total de 60 metros y un nivel estático a 17 metros; el pozo 953 ubicado a 600 metros al oeste del anterior, tiene una profundidad total de 250 metros y un nivel estático a 89 metros de profundidad.

Otro ejemplo corresponde al pozo 2261 y su reposición ubicada a 10 metros de distancia. Se localiza en el cruce del ferrocarril con la carretera a San Gregorio cerca del Río Turbio. El pozo antiguo tiene una profundidad total de 100 metros y un nivel estático a 19 metros de profundidad. Su reposición ubicada a 10 metros de distancia tiene una profundidad total de 250 metros y un nivel estático a 58 metros. Este último corresponde al pozo de abastecimiento de la estación Corralejo.

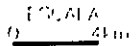
De manera similar se pueden encontrar un gran número de situaciones semejantes, como por ejemplo el pozo 1267 que representa al acuífero *somero* y junto a él el pozo 1128 que representa al acuífero *intermedio*. El pozo 1267 tiene una profundidad del orden de 50 metros y un nivel estático de 16 metros; el pozo 1128 alcanzó 100 metros y su nivel se establece a los 40 metros.

Un ejemplo más, se tiene entre los pozos 2351 del acuífero somero y 2514 del acuífero profundo, ubicados junto al Río Turbio al oeste de Abasolo. El pozo 2351 tiene un nivel a 8 metros de profundidad mientras que el pozo 2514 presenta el nivel estático a 73 metros de profundidad. El pozo 2351 tiene 16 metros de profundidad, mientras que el pozo 2514 tiene 200 metros de profundidad total.



**EXPLICACION**

CURVAS DE IGUAL ELEVACION DEL NIVEL ESTADICO EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAM



ESTUDIO ABASOLO  
 LEVACION DEL NIVEL ESTADICO ACUifero INTERMEDIO  
 FIGURA No 3

LESSER Y ASOCIADOS S.A. DE C.V.

RESUMEN DE DATOS HIDROGEOLOGICOS DEL ACUIFERO  
DE PENJAMO-ABASOLO, GTO

Una vez analizados cada uno de los pozos y separados de acuerdo al acuífero que representan, se trazaron configuraciones que se presentan en el plano 7.5. Por lo que respecta al horizonte *somero*, este incluye datos que permitieron el trazo de curvas exclusivamente en los alrededores del poblado y estación de ferrocarril Corralejo, donde se marcó la curva 15 metros de profundidad. Por lo que respecta al acuífero *intermedio*, éste se detectó y configuró en la parte central norte del Valle de Pénjamo-Abasolo donde se marcaron las curvas de 35 y 40 metros de profundidad.

En relación al acuífero profundo, este se detecta en prácticamente todo el valle, presentando una profundidad al nivel estático entre 60 y 100 metros. Los valores menores se encuentran en los alrededores de Cuerámara, donde tiende a confundirse el acuífero *profundo* con el *intermedio*. Su presencia es clara en el resto del valle siendo factible el trazo de curvas

Por lo que respecta al Valle de Numarán, éste presenta condiciones geohidrológicas diferentes al Valle de Pénjamo. Por una parte, esta zona recibe agua para riego del Río Lerma. El nivel estático se encuentra a profundidades de entre 2 y 20 metros, siendo representativas del horizonte el acuífero *somero* (Figura 7.2). Existen un gran número de pozos someros con caudales de extracción reducidos que, junto con las aguas superficiales procedentes del río, cubren las necesidades de agua de la zona, razón por la que no ha existido necesidad de explotar a mayor ritmo las aguas subterráneas, lo que ha permitido conservar un nivel estático somero y aparentemente similar al que hace 40 años prevalecía en el Valle de Pénjamo-Abasolo.

En la zona occidental correspondiente al Valle de Numarán, el nivel estático se encuentra somero, a profundidades de entre 2 y 20 metros. Dentro de la figura 3.3 se marca el rango de profundidad por zonas: para los pozos ubicados en la parte norte del valle de Numarán el nivel se encuentra entre 2 y 8 metros de profundidad; en la parte central entre 4 y 20 metros y en la parte sur entre 4 y 21 metros de profundidad.

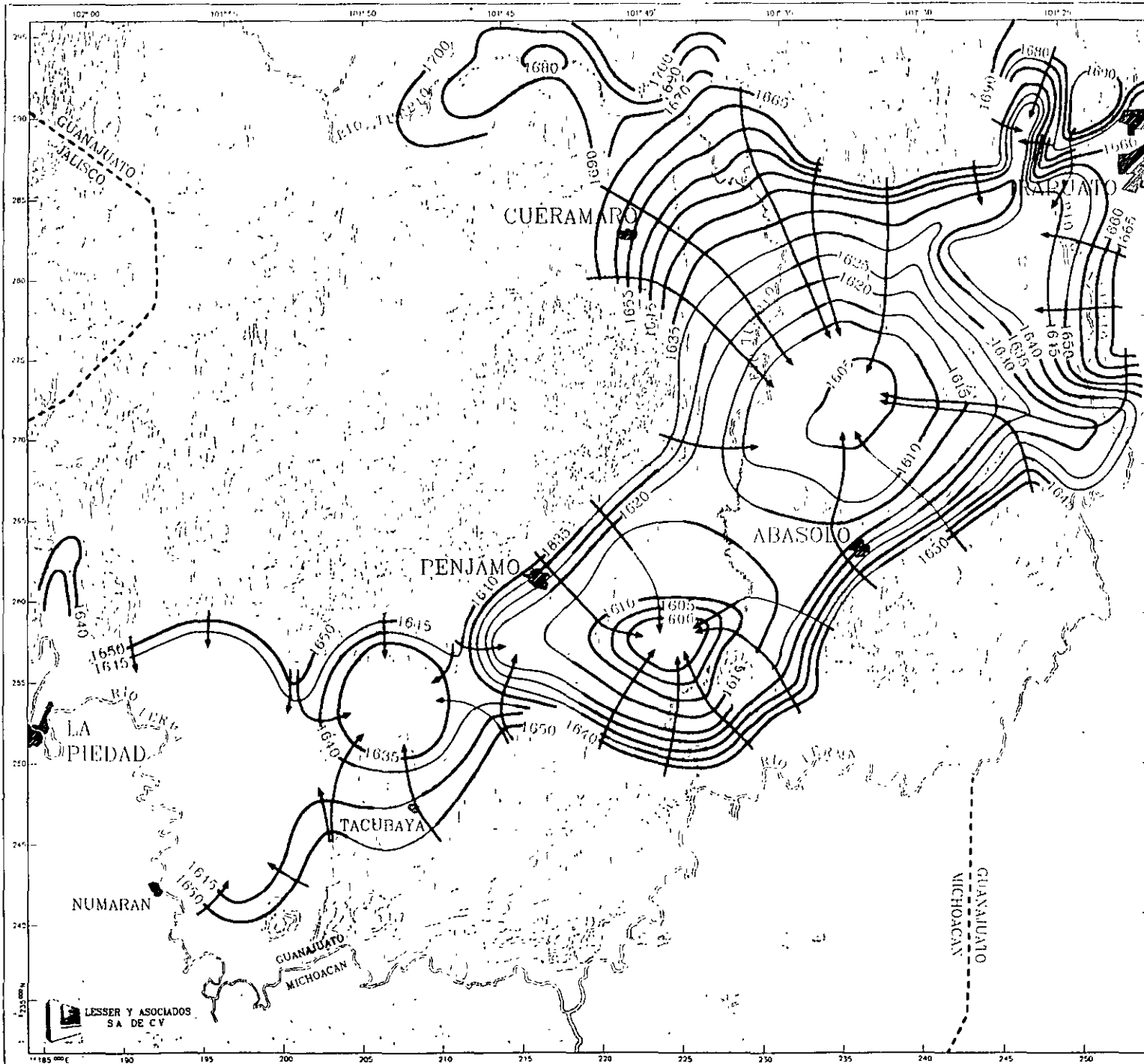
Los aprovechamientos ubicados en el área de la presa Las Cuevas de Cortés, corresponden al acuífero *intermedio* por presentar profundidades entre 24 y 60 metros.

Al oriente de Numarán, correspondiente a la zona de Tacubaya y continuando hasta Pénjamo y Abasolo, el acuífero explotado corresponde al *profundo* donde se presentan profundidades al nivel del agua que varían entre 50 y 120 metros. Alrededor del Río Turbio existe una zona donde los aprovechamientos existentes son representativos del acuífero *intermedio* y *somero*, con profundidades de 38-56 y 6-8 metros respectivamente.



Hacia el norte de la zona de trabajo, entre Cuerámara y continuando en una franja hasta Pueblo Nuevo, los aprovechamientos corresponden al acuífero *intermedio* y presentan profundidades del nivel estático entre 25 y 50 metros. Se hace notar que varios pozos sobre esta zona alcanzan el acuífero profundo.

En el noreste de la zona de trabajo se encuentran un gran número de pozos que indica que el acuífero que se explota corresponde al acuífero profundo, con niveles de entre 60 y 90 metros de profundidad.






**EXPLICACION**

-  CURVAS DE IGUAL ELEVACION DEL NIVEL ESTADICO (EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR)
-  DIRECCION DEL FLUJO SUPERFICIAL

ESCALA  
0 4000

 <b>CEAG</b>
PINAR DEL RIO-ABASOLO
ELEVACION DEL NIVEL ESTADICO JULIO DE 1998
FIGURA No 3.6

LESSER Y ASOCIADOS  
SA DE CV

### 3.7.- ELEVACION DEL NIVEL ESTÁTICO

A partir de las mediciones de profundidad al nivel estático y las cotas del terreno, se calculó la elevación del nivel estático respecto al nivel del mar. Se formó una red de pozos piloto para mediciones piezométricas que sufrió varias modificaciones durante el desarrollo del trabajo debido a dificultades que se presentaban en los pozos para su medición. La elevación del nivel estático respecto al nivel del mar se estudio tanto para el acuífero *intermedio* como para el *profundo*.

Por lo que respecta al *intermedio* su configuración se muestra en la figura 3.5, observándose que se presentan curvas de 1680 a 1620 msnm. Se establece un flujo de las elevaciones topográficas hacia el centro de los valles. A alrededor de 7 kilómetros al suroeste de Abasolo, se presenta el centro de un cono de abatimiento. Este acuífero se encuentra en proceso de extinción. La configuración se obtuvo en los datos del censo de aprovechamientos e interpolando las cotas de brocales a partir de los planos del INEGI.

Por lo que respecta al acuífero *profundo*, este se extiende en todo el valle y es la principal fuente de extracción de agua subterránea. En este acuífero se estableció la red piezométrica la cual esta constituida por 86 pozos en los que se procuró que existiera una distribución espacial que cubriera todo el valle y que cada sitio cumpliera con las condiciones mínimas para poder efectuar mediciones periódicas y representativas del acuífero.

Se trazó una configuración de la elevación del nivel estático sobre el nivel del mar para el mes de julio de 1998 (figura 3.6), en la cual se observa que existen curvas que van de 1600 a 1700 metros. Los valores (acuífero profundo) mayores se encuentran en las estribaciones de las elevaciones topográficas del norte, a partir de donde descienden gradualmente hacia el centro del Valle de Pénjamo-Abasolo, donde se llego a trazar la elevación 1605 msnm. A partir de la Sierra de Abasolo, se trazó la curva 1650 msnm que desciende al centro del valle a 1605, de donde se deduce un flujo de agua subterránea de la sierra hacia el noreste. Al norte de la Ciudad de Abasolo se encuentra un cono piezométrico cuya porción más profunda se ubica a la cota 1605 msnm, donde convergen los flujos de agua subterránea de los alrededores

Hacia el oriente del poblado de Pénjamo se presenta otro cono piezométrico, cuya porción central se eleva a 1600 msnm, estableciéndose un flujo radial que procede de las elevaciones topográficas y converge hacia el centro del valle.

Al norte de Tacubaya y correspondiente al estrechamiento del valle provocado por la presencia de las Sierras de Pénjamo al norte y Tacubaya al sur, se establece otro cono piezométrico, en cuya parte central se trazó la curva 1635 msnm.

Por lo que respecta al Valle de Numarán ubicado en la porción suroeste del área trabajada, se establece un flujo subterráneo radial procedente de las elevaciones topográficas y que fluye en dirección al centro del valle.

La forma del esquema del flujo subterráneo permite dividir la zona en tres áreas. La primera correspondiente al área de Pénjamo-Abasolo; la segunda correspondiente a la zona de Tacubaya y la

tercera al Valle de Numarán, existiendo independencia entre ellas causada por la modificación del esquema de flujo, originada por el bombeo.

### 3.8.- EVOLUCION DEL NIVEL ESTATICO

Se recopiló la información piezométrica, de volúmenes de extracción y geohidrológica en general, de la zona de estudio, que se presenta en estudios realizados en años anteriores.

La información existente es de tipo general. Se mencionan volúmenes de extracción para años anteriores englobando a los horizontes acuíferos *somero*, *intermedio* y *profundo*. La extracción principal correspondía a los horizontes *intermedio* y *somero*.

Estudio realizado en fechas más recientes correspondientes al programa PROMMA de la CNA, incluye datos piezométricos de gran utilidad para el año de 1996, aunque mezcla datos de los diferentes horizontes acuíferos. Dichos datos se reinterpretaron y a partir de ellos se obtuvo la configuración de elevación del nivel estático para el año de 1996, que se muestran en la figura 7.10. No fue factible trazo el de configuraciones de elevación del nivel estático para fechas anteriores.

Tomando en cuenta la información disponible se calculó la evolución sufrida por el nivel estático del acuífero *profundo* entre 1996 y 1998. Se obtuvo una variación de almacenamiento para la zona considerada dentro del balance geohidrológico de -64 millones de m<sup>3</sup>/año.

## CAPÍTULO 4.- MODELO CONCEPTUAL Y BALANCE DE AGUA SUBTERRÁNEA

### 4.1.- FUNCIONAMIENTO DEL ACUÍFERO

La zona de estudio corresponde al valle de Pénjamo-Abasolo, el cual tiene una forma prácticamente plana. El subsuelo esta constituido por una alternancia de materiales aluviales, sedimentos lacustres y coladas de lava que en su mayoría se comportan como permeables y permiten la infiltración y circulación de agua en el subsuelo. Presentan intercalaciones de horizontes arcillosos que provocan el almacenamiento de agua a diferentes profundidades (figura 4.1).

El valle se encuentra limitado al oeste por la Sierra de Pénjamo, al norte por la Sierra de El Veinte, al sureste por la Sierra de Abasolo y en la parte sur por la Sierra de Tacubaya. Estas sierras se encuentran constituidas por rocas ígneas estrusivas existiendo dos tipos principales, basaltos y riolitas. En general las elevaciones topográficas permiten la infiltración del agua de lluvia y constituyen zonas de recarga al acuífero. Al sur de Pénjamo el valle presenta un estrechamiento, volviéndose a abrir hacia el oeste en el área que corresponde al valle de Numarán.

En la mayor parte de la zona de estudio existe una capa de arcillas impermeables entre los 40 y 50 metros de profundidad, que ocasiona la formación de un horizonte acuífero superficial cuyo nivel se establece a entre 2 y 20 metros de profundidad. Se le denominó horizonte *acuífero somero*.

Entre los 80 y 120 metros de profundidad, se encuentra otro horizonte arcilloso impermeable que en ocasiones pasa lateralmente a un basalto compacto también impermeable. Estos materiales ocasionan la formación de una zona acuífera denominada aquí acuífero *intermedio*, cuyo nivel se encuentra a profundidades variables, predominando el rango de 25-50 metros. Los pozos que se encuentran explotando a este acuífero alcanzan profundidades del orden de 80-120 metros. Durante la década de los 70's, el Valle de Pénjamo-Abasolo se encontraba explotado por un gran número de pozos que extraían agua de este horizonte acuífero, empezando a mostrar signos de sobreexplotación que repercutían en el abatimiento de los niveles. Por ello, la exSecretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos estableció veda a la perforación de nuevos pozos. Ya para dicha década de los 70 s, se conocía que a mayor profundidad existían sedimentos lacustres y lavas riolíticas de alto potencial geohidrológico y que frecuentemente presentaban termalismo. La exSARH emitió criterios para el otorgamiento de permisos para perforación, que indicaban que los pozos nuevos deberían explotar la zona acuífera de mayor profundidad, para lo cual deberían cementar la porción superficial del pozo y evitar así aumentar la sobreexplotación de los acuíferos superficiales.

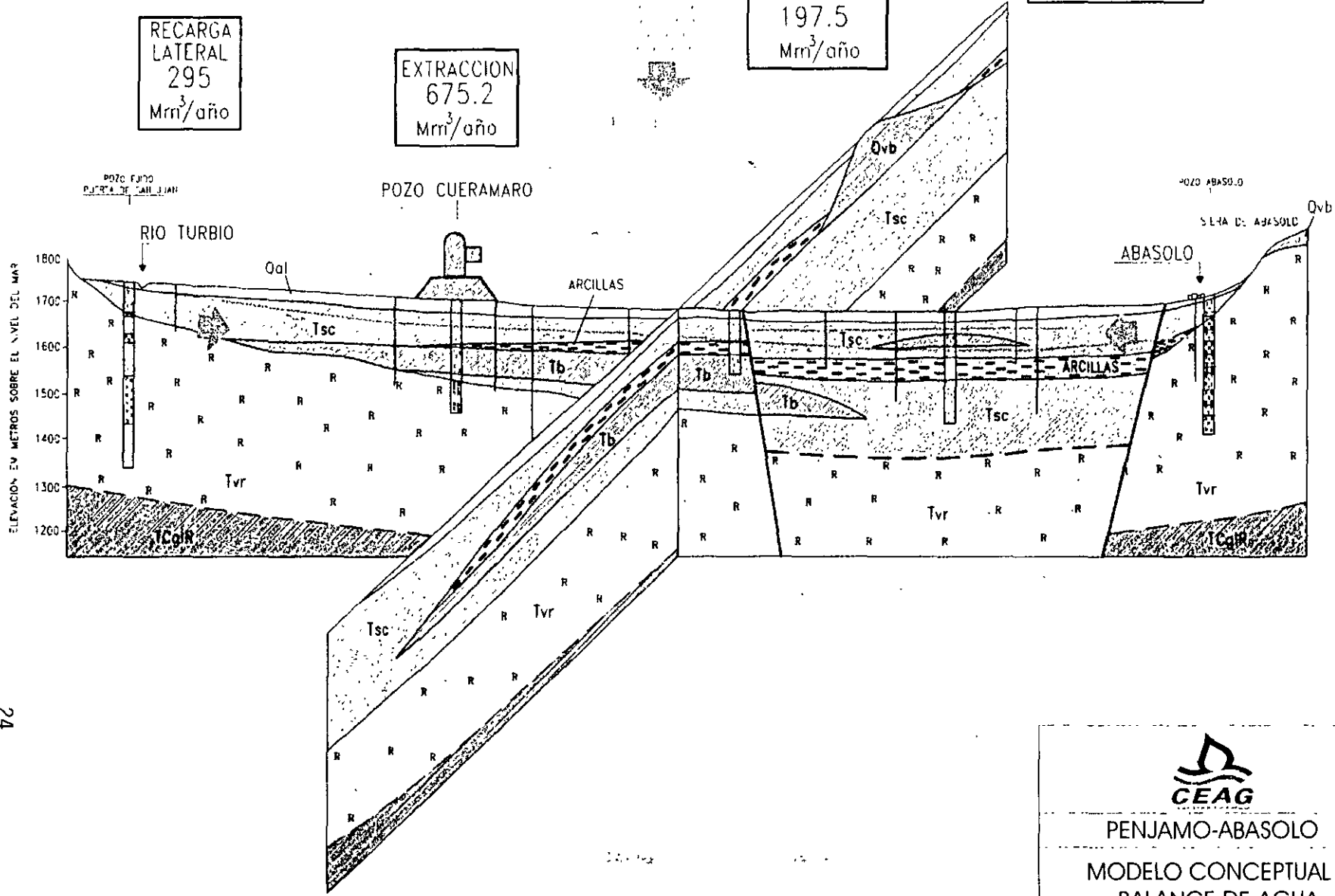
En los estudios que realiza la CEASG se observa que, en la mayor parte de la zona de trabajo, los horizontes acuíferos identificados como *somero* e *intermedio* han quedado agotado en varias zonas y en otras, se encuentran a punto de secarse. Así mismo, que el horizonte de mayor extracción corresponde al denominado acuífero *profundo*.

CAMBIO DE ALMACENAMIENTO  
-182.70  
Mm<sup>3</sup>/año

INFILTRACION VERTICAL  
197.5  
Mm<sup>3</sup>/año

EXTRACCION  
675.2  
Mm<sup>3</sup>/año

RECARGA LATERAL  
295  
Mm<sup>3</sup>/año



24

## 4.2.- BALANCE DE AGUA SUBTERRANEA

### 4.2.1.- TRANSMISIBILIDAD Y CAMBIO DE ALMACENAMIENTO

Se realizaron 19 etapas de abatimiento y 11 de recuperación, cuyos datos se interpretaron utilizando el programa *Ground Water for Windows*. Los datos y gráficas de las pruebas se incluyen en el anexo del informe original.

Las pruebas de bombeo con pozo de observación presentaron mediciones que impidieron el cálculo de coeficiente de almacenamiento. Se recurrió a pruebas de bombeo con pozo de observación efectuadas en las zonas aledañas y se le asignaron a la zona de trabajo los valores siguientes: en la porción central, donde se encuentra el horizonte acuífero *profundo* semiconfinado, se utilizó el valor de 0.003, mientras que en una franja que bordea a los valles, donde el acuífero *profundo* se confunde con el *intermedio*, se asignó un valor de coeficiente de almacenamiento de acuífero libre que asciende a 0.05.

Los valores de transmisibilidad calculados. Varían entre  $1.57 \times 10^{-5}$  y  $0.1 \text{ m}^2/\text{seg}$ , encontrándose los valores más altos al norte del Valle de Abasolo, así como en los alrededores de la Sierra de Tacubaya, debido a la presencia de rocas basálticas.

### 4.2.2. - ANCHO Y GRADIENTE HIDRAULICO DE LAS CELDAS

En base a la configuración de la elevación de la superficie piezométrica respecto al nivel del mar, se trazaron celdas para el cálculo de la entrada por flujo subterráneo las cuales se muestran en la figura No. 3.5. Se marcaron 33 celdas cuyas longitudes (L) varían de 300 a 2300 metros, presentando un gradiente hidráulico que varía de 0.002 a 0.016.

### 4.2.3.- CALCULO DEL CAUDAL DE ENTRADA

Se obtuvo la cantidad de agua que ingresa al acuífero en forma de flujo subterráneo procedente de las elevaciones topográficas y calculada ésta a partir de las celdas que se ubicaron sobre las estribaciones del valle. Para el cálculo del caudal de entrada se utilizó la fórmula siguiente:

$$Q = Tbi$$

Donde  $Q$  es el caudal de agua en litros por segundo,  $T$  corresponde a la transmisibilidad del medio en  $\text{m}^2/\text{seg}$ ;  $b$  es el ancho de la celda  $e$ ;  $i$  corresponde al gradiente hidráulico de la celda. Con los cálculos de entrada por flujo subterráneo se obtuvo una recarga o entrada de agua de  $225.869 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{anuales}$  para toda la zona de balance. Este volumen corresponde a un caudal de  $7.17 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

### 4.2.4.- ECUACION DE BALANCE DE AGUA SUBTERRANEA

La ecuación de balance de agua subterránea establece que las entradas son iguales a las salidas más el cambio de almacenamiento:

RESUMEN DE DATOS HIDROGEOLÓGICOS DEL ACUÍFERO  
DE PENJAMO-ABASOLO, GTO

Entradas (Es) = salidas (Ss) + cambio de almacenamiento (As)

Analizando los conceptos que se incluyen dentro de la ecuación, observándose que las entradas están constituidas por el flujo subterráneo que alimenta al valle en las estribaciones de las sierras (Es), así como a la infiltración vertical que recibe el acuífero y que puede corresponder a infiltración por agua de lluvia, a retornos de riego, a infiltración por pérdida en canales, así como a infiltración por aporte de los horizontes acuíferos superficiales que pueden estar drenando hacia mayores profundidades. Todos estos conceptos se englobaron dentro del renglón denominado infiltración vertical (Iv) y la cual se consideró como incógnita dentro de la ecuación de balance.

Por lo que respecta a las salidas de agua del acuífero, se incluyó a las salidas subterráneas (Ss) que en el presente caso son nulas debido a que no existen flujos subterráneos de salida del acuífero hacia otras áreas. La principal forma como se descarga el acuífero corresponde a la extracción por bombeo (Ext), la que conforme se mencionó en el inciso 3.2 fue calculada y asciende a  $440 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{anuales}$  para la zona incluida dentro del área de balance y correspondiente al acuífero *profundo*. Se hace notar que la extracción total para la zona en estudio incluyendo a los acuíferos *superficial e intermedio*, así como a pozos ubicados fuera del área de balance y asciende a  $721 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{anuales}$ .

Podrían existir otros tipos de descargas o salidas de agua del acuífero, como por ejemplo descarga de manantiales o evapotranspiración, sin embargo, en el presente caso estos procesos no se llevan cabo. Tomando en cuenta los conceptos anteriores, la ecuación de balance queda como sigue:

$$Es + Iv = Ext + As$$

$$Iv = Ext - Es + As \text{ (figura No. 8.2)}$$

Los resultados del balance se muestran en la figura 4.1 (*acuífero profundo*), observándose una entrada subterránea de  $225 \text{ Mm}^3/\text{anuales}$ , una infiltración vertical al acuífero profundo de  $151.2$  una extracción de  $440.2 \text{ Mm}^3/\text{anuales}$ . La diferencia entre la entrada de agua al acuífero que asciende a  $376.2 \text{ Mm}^3/\text{año}$  y la salida en forma de explotación por bombeo que es de  $440.2$ , corresponde al cambio de almacenamiento o sea  $-64 \text{ Mm}^3/\text{anuales}$

De igual manera se efectuó el balance de agua subterránea para el horizonte acuífero intermedio, se obtuvo una entrada subterránea de  $70.0$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$ , la extracción por bombeo de  $235$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$  un cambio de almacenamiento de  $-118.7$ , por lo que se refiere a la infiltración vertical, le corresponden  $46.3$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$ .

Se hace notar que de los  $235$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$  de extracción,  $115$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$  corresponden a extracción directa por pozos del acuífero *intermedio* y los  $120$  millones de  $\text{m}^3/\text{año}$  restantes son la recarga que recibe el horizonte acuífero *profundo* procedente del horizonte acuífero *intermedio*.

## CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

- Se identificaron 3 horizontes acuíferos, denominados: horizonte acuífero somero, horizonte acuífero intermedio y horizonte acuífero profundo.
- En el valle de Penjamo los horizontes acuíferos somero e intermedio se encuentran prácticamente agotados.

Se encontraron y censaron 2926 aprovechamientos, de los cuales 5 corresponden a manantiales, 152 a norias y 2769 restantes a pozos. De los 2769 pozos 2383 operan, 148 se encuentran abandonados; 74 en rehabilitación o cambio de equipo, 241 en proceso de perforación y; 140 no operan.

La extracción de agua subterránea por bombeo asciende a 721,2 Mm<sup>3</sup>/año para toda la zona estudiada, que equivale a 22.89 m<sup>3</sup>/seg.

El abatimiento medio anual varía entre 1 y 3 metros por año.

En la actualidad se perforan aproximadamente 100 pozos por año (reposición), con lo cual se incrementa el caudal de extracción en 31.5 millones de m<sup>3</sup>/año.

### RECOMENDACIONES

Intensificar los programas de uso eficiente del agua

En el renglón relativo al agua potable se recomienda

- a) Elaborar un análisis de tarifas tendiente al incremento de las mismas, a fin de fomentar la disminución del consumo.
- b) Atacar las fugas tanto domiciliarias como en conducción.
- c) Continuar con las políticas de uso eficiente que incluyen la sustitución de muebles sanitarios y dispositivos ahorradores de agua.

En el renglón de riego, la extracción del acuífero asciende al 93% del total. Se recomienda:

- Continuar y acelerar los programas de aplicación de técnicas de riego y selección de cultivos para ahorro de agua.
- Cambio por cultivos que requieran menor cantidad de agua
- Reutilizar las aguas residuales en riego e industria.
- Elaboración de un estudio socioeconómico enfocado al cambio de actividad agrícola por agropecuaria e industrial, principalmente en las zonas centrales del valle donde la extracción ha ocasionado la formación de conos de abatimiento.



RESUMEN DE DATOS HIDROGEOLÓGICOS DEL ACUIFERO  
DE PENJAMO-ABASOLO, GTO

- Incrementar la recarga del acuífero mediante la construcción de diversas estructuras tales como presas, adaptación de antiguos cauces para provocar infiltración, etc. Aplicar programas de reforestación para fomentar la infiltración el agua de lluvia hacia los acuíferos.

Se considera una población de 400 000 habitantes en los principales centros urbanos del área estudiada, con una dotación de 200 litros por habitante por día lo cual da un volumen de abastecimiento de alrededor de 1 m<sup>3</sup>/seg. Si consideramos que el 40% de dicho volumen se pierde por evaporación, se tiene un remanente del 60% que corresponde al agua residual y que es del orden de 600 lps. Este caudal se podría intercambiar en los renglones industriales y riego, a fin de disminuir la sobreexplotación a que se encuentra sujeto el acuífero, principalmente hacia las zonas centrales de los valles que es donde se presentan los niveles de bombeo más profundos

La tecnificación del riego es un aspecto importante. Existen dos zonas de riego con características diferentes. La primera con una tecnología de alto nivel, fuertes inversiones y gran rendimiento. En contraste, se tiene a la agricultura de bajo rendimiento económico. Se recomienda procurar la sustitución de cultivos de bajo rendimiento económico y alto consumo de agua, por otros de mayor rendimiento, que permitan fomentar un mayor ingreso entre los agricultores y una disminución en los volúmenes de extracción de agua del subsuelo.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO GROUND – WATER MODELING IN A SOUTHWESTERN ALLUVIAL BASIN**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

# Ground-Water Modeling in a Southwestern Alluvial Basin

by David B. Hawkins<sup>a</sup> and Daniel B. Stephens<sup>b</sup>

## ABSTRACT

A two-dimensional finite-difference computer code was used to model the ground-water flow system in an alluvial basin in southwest New Mexico. A three-step approach was used to determine the transmissivity distribution for the model. First, values of the natural logarithm of transmissivity ( $\ln T$ ) were interpolated from existing data using the kriging technique. This interpolation scheme also produced a map of standard deviations of the kriging errors. Second, a conventional flow net was drawn from steady-state water levels with the aid of the kriged hydraulic head distribution. Third, the approximate transmissivity map, the standard deviation map of the kriged  $\ln T$  values, and flow net were used to select the segment of each stream-tube where transmissivity was known with greatest certainty (smallest  $\ln T$  kriging error). Then, transmissivities of other segments of the stream tubes were calculated from Darcy's Law. This distribution, when input to the numerical model, did not have to be altered appreciably during the calibration for a steady-state and seven-year transient period. Most of the transient calibration was accomplished by adjusting storage coefficients. Considering the uncertainty in the available pumping data, very good agreement was found between observed and predicted water levels during a four-year model verification period.

## INTRODUCTION

This paper focuses on the application of a numerical ground-water flow model to part of a southwestern alluvial basin. The model study emphasizes the parameter estimation and calibration process. In particular, we discuss the application of a flow net and a stochastic interpolation scheme called kriging to determine the distribution of transmissivities to be used as input to the model. Calibration was by the trial-and-error approach.

<sup>a</sup>Hydrologist, Hargis and Montgomery, Inc., 1735 East Fort Lowell Road, Tucson, Arizona 85719.

<sup>b</sup>Assistant Professor of Hydrology, New Mexico Institute of Mining and Technology, Department of Geoscience, Socorro, New Mexico 87801.

Received February 1983, revised July 1983, accepted July 1983.

Discussion open until May 1, 1984.

## SETTING

This study area is located in Animas Valley, Hidalgo County, New Mexico, in the southwestern corner of the State (Figure 1). The part of the basin selected for investigation is the Lower Animas Valley which lies approximately between the village of Animas and Interstate Route 10, and between the Pyramid and Peloncillo Mountains.

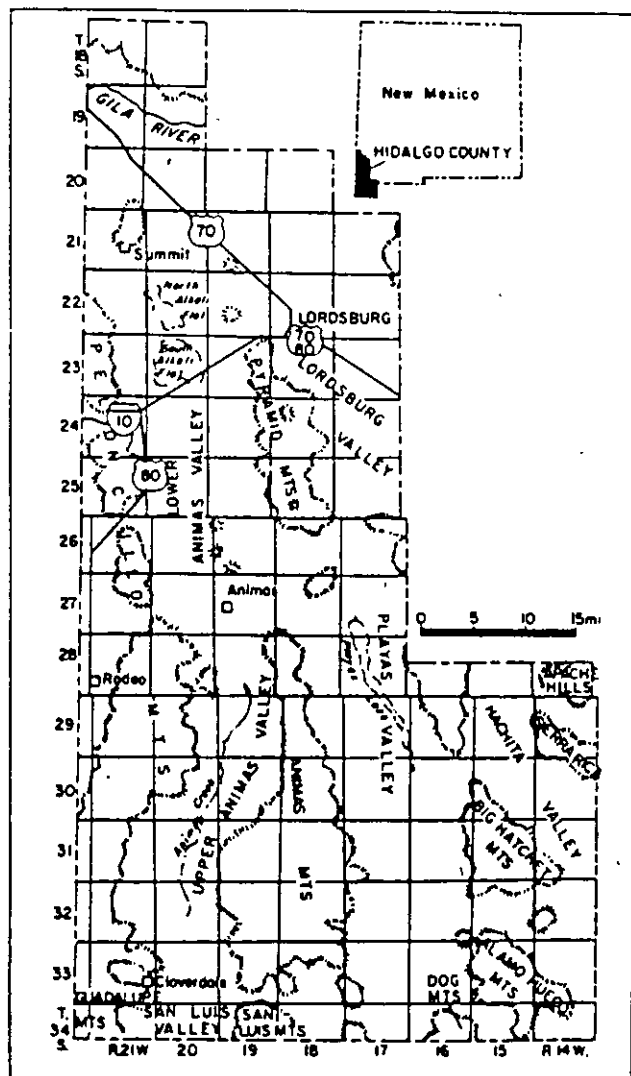


Fig. 1. Location map.

The model area also encompasses most of the Lightning Dock Known Geothermal Resource Area (KRGRA) which is centered around the apparently localized expression of a geothermal system in the eastern part of Lower Animas Valley.

The climate is semiarid with an average annual rainfall of about 10 inches (25.4 cm) on the valley floor and more than twice this amount in parts of the surrounding mountain areas. There is no well-defined surface drainage in the broad, flat lower portion of the valley, although occasionally surface runoff reaches playas at the north end of the valley.

The structural basin which includes Animas Valley was apparently formed by Basin-and-Range type normal faulting during the Tertiary Period. Sediments shed from the rising mountain blocks were carried by an ancestral fluvial system to a lake in the north-central portion of the valley. Sedimentary facies in the unconsolidated portion of the sequence include fluvial, deltaic, and lacustrine deposition (Fleischhauer, 1977). Depth to well-consolidated bedrock in the basin varies from less than 85 feet (25.9 m) to more than 1890 feet below land surface.

Ground water occurs under unconfined conditions in most of the valley. A perched aquifer of poorly defined areal extent is present in the southernmost part of the model area and, locally, discontinuous clay layers may define small areas where there are confined conditions. In general, ground water flows northward between north-south trending low-permeable mountain blocks from a water table divide near the International Boundary, through Animas Valley, and toward the Gila River (Reeder, 1957). A large portion of the southern part of Lower Animas Valley has been irrigated with ground water since about 1948. Subsequently, water levels have declined appreciably over large areas. Recharge directly on the Lower Animas Valley bottom lands prior to irrigation was probably negligible. Some recharge from deep percolation of irrigation probably has occurred after 1948 although based on estimated rates of consumptive use by crops and water applications, there is little excess water available for recharge (Hawkins, 1981). Recharge to the Lower Animas Valley aquifer presumably occurs along portions of the mountain fronts having well-defined drainages and alluvial fans, and also by underflow from Upper Animas Valley. Conditions in the Upper Animas Valley are more favorable for ground-water recharge than in the Lower Animas Valley. The upper valley receives more precipita-

tion and has a well-defined surface drainage system with permeable stream courses.

## MODEL SELECTION

Our general objective in this investigation was to develop a calibrated ground-water flow model which would enable us to better understand the hydrogeology of the principal aquifer near the KRGRA, as a first step in simulating long-term impacts due to geothermal development. After a review of available aquifer data it was felt that a three-dimensional treatment was not warranted, and therefore a two-dimensional finite-difference method was chosen. Although a number of computer codes are available to handle this type of problem, we selected the finite-difference model formulated by Trescott, Pinder, and Larson (1976), principally because it is well documented, and widely used.

## PARAMETER ESTIMATION

To predict water-level changes due to continued irrigation or geothermal resource development, the spatial distribution of transmissivity and storage coefficients must be determined. In our approach this distribution was determined from a trial-and-error model calibration process. The number of adjustments can be minimized if aquifer characteristics are reasonably well known over a large part of the model area. However, in the Animas Valley, estimates of transmissivity are limited to results of 21 specific capacity tests concentrated in the irrigated central part of the valley and one aquifer pumping test (Figure 2). Using specific capacity to estimate transmissivity (Walton, 1970), it became obvious that there were

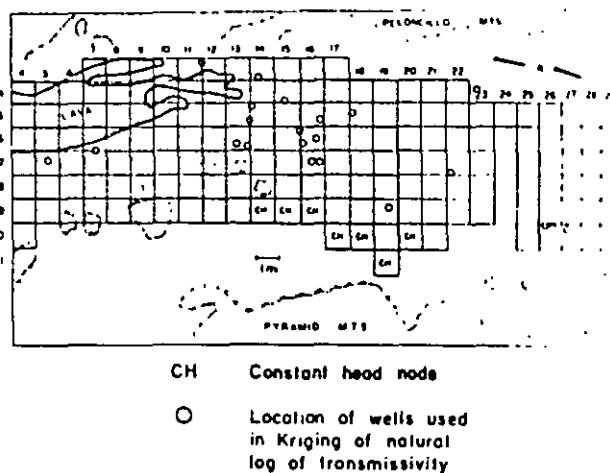
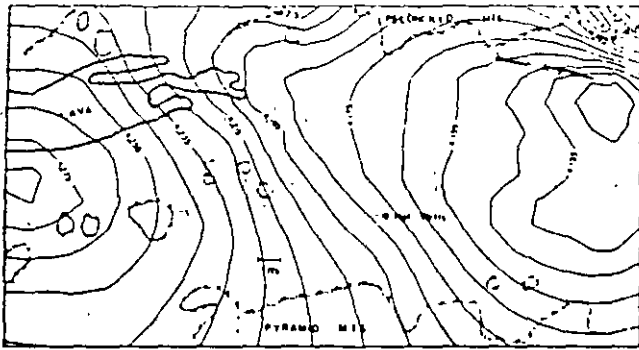


Fig. 2. Model grid and location of specific capacity and transmissivity measurements.

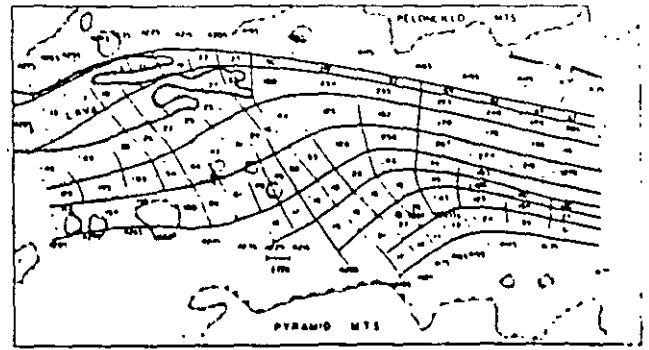


(Elevations in feet above mean sea level)

Fig. 5. Water-level elevations predicted by kriging.

areas, along with some subsequent data in areas which are relatively unaffected by irrigation pumping. The equipotential lines in the flow net were constructed by kriging 106 point measurements of steady-state hydraulic heads. In order to krig the steady-state hydraulic heads (Figure 5), the regional gradient of the head surface had to be taken into account because of a drift. The presence of drift implies that the degree of correlation between head measurements depends upon the direction and length of the separation distance vector. To remove this drift, planar surfaces were fitted to the data and then the residual head values were kriged. This method has been applied elsewhere (Sophocleous and others, 1982). Analysis of the resulting flow net revealed that the kriged values of hydraulic head were unreasonable in several peripheral portions of the basin where pre-irrigation head data were generally sparse. For example, in the southern area a ground-water mound is predicted where none should exist on the basis of hydrogeologic judgement. The same is true for the ground-water discharge area at the north end of the modeled area. As a result, the predicted water-level contour map (Figure 6) had to be modified to reflect more realistic conditions near recharge areas and impermeable boundaries (Figure 7).

To obtain the initial input estimates for transmissivity for the model grid (Figure 2), the flow net in Figure 6 was superimposed on the kriging error map of the lnT process in Figure 4. The flow net interval within each streamtube which had the smallest kriging error was determined, and the corresponding average transmissivity from Figure 3 was assigned to this interval of the streamtube. Neglecting the effects of vertical recharge, the flow rate through each streamtube is constant under the assumed steady-state condition. Therefore, transmissivity for all other blocks in each of the stream-



4155 Water-level contour in feet above mean sea level (Solid where predicted by kriging, dashed where adjusted)

Streamline

161 Transmissivity in thousands of gallons per day per foot

Fig. 6. Steady-state flow net.

tubes could be calculated simply from Darcy's Law. Finally, the finite-difference mesh (Figure 2) was superimposed on this transmissivity distribution and average values were assigned to each grid block by inspection (Figure 6).

The flow net analysis also aided in establishing boundary conditions for the model. For example, a constant flux rate was assigned at the southern end of the model at a reasonable distance from pumping influences. The same was done at the northern boundary, based on flow net calculations. Because of the difficulty in quantifying mountain-front recharge, the western and parts of the eastern boundaries were shifted toward the center of the basin to correspond with impermeable boundaries defined by the outer streamlines near the mountain fronts in Figure 6. Where the streamlines indicate mountain-front recharge, constant head boundaries were assigned; although if estimates of mountain front recharge were available, constant flux boundaries could have been assigned.

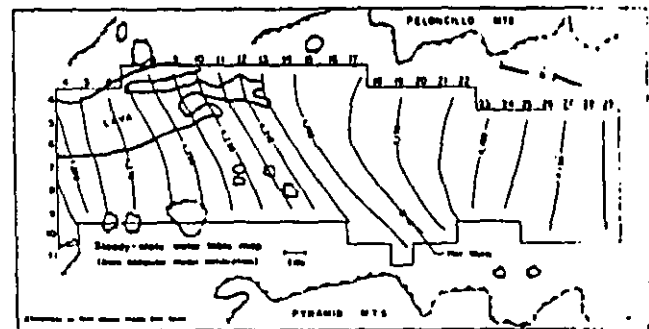


Fig. 7. Model predicted steady-state water-level elevations:

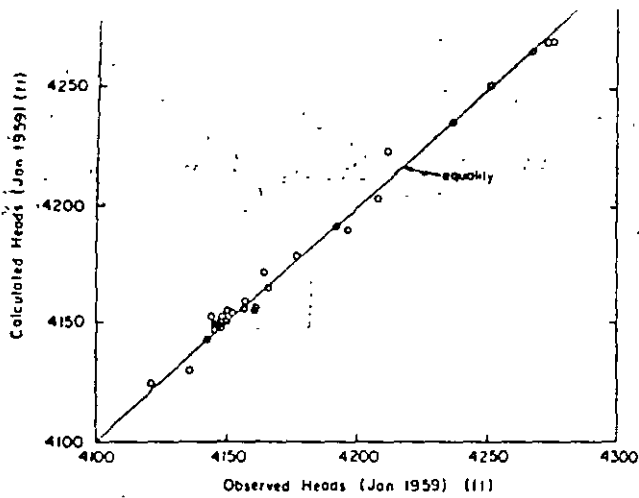


Fig. 11. Comparison of predicted and observed water levels in wells, 1959.

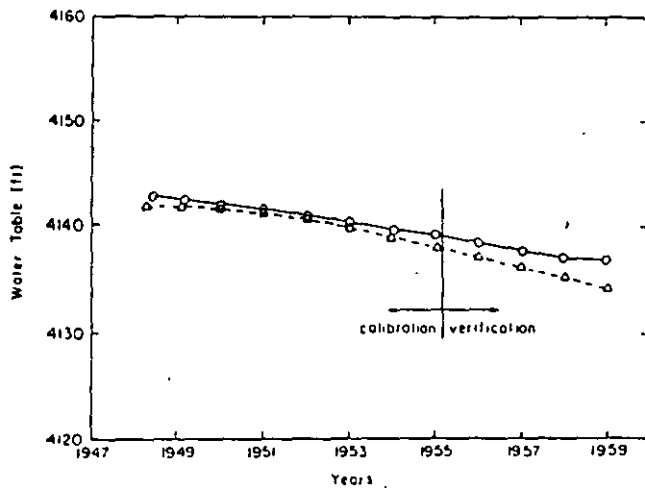


Fig. 12. Hydrograph of well in the north-central part of the model (Observed—Solid Line; Predicted—Dashed Line).

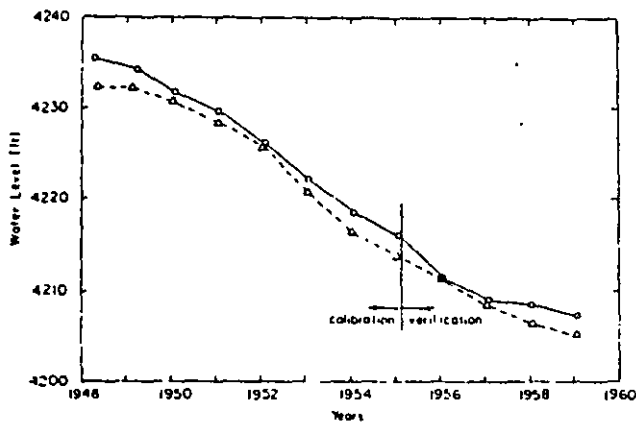


Fig. 13. Hydrograph of a well just south of the heavily irrigated area (Observed—Solid Line; Predicted—Dashed Line).

## MODEL VERIFICATION

Calibrating the model over a seven-year period left four years, January 1955 to January 1959, for the model verification period, because the distribution of pumpage in the valley could not be estimated with much confidence thereafter. During model verification, all aquifer coefficients were unchanged from the calibration process. Estimates of pumping rates input at each node for the four-year period were computed in the same manner as during the calibration process. The predicted water levels and observed water levels in wells for January 1959 are shown in Figure 11. The hydrographs of selected wells showing water levels in the nonpumping season from 1948 to 1959 are given in Figures 12-14. These and other results indicated that reasonably good predictions of future impacts due to ground-water development could be expected from the model, if accurate pumping-rate data are provided.

## CONCLUSIONS

Using a conventional flow net in conjunction with kriging to predict the spatial distribution of transmissivity led to a minimization of computer effort to calibrate a two-dimensional, steady-state numerical model by the trial-and-error method. In retrospect, it is believed that the flow net analysis alone would have led to nearly the same results for this particular problem; however, our success may be problem-specific, inasmuch as large errors in estimating the spatial distribution of  $\ln T$  from flow nets could occur where hydraulic head gradients are very low. The uncertainty prediction

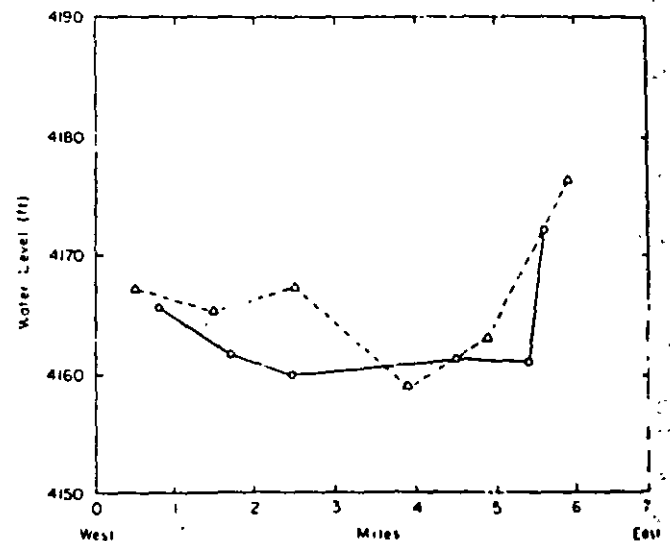


Fig. 14. Water-level elevations in an east-west cross section through the pumping center in 1959 (Observed—Solid Line; Predicted—Dashed Line).



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO INTRODUCCIÓN AL MODELO MODULAR DE FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA DEL U.S.G.S.**

**EXPOSITOR: DR. ADOLFO CHAVEZ RODRIGUEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

**INTRODUCCION AL MODELO  
MODULAR DE FLUJO DE  
AGUA SUBTERRANEA DEL  
U. S. G. S.**



## **VENTAJAS**

- Las modificaciones se limitan a paquetes individuales .
- Los paquetes se pueden incluir o quitar sin dificultad .
- Corre en varios tipos de máquinas sin modificación.
- Modelo en 1, 2 ó 3 dimensiones .
- Relativamente fácil de entender .
- Muchas opciones.
- Los formatos se pueden especificar por el usuario.
- Calcula el flujo entre celda y celda .
- Completamente documentado.

## **VARIAS OPCIONES PARA :**

- **Condiciones de flujo de agua subterránea.**
- **Términos fuente.**
- **Métodos de solución numérica.**
- **Entrada y salida de datos.**
- **Condiciones de contorno.**
- **Datos dependientes del tiempo.**

# **CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA SUBTERRANEA**

- Problemas en 1, 2 ó 3 dimensiones.
- Condiciones artesianas.
- Condiciones freáticas.
- Condiciones parcialmente convertibles de artesianas a freáticas y viceversa.
- Condiciones totalmente convertibles de artesianas a freáticas y viceversa.

## **TERMINOS FUENTE**

- **POZOS DE BOMBEO O INYECCION.**
- **DRENES.**
- **INTERACCION CON RIOS.**
- **EVAPOTRANSPIRACION.**
- **RECARGA DISTRIBUIDA.**
- **FUENTES O SUMIDEROS EXTERNOS.**

# **MÉTODOS DE RESOLUCIÓN NUMÉRICA (SOLVERS)**

**El modelo tridimensional de flujo en diferencias finitas MODFLOW tiene habilitados los siguientes métodos numéricos:**

- **El procedimiento altamente implícito (SIP);**
- **El método de relajación sucesiva por secciones verticales (SSOR);**
- **El método del gradiente conjugado preconditionado 2 (PCG2);**
- **El método WHS.**

**En modelos sencillos el desempeño de estos 4 métodos es muy similar, pero en un modelo complejo alguno de estos métodos pudiera ser superior a los otros en algún sentido. Por tanto, en un problema complejo es conveniente ensayar todos estos métodos en corridas iniciales, para luego mantener aquél que ofrezca las mejores propiedades de convergencia.**

## **ENTRADA**

- Grupos de datos separados se pueden manejar en archivos de datos distintos.
- Formatos especificados por el usuario.
- Sólo las opciones seleccionadas entran al modelo.

## **SALIDA**

- Cargas hidráulicas.
- Abatimientos.
- Balance de masas.
- Datos de iteración.
- Datos de tiempo.
- Cálculos de flujo celda a celda.
- Opción de archivos en binario.
- Selección de salidas para impresión.

## CONDICIONES DE CONTORNO

- Carga prescrita .
- Flujo prescrito .
- Flujo nulo .
- Flujo dependiente de la carga .

## REQUERIMIENTO DE DATOS

- Datos sobre la malla de diferencias finitas.
- Periodos de esfuerzo e intervalos de tiempo.
- Parámetros del método de resolución.
- Opciones .
- Parámetros hidráulicos .
- Condiciones de contorno.
- Términos fuente — sumidero .



## **PAQUETE BÁSICO**

- **Realiza tareas administrativas, como la especificación de las opciones a utilizar (paquetes) y la asignación de memoria para los arreglos del modelo;**
- **Lee los datos que definen el número de filas, columnas y capas en la malla, así como el número y longitud de los periodos de esfuerzo y el número de intervalos de tiempo;**
- **Demarca el contorno del modelo de acuerdo con la actividad asignada a las celdas (activas o inactivas);**
- **Lee los datos de cargas iniciales;**
- **Calcula el balance global de agua;**
- **Controla la salida del modelo de acuerdo con las especificaciones del usuario.**
- **El paquete BÁSICO siempre está presente.**

### Assignment of Major Options to Elements in the IUNIT Array

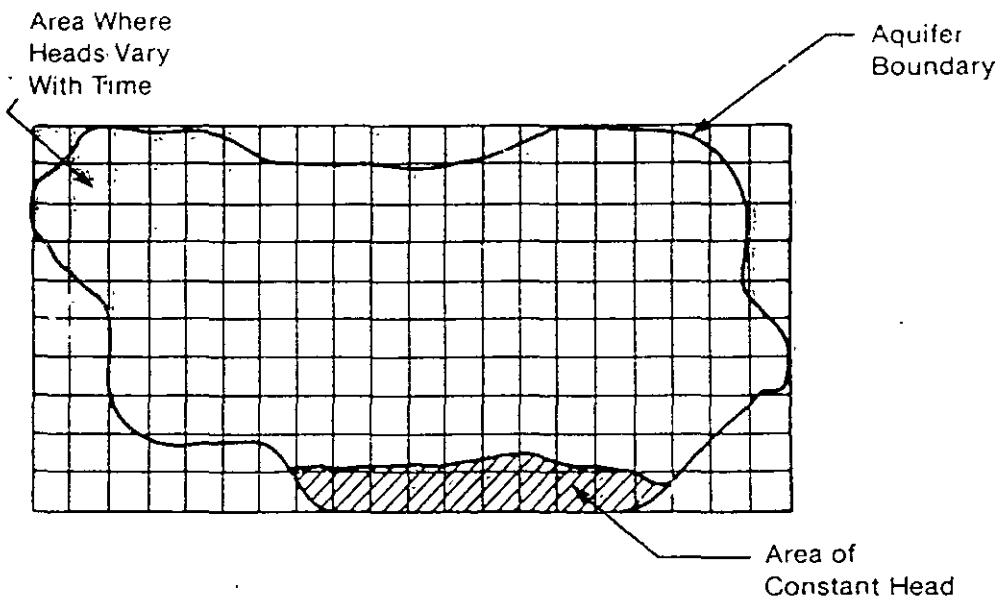
IUNIT												
Element Number	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	<i>Block Centered Flow (BCF)</i>	<i>Wells (WEL)</i>	<i>Drains (DRN)</i>	<i>Rivers (RIV)</i>	<i>Evapotranspiration (EVT)</i>	<i>Reserved for Transient Leakage</i>	<i>General Head Boundary (GHB)</i>	<i>Recharge (RCH)</i>	<i>Strongly Implicit Procedure (SIP)</i>	<i>Unused</i>	<i>Slice Successive Overrelaxation (SOR)</i>	<i>Output Control</i>

### Sample IUNIT Input Record

IUNIT	13	41	0	0	81	0	0	0	26	0	0	17
Element Number	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

- |    |                |                     |
|----|----------------|---------------------|
| 1  | BCF            | Input Is on Unit 13 |
| 2  | WEL            | Input Is on Unit 41 |
| 3  | DRN            | Is Inactive         |
| 4  | RIV            | Is Inactive         |
| 5  | EVT            | Input Is on Unit 81 |
| 7  | GHB            | Is Inactive         |
| 8  | RCH            | Is Inactive         |
| 9  | SIP            | Input Is on Unit 26 |
| 11 | SOR            | Is Inactive         |
| 12 | Output Control | Input Is on Unit 17 |

Figure 17.—Specification of major options using the IUNIT array.

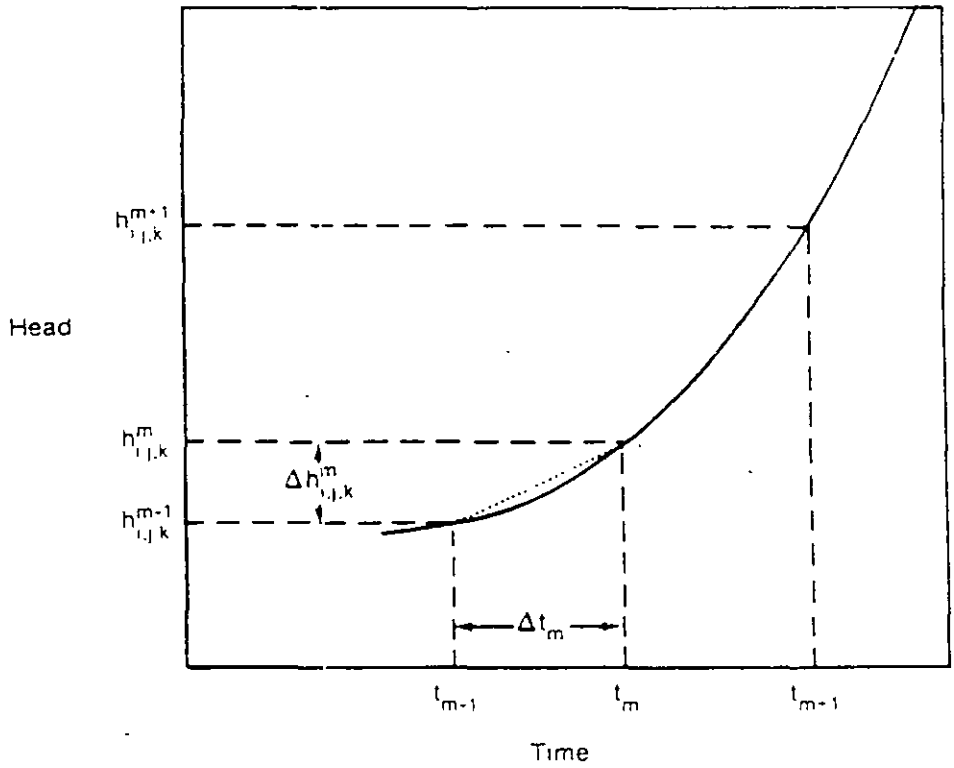


0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	0	0

IBOUND Codes

- < 0 Constant Head
- = 0 No Flow
- > 0 Variable Head

Figure 19 — Example of the boundary array (IBOUND) for a single layer.



Explanation

$t_m$  time at end of time step  $m$

$h_{i,j,k}^m$  head at node  $i,j,k$  at time  $t_m$

..... Backward difference approximation to slope of hydrograph at time  $t_m$

Figure 6.—Hydrograph for cell  $i,j,k$ .

## **PAQUETE DE FLUJO CENTRADO EN LA CELDA (BCF)**

- **Lee el régimen de flujo (estacionario o transitorio), y el tipo de cada capa del modelo (confinada, libre, parcial o totalmente convertible);**
- **Lee las propiedades de acuífero;**
- **Cálcula las conductancias en la ecuación de diferencias finitas que determinan el flujo entre celdas adyacentes;**
- **Cálcula los términos que determinan los flujos de agua que se ganan o pierden del almacenamiento;**
- **Añade estos flujos en la ecuación de diferencias finitas.**

# RESUMEN DE CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA SUBTERRANEA Y DATOS REQUERIDOS

CONDICION DE FLUJO	Tipo de Capa	DESCRIPCION	REQUERIMIENTO DE DATOS						
			S	Sy	T	K	BASE	TECHO	VCONT
Artesiano	0	Estrictamente confinado	tr	no	si	no	no	no	cd
Freático	1	Estrictamente libre (sólo la capa superior )	no	tr	no	si	si	no	cd
Parcialmente Convertible	2	T constante (acuífero grueso) conversión S - Sy	tr	tr	si	no	no	si	cd
Totalmente Convertible	3	Conversión T - K Conversión S - Sy	tr	tr	no	si	si	si	cd

X = Parámetro utilizado

no = Parámetro no utilizado

tr = Parámetro utilizado en simulaciones en transitorio

cd = Parámetro utilizado si existe una capa debajo

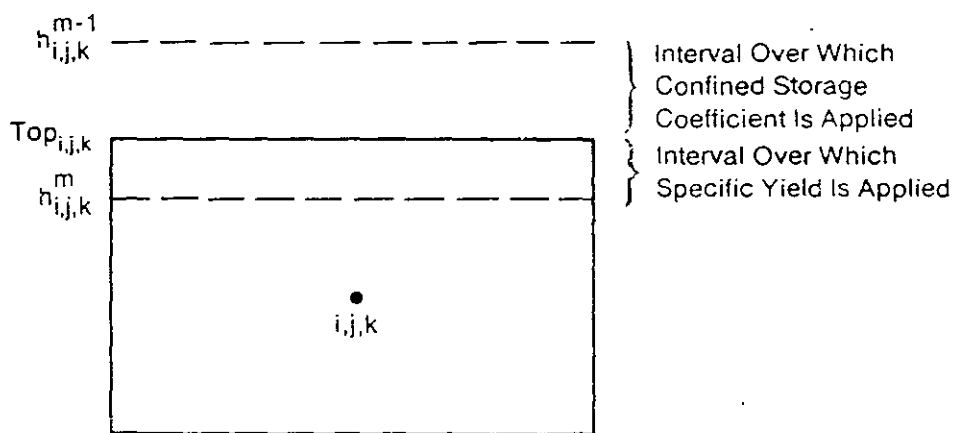


Figure 30.—A model cell which uses two storage factors during one iteration.

## **PAQUETE DE POZOS**

- **Simula el efecto de pozos que extraen o que inyectan agua al acuífero a un caudal especificado durante un cierto periodo de esfuerzo;**
- **El caudal de pozo es independiente del área de la celda y de la carga hidráulica en la misma;**
- **Lee los datos de pozos, como son la ubicación del pozo en la malla y el caudal de extracción (-) o de inyección (+);**
- **Añade los términos de pozo a las ecuaciones de diferencias finitas;**
- **No importa en que punto de la celda se encuentre ubicado un pozo, éste actúa como si estuviera situado al centro de la celda;**
- **Si se tienen varios pozos en una celda, su efecto combinado es el de un sólo pozo situado al centro de la celda con un caudal dado por la suma algebraica de los caudales de todos estos pozos.**

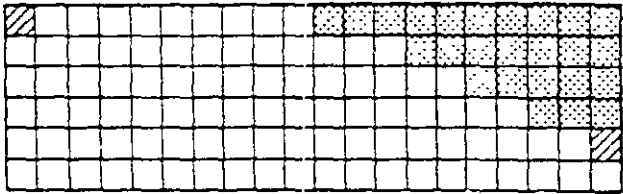
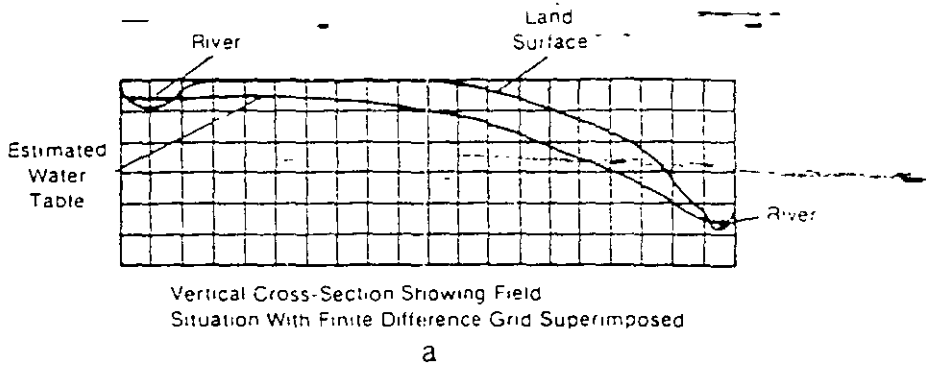


## **PAQUETE DE RECARGA**

- **Se refiere a la recarga difusa del acuífero, v.g., la que ocurre por precipitación pluvial o por retorno de riego;**
- **Lee la intensidad de recarga ( $L / t$ );**
- **Multiplica la intensidad de recarga por el área de la celda para calcular el caudal de recarga:**

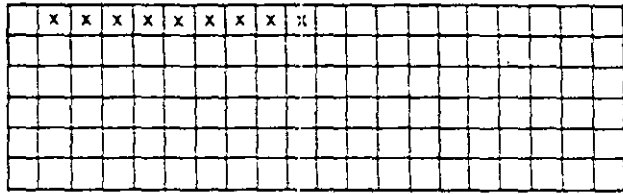
$$L / t \times L^2 = L^3 / t$$

- **Añade los términos de recarga a las ecuaciones de diferencias finitas.**
- **Dos opciones para especificar recarga son las más utilizadas: (1) la recarga se aplica únicamente a la capa superior de la malla del modelo, y (2) la recarga se aplica a la celda activa más elevada en cada columna de la malla.**



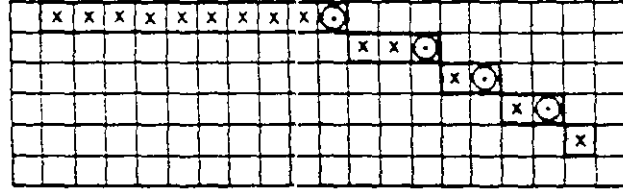
Status of Cells at End of Simulation

- Variable Head
- Constant Head
- Inactive



Cells Which Receive Recharge Under Option 1

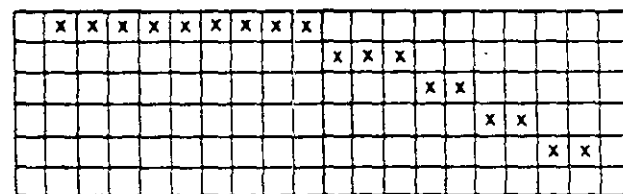
- Cell Which Receives Recharge



Cells Which Receive Recharge Under Option 2

- Cell Which Receives Recharge
- Inactive Cell Specified by User to Receive Recharge

Heavy Line Encloses Cells User Thought Would Receive Recharge Based on Estimated Water Table



Cells Which Receive Recharge Under Option 3

- Cell Which Receives Recharge

Figure 38.—Hypothetical problem showing which cells receive recharge under the three options available in the Recharge Package.

## **PAQUETE DE RÍO**

- **Simula el intercambio de agua entre los cuerpos superficiales y el sistema subterráneo;**
- **Condición de flujo dependiente de la carga, donde el caudal entre un cuerpo superficial y el acuífero,  $Q_{RIV}$ , se calcula para cada celda como:**

$$Q_{RIV} = ( K L W / M ) ( h_{RIV} - h )$$

donde **K** es la conductividad hidráulica del lecho del río, **L** es la longitud del río en la celda, **W** es el ancho del río, **M** es el espesor del lecho del río,  $h_{RIV}$  es el nivel de agua en el río, y **h** la carga hidráulica del acuífero; a  **$K L W / M$**  se le llama “conductancia”;

- **Calcula los términos de flujo y los añade a la ecuación de diferencias finitas;**
- **El flujo entre el cuerpo superficial y el acuífero es vertical solamente;**
- **El río aporta un caudal máximo al acuífero cuando el nivel de agua subterránea se ubica en la base del lecho del río, y este caudal se mantiene (no crece) si la carga hidráulica del acuífero continúa descendiendo.**

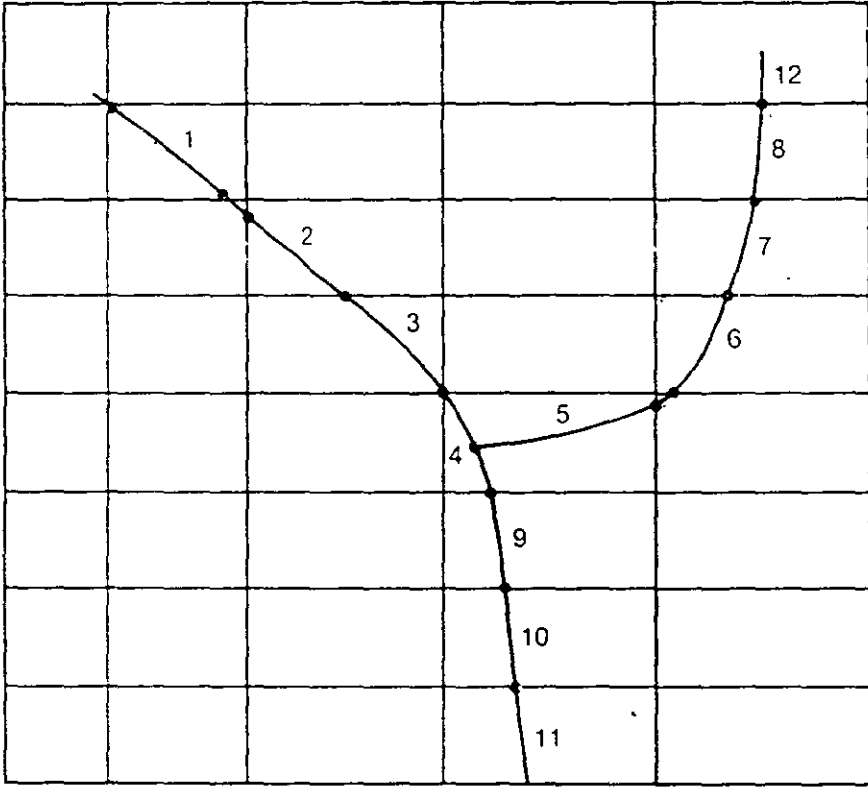
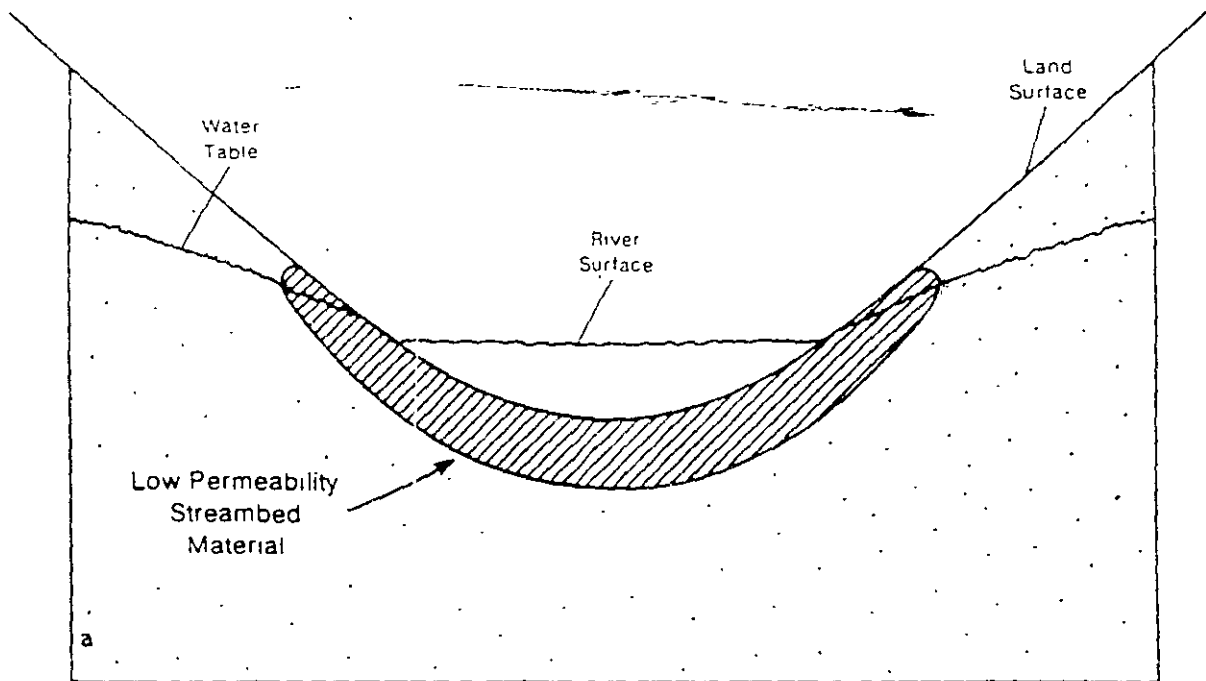
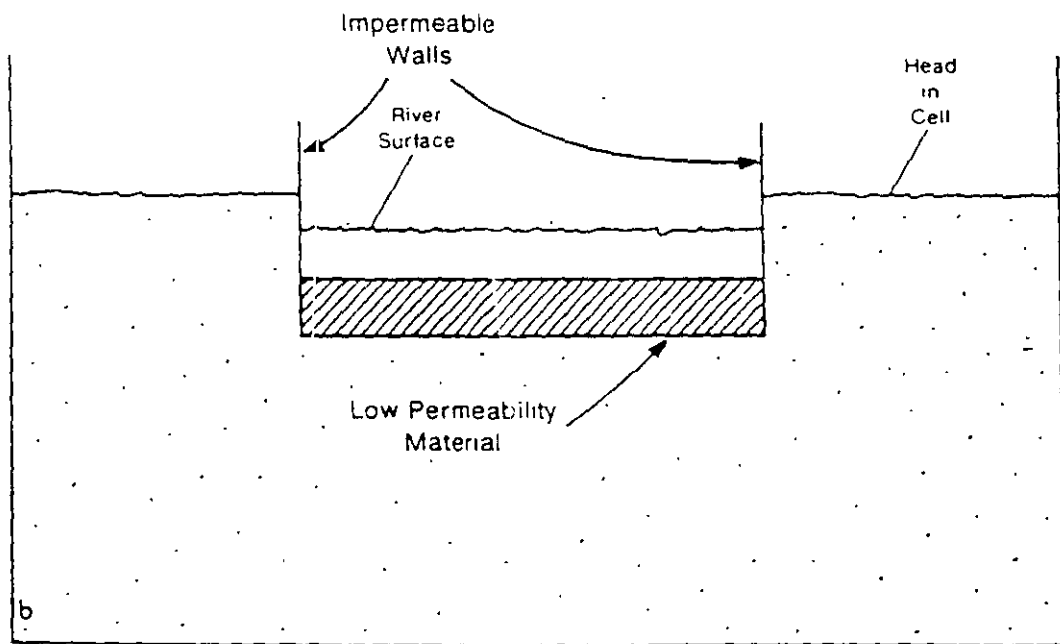


Figure 32.—Discretization of a stream into reaches. Some small reaches are ignored.



a

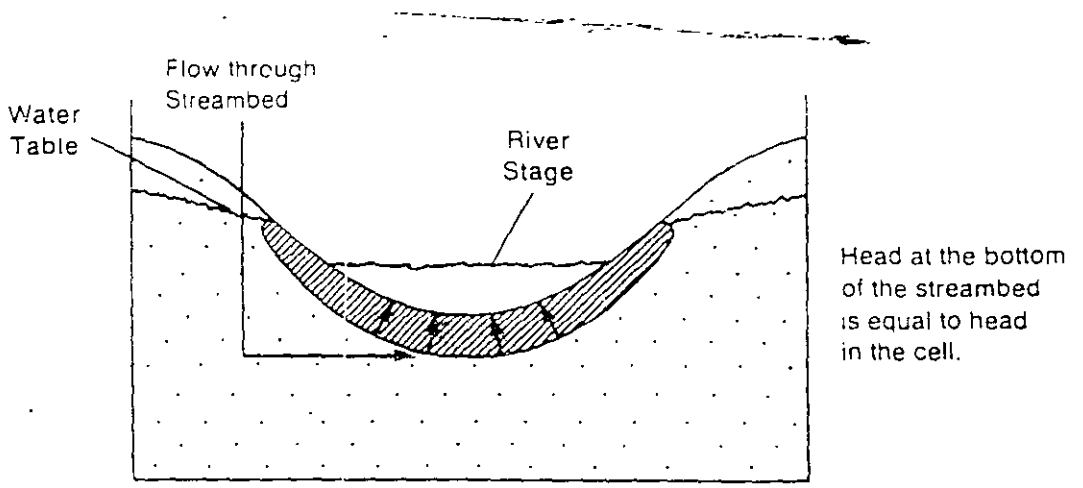
Cell  
Boundary



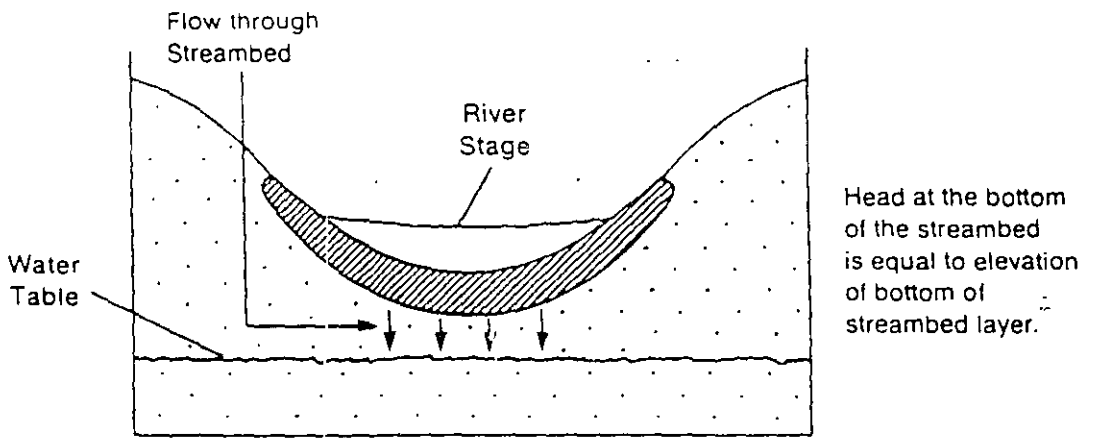
b

Cell  
Boundary

Figure 33.—(a) Cross section of an aquifer containing a stream and  
(b) Conceptual representation of stream-aquifer interconnection  
in simulation.

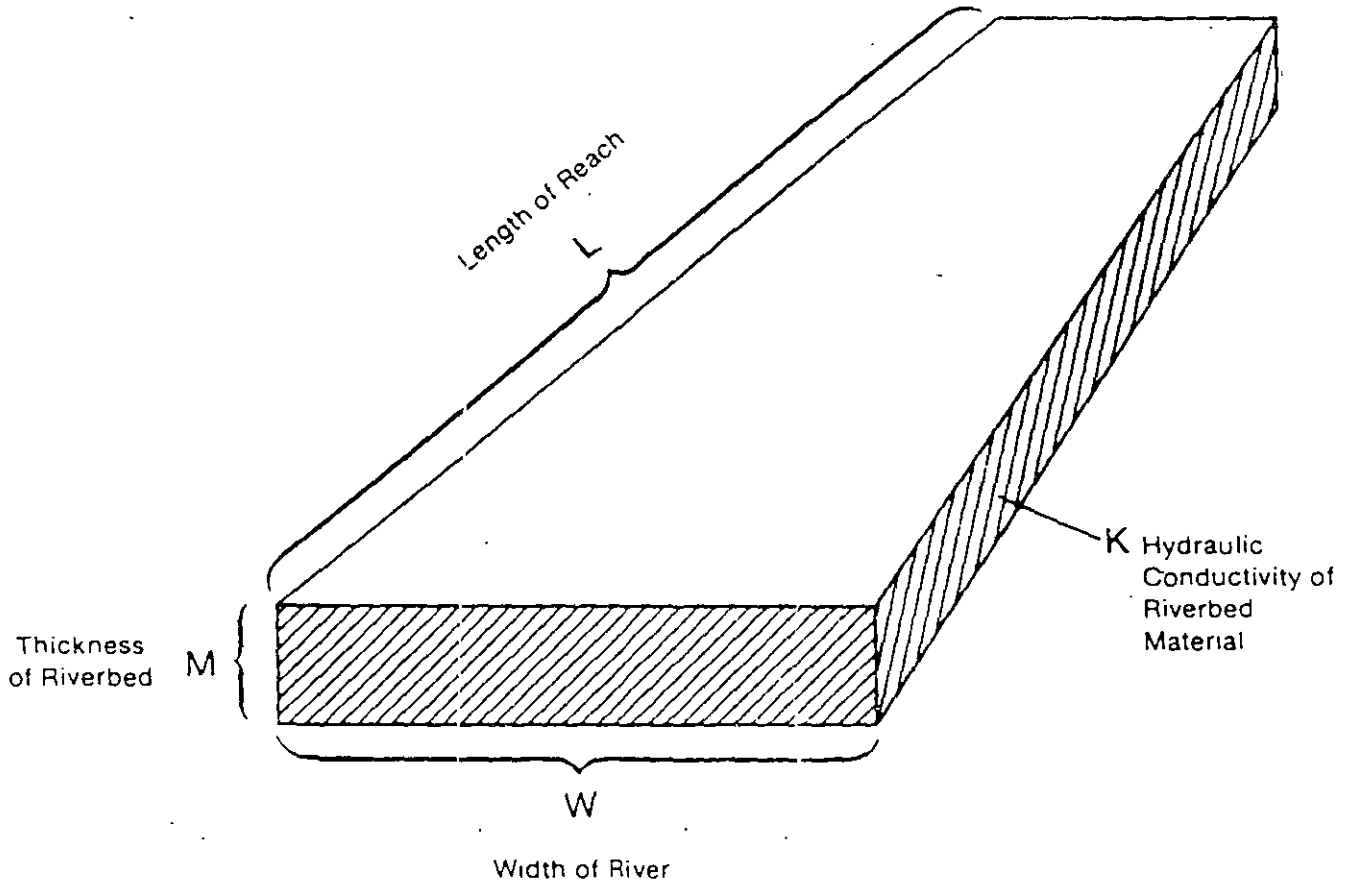


A



B

Figure 35.—Cross sections showing the relation between head at the bottom of the streambed layer and head in the cell. Head in the cell is equal to the water-table elevation.



Streambed Conductance =  $KLW/M$

Figure 34.—Idealization of streambed conductance in an individual cell.

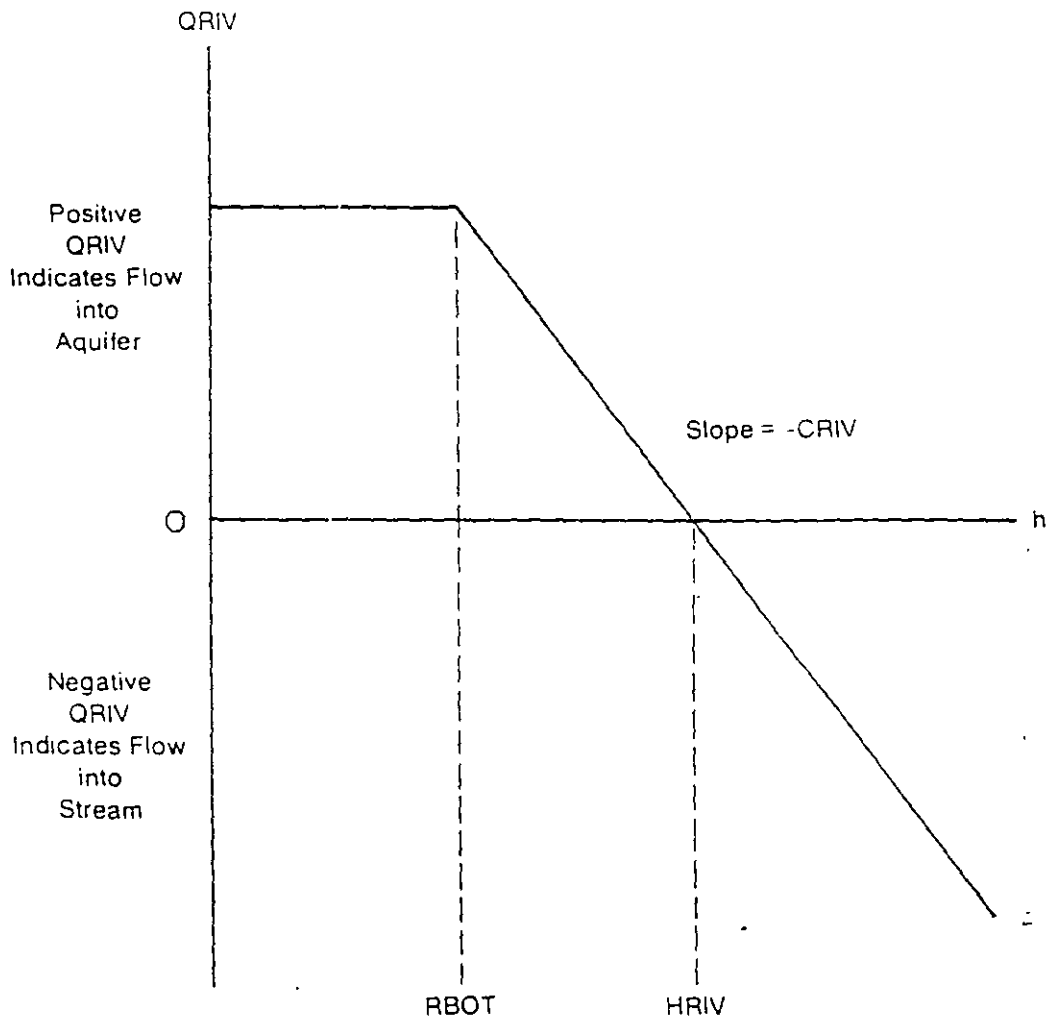


Figure 36.—Plot of flow, QRIV, from a stream into a cell as a function of head, h, in the cell where RBOT is the elevation of the bottom of the streambed and HRIV is the head in the stream.



## **PAQUETE DE DREN**

- **Se refiere a elementos tales como los drenes agrícolas que remueven agua del acuífero a un caudal proporcional a la diferencia de carga entre el acuífero y la carga o elevación del dren;**
- **Si la carga del acuífero es superior a la elevación del dren se produce una descarga de agua subterránea hacia el dren, pero si la carga en el acuífero es inferior a la elevación del dren, no hay aportación en sentido contrario;**
- **Lee datos de dren;**
- **Cálcula el caudal de descarga al dren y añade términos en la ecuación de diferencias finitas;**
- **Condición de flujo dependiente de la carga;**
- **El efecto de ciertos elementos, como los manantiales y las rampas o niveles de las obras mineras se pueden simular mediante este paquete.**

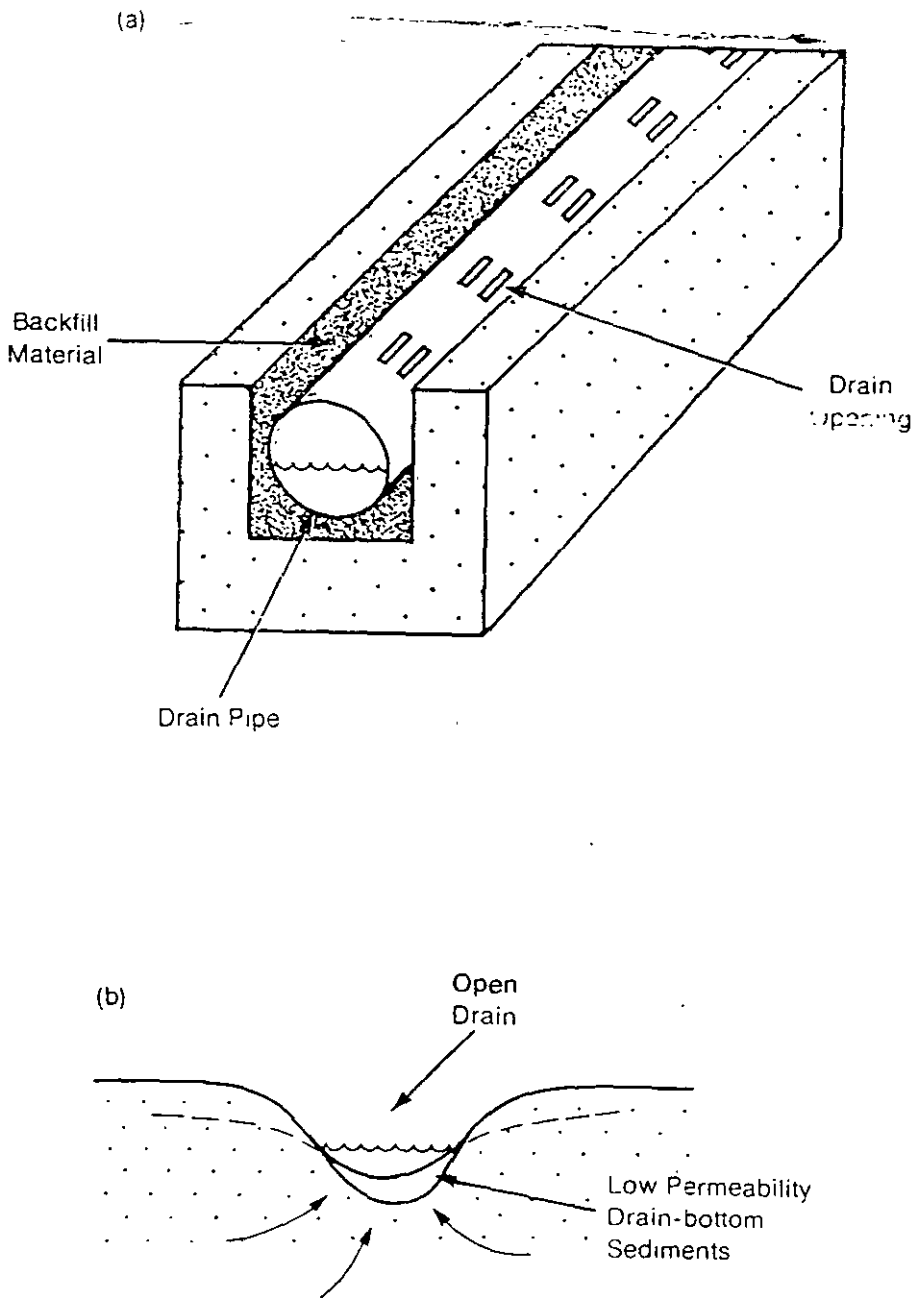


Figure 40 —Factors affecting head loss immediately around a drain: (a) buried drain pipe in backfilled ditch and (b) open drain.

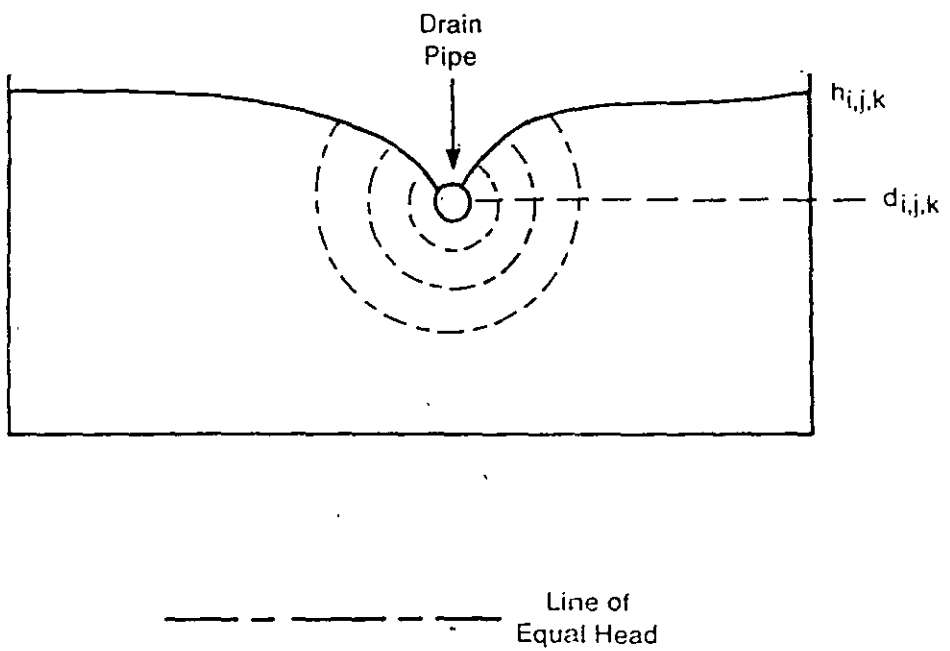


Figure 39.—Cross section through cell  $i,j,k$  illustrating head loss in convergent flow into drain.

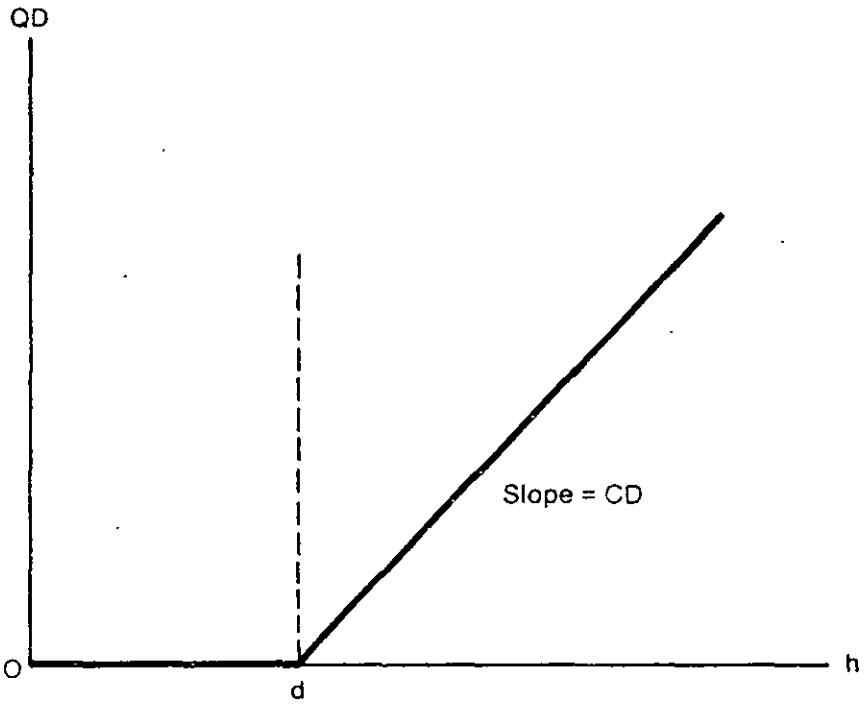


Figure 41.—Plot of flow,  $QD$ , into a drain as a function of head,  $h$ , in a cell where the elevation of the drain is  $d$  and the conductance is  $CD$ .

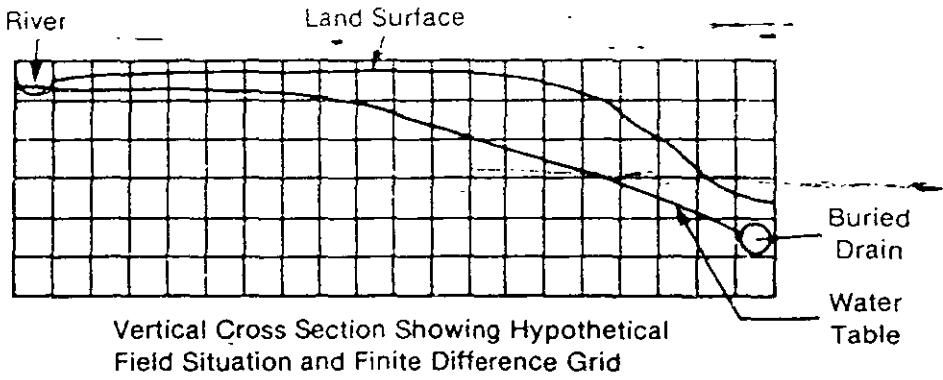
# **PAQUETE DE EVAPOTRANSPIRACIÓN**

- **Simula el efecto de la transpiración de las plantas y de la evaporación directa en la descarga de agua del acuífero;**
- **Lee los datos de ET;**
- **Calcula la pérdida por ET;**
- **Añade los términos correspondientes a las ecuaciones de diferencias finitas;**
- **Condición de flujo dependiente de la carga;**
- **Si  $ET_{\max}$  es la evapotranspiración potencial,  $h$  es la carga hidráulica del acuífero,  $h_s$  es la elevación de la superficie del terreno, y  $d$  es la profundidad de extinción, la pérdida por ET se calcula como:**

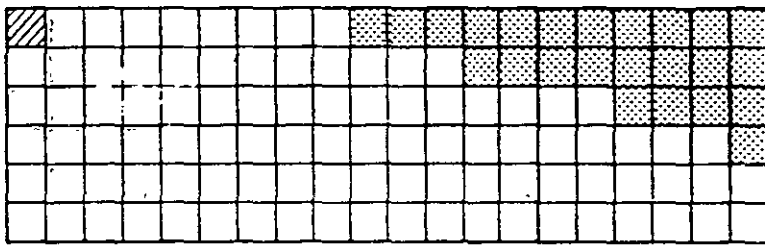
$$Q = ET_{\max} \text{ si } h > h_s \text{ ,}$$

$$Q = 0 \text{ si } h < h_s - d \text{ , y}$$

$$Q = ET_{\max} \frac{h - (h_s - d)}{d} \text{ si } h_s - d \leq h \leq h_s$$



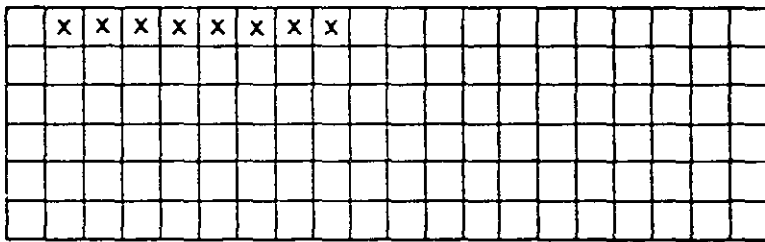
a



Status of Cells at End of Simulated Period

b

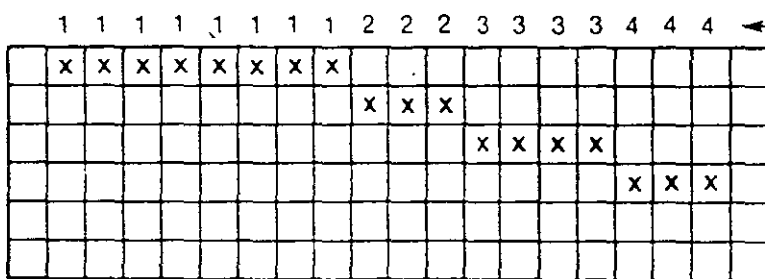
- Variable Head Cell
- Constant Head Cell
- Inactive Cell



Cells from Which ET Is Abstracted Under Option 1

c

- Cell from Which ET Is Abstracted



Cells from Which ET Is Abstracted Under Option 2

d

Layer Indicators Specified in the IEVT Array

- Cell from Which ET Is Abstracted

Figure 43.—Hypothetical problem showing cells from which ET will be abstracted under the two options available in the ET Package.

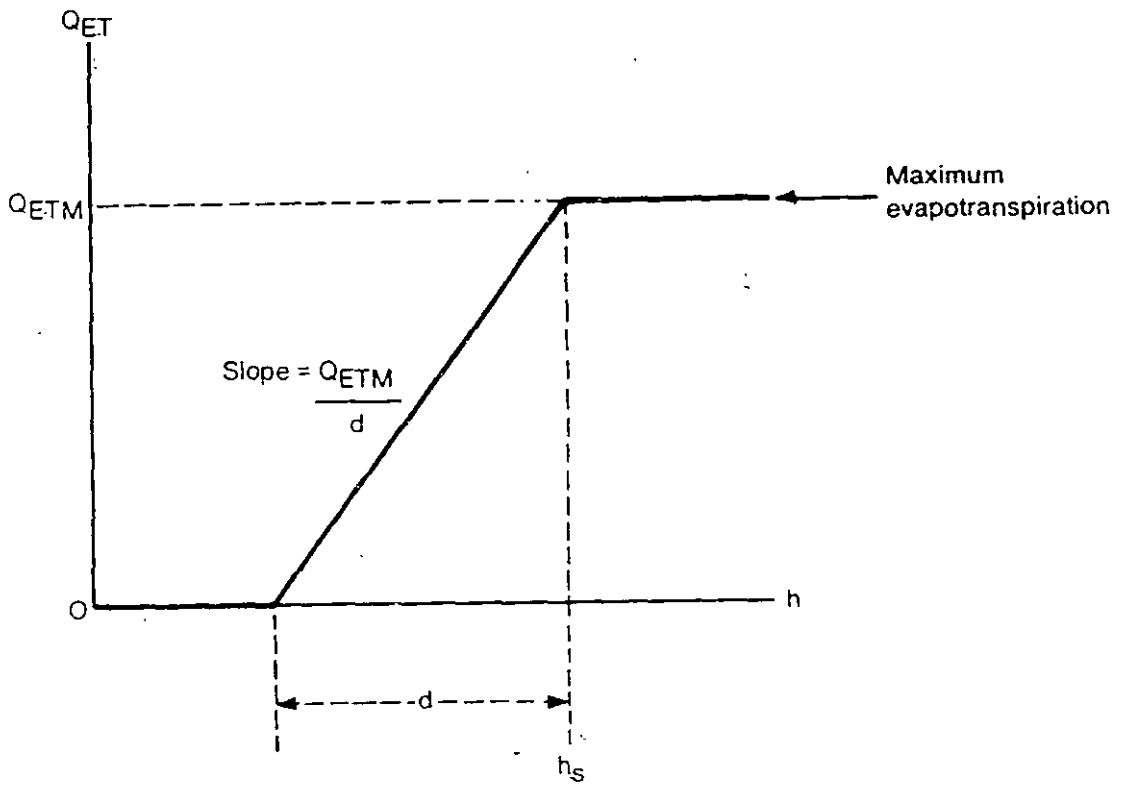


Figure 42.—Plot of volumetric evapotranspiration,  $Q_{ET}$ , as a function of head,  $h$ , in a cell where  $d$  is the cutoff depth and  $h_s$  is the ET surface elevation.

## **PAQUETE DE FRONTERA DE CARGA GENERAL (GHB)**

- **Matemáticamente similar a los paquetes de Río, Dren y ET en que el flujo de entrada o de salida de una celda es proporcional a la diferencia entre la carga hidráulica en la celda y una carga asignada a una fuente externa;**
- **A diferencia de los paquetes de Río, Dren y ET, el paquete GHB no limita el flujo que puede entrar (+) o salir (-) de una celda;**
- **Lee los datos relativos a la GHB;**
- **Calcula los flujos correspondientes y los añade en la ecuación de diferencias finitas;**
- **Condición de flujo dependiente de la carga;**
- **Mediante este paquete se incorpora en el modelo el concepto hidrológico de “carga hidráulica lejana”.**



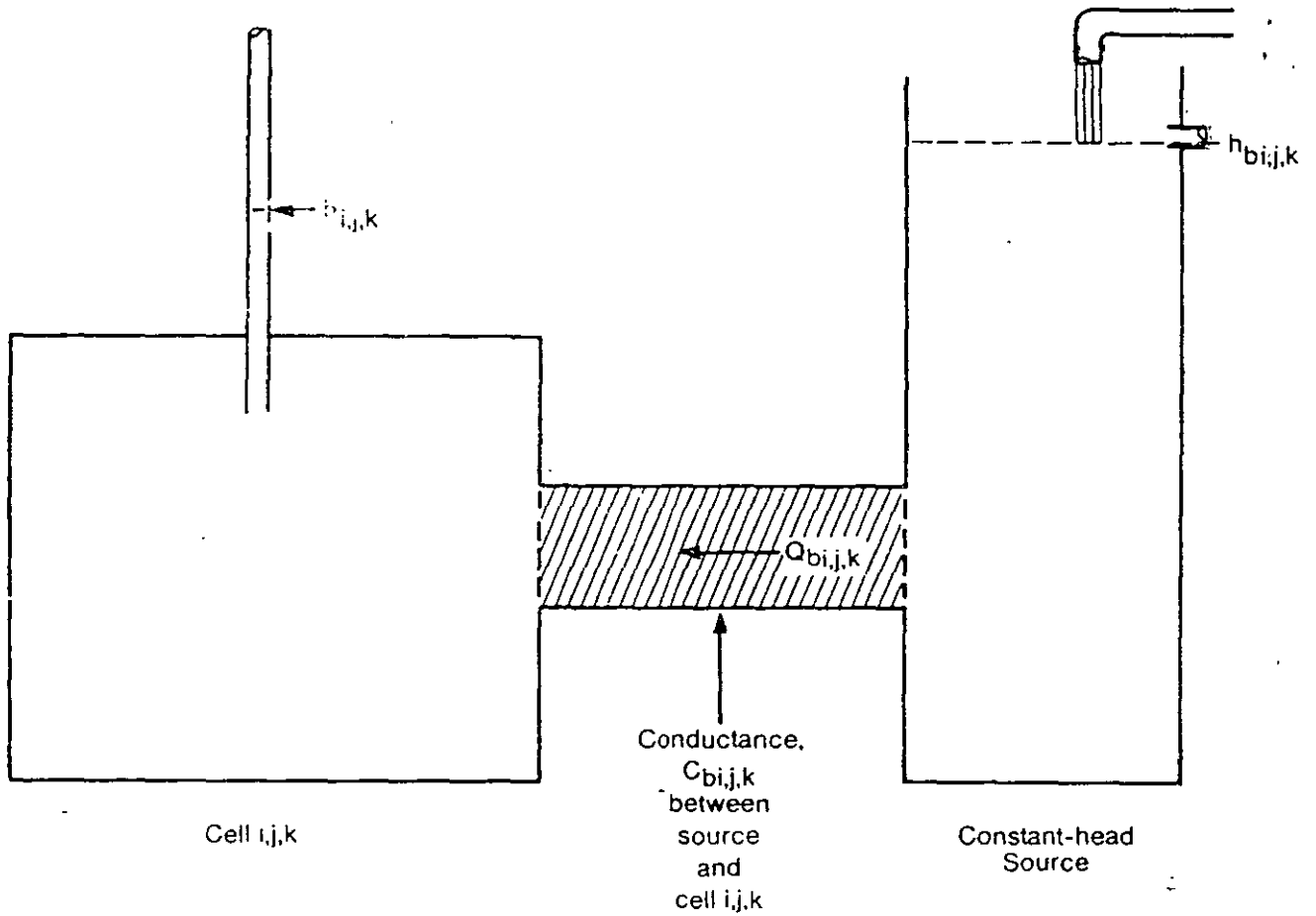


Figure 44.—Schematic diagram illustrating principle of general-head boundary package.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

Del 8 al 12 de Septiembre

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA VISUAL MODFLOW**

**EXPOSITOR: M. en C. LUIS ERNESTO LESSER CARRILLO  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **Visual Modflow**

**M. en C. Luis Ernesto Lesser Carrillo**

**Curso Internacional de Contaminacion de Acuíferos  
Modelos Matemáticos en Geohidrología y Contaminación de Acuíferos**

### **Pasos Para Crear un Modelo**

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir fronteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## Definir Objetivos

- ¿Cual es el propósito del Modelo?
- La formación del modelo depende de la finalidad del proyecto

Abastecimiento de agua  
(Flujo de agua regional)

vs.

Sistema de remediación  
(Flujo de agua local)

- Se debe de tener cuidado al utilizar modelos anteriores
- Determinar cual fue el propósito del modelo y estudiar su posible aplicación.

## Seleccionar Modelo

- ¿Cual es el propósito del Modelo?
- ¿Cual es la información disponible?

Es importante recordar que:

Entrada Basura ↓ Salida Basura

## Modelos Matemáticos

- Modelos Analíticos - tienen solución exacta

Ejem: Ley de Darcy  $Q = -K \frac{dh}{dl} A$

- Modelos Numéricos - no tienen solución exacta

Ejem: Ecuación de Laplace  $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$

## Modelos Analíticos

### Ventajas:

- Sencillos y fáciles de utilizar
- Se obtienen soluciones con rapidez
- Las soluciones son estables
- Se obtiene un resultado exacto sin necesidad de interpolar en cualquier espacio/tiempo.

## **Modelos Analíticos**

### Desventajas:

- El medio debe de ser homogéneo
- La dispersión es espacialmente uniforme (aunque puede ser anisotrópica)

## **Modelos Numéricos**

### Ventajas:

- Puede manejar geología heterogénea y anisotropía.
- Puede manejar grandes cantidades de información
- Puede interpolar resultados con facilidad.

### Desventajas:

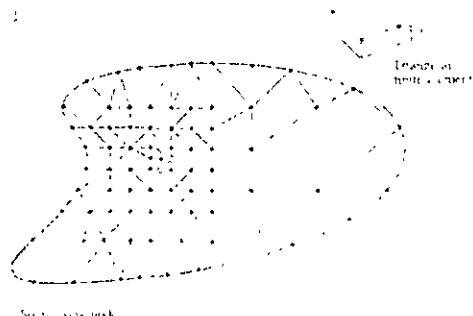
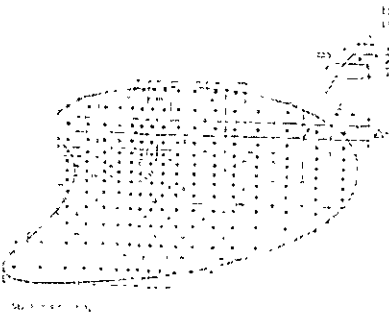
- Mas complicado y tardado

## Modelos Numéricos

### Tipos:

- **Diferencias Finitas**  
Mas sencillo y utilizado

- **Elementos Finitos**  
Mayor complejidad



( De Wang y Anderson, 1982)

## Pasos Para Crear un Modelo

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir forteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## Recolección de Datos

- Lo mas importante es recordar que :

Entrada      Salida  
Basura    ↓    Basura

- El resultado de un modelo nunca será mejor que los datos de entrada

## Recolección de Datos - Información Necesaria

- topografía
- caudales y niveles de rios y lagos
- precipitación / evaporación
- localización de pozos
- historial de los caudales de los pozos
- localización de fuentes contaminantes
- geología/geohidrologia
- conductividad hidráulica
- coeficientes de almacenamiento
- dispersión, etc.



## **Recolección de Datos**

- Crear un modelo conceptual
- Desarrollar una intuición de los resultados
- Si el modelo matemático no reproduce resultados esperados, hay que revisar el modelo conceptual

## **Pasos Para Crear un Modelo**

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir fronteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## **Discretización del Modelo**

La discretización del modelo debe diseñarse con la idea de:

- Incrementar la estabilidad del modelo
- Incrementar la resolución del modelo
- Minimizar la dispersión numérica
- Minimizar el esfuerzo computacional

Debe existir un equilibrio razonable entre estos objetivos

## **Discretización del Modelo**

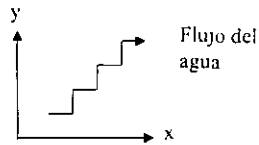
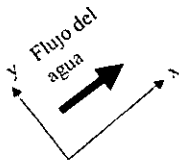
Estabilidad del modelo:

- Un espaciamiento uniforme produce los resultados más estables
- El incremento del tamaño de 2 celdas continuas no debe de exceder un factor de 1.5
- Alrededor de los pozos la malla debe de ser refinada para correctamente simular el cono de abatimiento
- La malla debe de ser refinada en areas de interes.

## Discretización del Modelo

Estabilidad del modelo:

- Son preferibles las celdas cuadradas, deben evitarse las celdas demasiado rectangulares
- Es preferible alinear los ejes en dirección del flujo del agua subterránea para evitar la dispersión numérica



## Discretización del Modelo

- No deben de existir capas discontinuas (utilizar un espesor mínimo)
- Celdas adyacentes deben de empalmarse al menos un 75%
- Al simular las capas geologicas es preferible utilizar mas capas para simular un estrato (Una capa del modelo es una división matemática y no significa un estrato distinto)
- Tambien es preferible utilizar capas del mismo tamaño y utilizar varias capas para representar un estrato para evitar un empalme menor de 75% en celdas adyacentes.

## Pasos Para Crear un Modelo

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir fronteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## Fronteras

Las fronteras mas importantes en Vmodflow son:

- *constant head* (carga constante)
- *river / lake* (rio/lago)
- *General Head* (carga general)
- *Specified no-flux* (no flujo)

### ***Constant head (Carga constante)***

- Frontera del 1<sup>er</sup> tipo o Dirichlet (especifica la carga en la frontera)
- No calcula el nivel del agua en las celdas asignadas
- En estado estacionario especifica el nivel piezométrico de la celda
- En estado transitorio implica un abastecimiento de agua infinito!!! (hay que removerla calculando la recarga producida)
- Debe ser utilizada únicamente al modelar grandes lagos y ríos o el oceano

### ***River/Lake (Rio/Lago)***

- Frontera del 3<sup>er</sup> tipo, mixta o Cauchy (mezcla de frontera de 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> tipo)
- La diferencia con la carga constante es que esta frontera calcula el nivel de agua en la celda
- Se utiliza en casos en que el nivel de agua en en los rios o lagos no depende del agua subterránea

### ***River/Lake (Rio/Lago)***

- Hay que especificar la “conductancia” (*conductance*) que es un valor difícil de obtener en el campo y por lo tanto es un valor obtenido al calibrar
- Otro truco para simular ríos u otros cuerpos de agua superficiales es definir un material geológico con una conductividad hidráulica muy alta y con coeficiente de almacenamiento  $S=1$

### ***General Head Boundary (GHB) (Carga General)***

- Frontera del 3<sup>er</sup> tipo, mixta o Cauchy (mezcla de frontera de 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> tipo)
- Simula el efecto de fronteras lejanas
- Gracias a esta frontera no es necesario simular grandes acuíferos para problemas pequeños
- Se debe tener cuidado en simulaciones largas ya que tenderá a la solución con carga constante
- Se define un nivel del agua subterránea en la celda, pero este nivel representa el nivel del agua en la frontera lejana

### ***General Head Boundary (GHB) (Carga General)***

- El modelo calcula un nivel de agua en la celda
- Requiere un valor de conductancia definida por los autores de Modflow como:

$$C = \frac{KA}{L}$$

- Esto viene de la Ley de Darcy para calcular el flujo en una celda del modelo:

$$Q = -K \frac{dh}{dl} A$$

### ***Specified no-flux (no flujo)***

- Caso especial de una frontera del 2<sup>do</sup> tipo o Neumann (especifica el flujo en la frontera)
- Es la frontera mas común en Modflow
- Cuando en una frontera no se especifica nada, Modflow asume una frontera de no-flujo
- Se utiliza a lo largo de partuaguas subterráneos, líneas de flujo o límites geológicos de acuíferos

### ***Specified flux boundary (frontera de flujo)***

- Frontera del 2<sup>do</sup> tipo o Neumann (especifica el flujo en la frontera)
- No se puede especificar directamente en Modflow
- Se puede simular utilizando pozos de recarga
- Muy difícil y tardado, en especial cuando la malla de discretización no es homogénea.

### **Problemas al agregar pozos**

- Hay que tener cuidado al indicar caudales altos en los pozos debido a la posibilidad de secar las celdas.
- Celdas secas es el “cancer” de Modflow
- Cuando una el nivel del agua subterránea es más bajo que el límite inferior de una celda. esta se seca. una vez seca, esta celda no volverá a ser utilizada en la simulación



## Problemas al agregar pozos

- Cuando una celda se seca, las adyacentes se secarán con mas facilidad, extendiendose este problema a todo el modelo como el cancer

- Puede utilizarse la opción de *rewetting*, pero la solución puede volverse muy inestable
- Otra opción es revisar la discretización de las capas

**Rewetting Options**

**Activate cell wetting**

Cell wetting interval

Cell wetting factor

Cell Wetting

Only wet cells from cells below

Wet cells from sides and below

Wet/dry threshold  m

Rewet Option

Rewet using Re-wetting Factor

Rewet using Re-wetting Threshold

## Pasos Para Crear un Modelo

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir fornteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## Calibración

- El propósito es simular el comportamiento del acuífero comparando los resultados del modelo con observaciones de campo
- Se necesitan criterios cuantitativos y cualitativos para calibrar
- La calibración no da resultados únicos. Es decir, distintas personas pueden calibrar el mismo modelo válidamente de manera distinta

¿Que diferencia hay en las predicciones de esas distintas calibraciones?

## Calibración

Parámetros de calibración:

- Conductividad hidráulica
- Recarga
- Condiciones de frontera
- almacenamiento

Al incorporar transporte aumentan los parámetros de calibración

## Calibración Cualitativa

- Se hace comparando configuraciones de la elevación del nivel del agua o abatimientos
- Es importante tomar en cuenta que el modelo nos da un resultado de interpolación de resultados. Es decir, no toma en cuenta el criterio de la persona que desarrollo las configuraciones “a mano”
- Por lo general, con el tiempo se tienen mas puntos de calibración en un mismo sitio. Esto crea problemas al querer simular un acuífero partiendo de muy pocos valores

## Calibración Cuantitativa

- Vmodflow presenta resultados de calibración de pozos de observación (calculado vs. observado). También calcula el *Normalized RMS (normalized root mean squared error)*
- Cuando hay suficientes puntos de calibración para el sitio de estudio, se considera que el modelo esta calibrado si el *Normalized RMS <10%*

## Calibración Cuantitativa

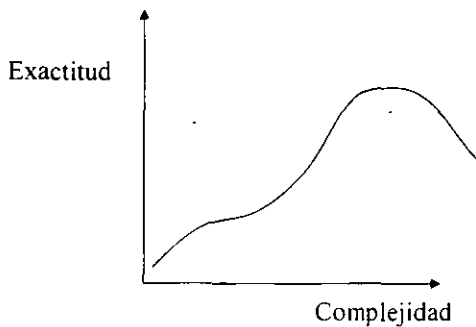
- Es importante entender la diferencia entre la exactitud real del modelo y la exactitud aparente del modelo
- La exactitud aparente es inversamente proporcional a la cantidad de datos (a menor número de datos, la exactitud aparente es mayor)
- La exactitud real es directamente proporcional a la cantidad de datos (a mayor número de datos la exactitud real es mayor)

Nota: Datos se refiere a datos de calibración y NO al número de variables para calibrar

## Exactitud de la Calibración

“El Mejor Modelo es el Modelo más Simple”

- Un modelo más complejo no implica mayor precisión o exactitud
- Existe un límite en el grado de complejidad del modelo y los beneficios que se obtienen



## **Exactitud de la Calibración**

Estudio de calibración y predicción por David Freyberg (1988)  
(Ground Water Vol. 26, No. 3: 350-360)

- 9 grupos de estudiantes calibraron un modelo con los mismos datos y discretización, y realizaron predicciones
- Freyberg comparó las predicciones de cada grupo con la información del sitio

## **Exactitud de la Calibración**

- Los resultados muestran que la mejor predicción fue hecha por el grupo que utilizó relativamente pocas zonas de conductividad hidráulica, su error en la calibración fue moderado (de los más altos de la clase)
- La peor predicción fue hecha por el grupo que utilizó el mayor número de zonas de conductividad hidráulica, su error en calibración muy bajo (la "mejor" calibración de la clase)
- Freyberg concluye que en este caso una "buena" calibración no significó una buena predicción

## Calibración Automática

- Pest (*Parameter estimation methods*) es el programa utilizado para la calibración automática.
- Vmodflow tiene la interface WinPest
- Los métodos utilizados en la calibración automática son aún muy inestables, por lo que es muy difícil obtener un resultado positivo en muchos casos. (En especial existen problemas de inestabilidad cuando se presentan celdas secas)
- Su aportación más importante a la fecha es el cambio de mentalidad en lo que significa calibración y estudios de sensibilidad

## Calibración Automática

- Es bueno que el Pest “sugiera” valores de calibración
- Esto puede ayudar a definir mejor el modelo conceptual del acuífero
- Para utilizar la calibración automática, primero se debe de calibrar “a mano”, después utilizar Pest y finalmente afinar los resultados “a mano”
- La computadora no reemplaza el el criterio del modelador

## **Pasos Para Crear un Modelo**

- 1) Definir objetivos / seleccionar modelo
- 2) Recolectar Datos
- 3) Discretizar el modelo
- 4) Definir fronteras / agregar pozos
- 5) Calibración
- 6) Predicción / incertidumbre

## **Prediccion / Incertidumbre**

- Una calibración es una manera de interpretar los resultados, por lo tanto puede haber distintas combinaciones de parámetros que calibren el modelo, todas ellas válidas
- Un estudio de sensibilidad se hace despues de haber hecho la calibración de un modelo para definir la sensibilidad del modelo a cambios en los parámetros
- Es posible obtener una calibración distinta, con la cual sería necesario hacer otro estudio de sensibilidad
- Los estudios de sensibilidad son largos y no responden directamente a las preguntas que se desean hacer (predicciones)

## **Prediccion / Incertidumbre**

- Es mas importante saber que tan diferentes pueden ser las predicciones utilizando las diferentes calibraciones posibles
- Comienza la tendencia a reportar las predicciones en rangos y no valores absolutos
- La visión de la calibración y predicción de un modelo se esta renovando





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **XV DIPLOMADO INTERNACIONAL SOBRE CONTAMINACIÓN Y RESTAURACIÓN DE SUELOS Y ACUIFEROS**

**Del 8 al 12 de Septiembre**

### **MODULO III MODELOS MATEMÁTICOS EN GEOHIDROLOGIA Y CONTAMINACIÓN DE ACUIFEROS**

#### **TEMA ANEXO MODELACIÓN DE FLUJO Y TRANSPORTE DE CONTAMINANTES EN AGUAS SUBTERRANEAS**

**EXPOSITOR: ING. FERNANDO LARA G.  
PALACIO DE MINERÍA  
SEPTIEMBRE DEL 2003.**

## Modelación de Flujo y Transporte de Contaminantes en Agua Subterránea

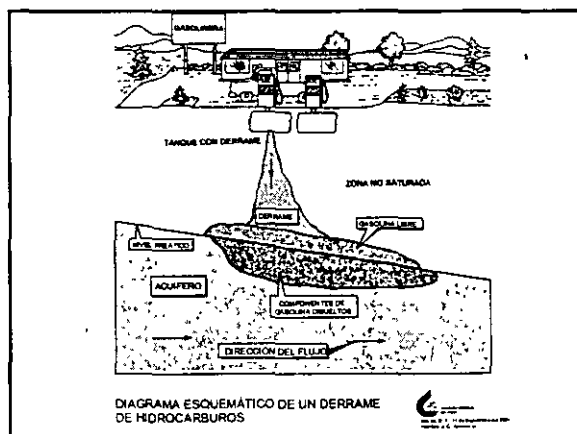
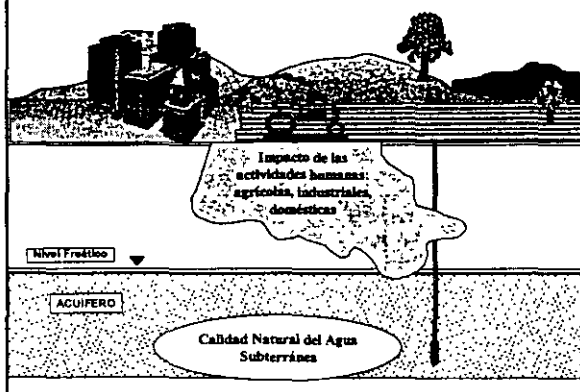
Ing. Fernando Lara G  
Comisión Nacional del Agua  
Gerencia de Aguas Subterráneas  
Subgerencia de Exploración y Monitoreo Geohidrológico

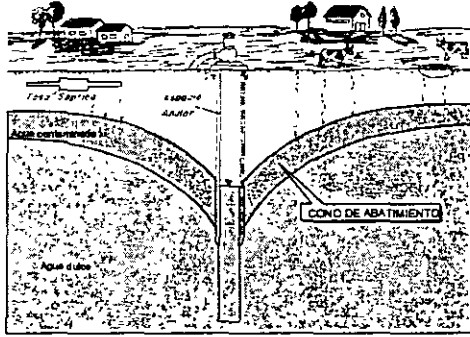
septiembre 2003

## Temario

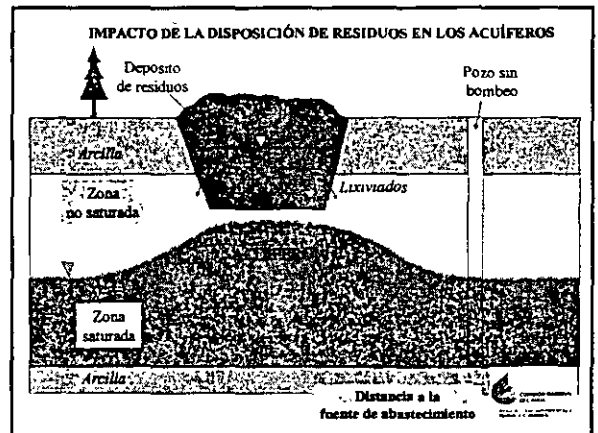
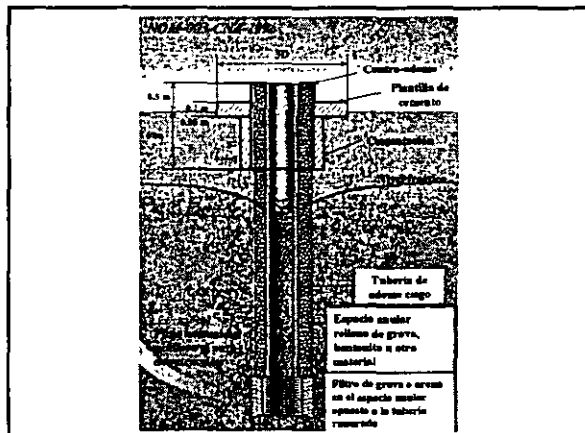
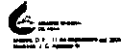
1. Fundamentos del transporte de solutos en el agua subterránea.
2. Características de los modelos de transporte.
3. Aplicación del modelo MT3D, e Interpretación de resultados.

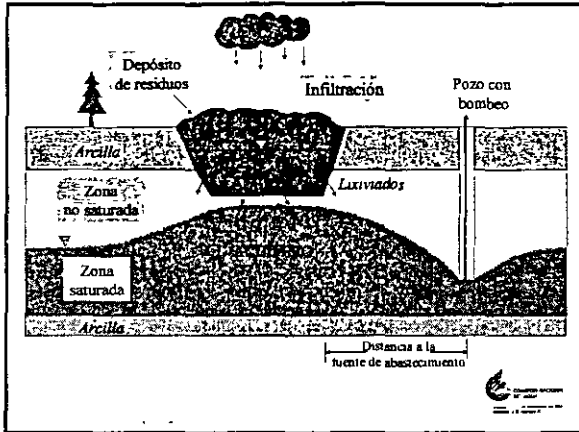
### Degradación de la Calidad del Agua Subterránea





MOVIMIENTO DE CONTAMINANTES DESDE LA SUPERFICIE AL SUBSUELO A TRAVÉS DEL ESPACIO ANULAR DE LOS POZOS

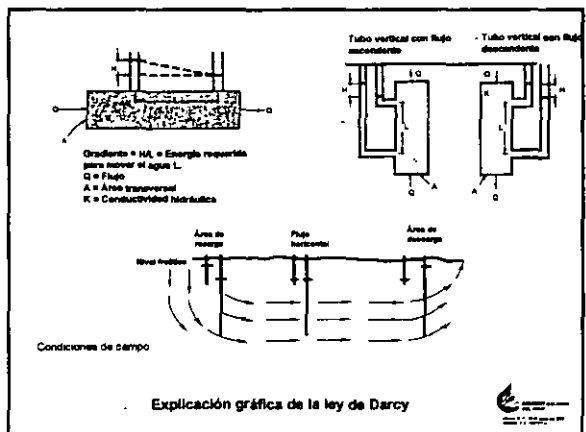


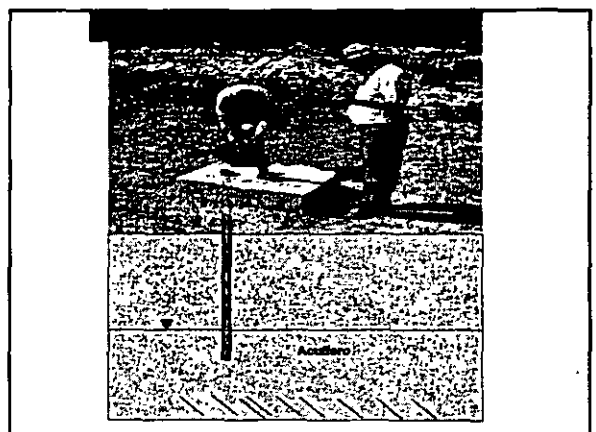
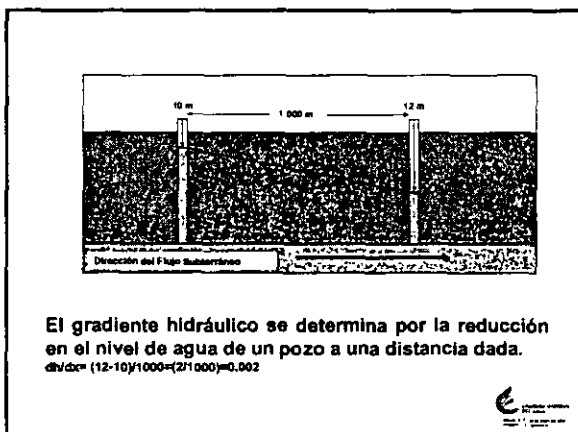
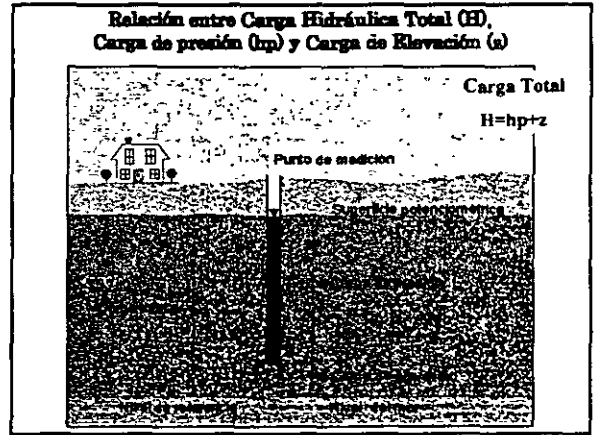
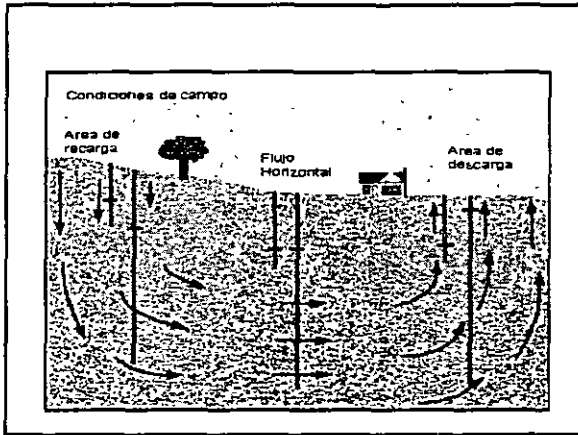


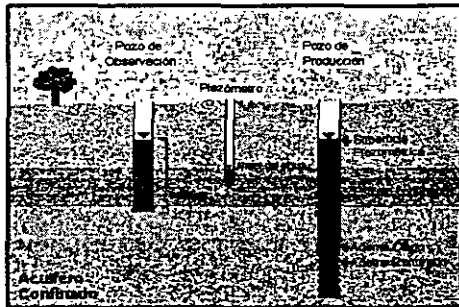
Fuentes de Contaminación a los Acuíferos.	
Posición de las Fuentes	Tipos
Sobre el Terreno	<ul style="list-style-type: none"> <li>*Infiltración de aguas residuales.</li> <li>*Almacenamiento de sustancias tóxicas</li> <li>*Derrames accidentales de sustancias tóxicas.</li> <li>*Acumulación de desechos sólidos o líquidos</li> </ul>
Sobre el Nivel Freático	<ul style="list-style-type: none"> <li>*Fosas sépticas.</li> <li>*Fugas en sistemas de agua potable y alcantarillado.</li> <li>*Norias y pozos someros</li> <li>*Fugas en tanques de almacenamiento.</li> </ul>
Por Debajo del Nivel Freático	<ul style="list-style-type: none"> <li>*Disposición de aguas residuales en el subsuelo (pozos de absorción o inyección)</li> <li>*Actividades mineras</li> <li>*Pozos abandonados (agua potable, petroleros, mineros)</li> </ul>

### Consideraciones en Eventos de Contaminación de Acuíferos

- En qué dirección se mueven los contaminantes?
- Cual es su velocidad ?
- Cual será su concentración en el tiempo y espacio?
- Cual es su impacto a la salud o medio ambiente?

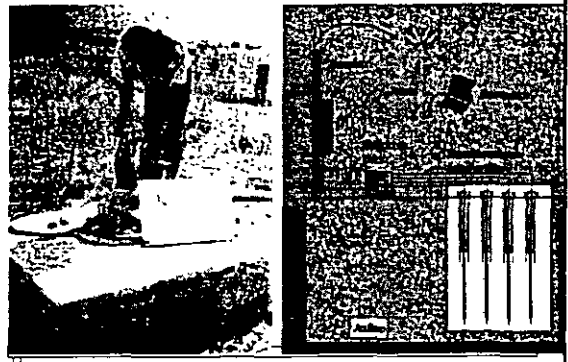




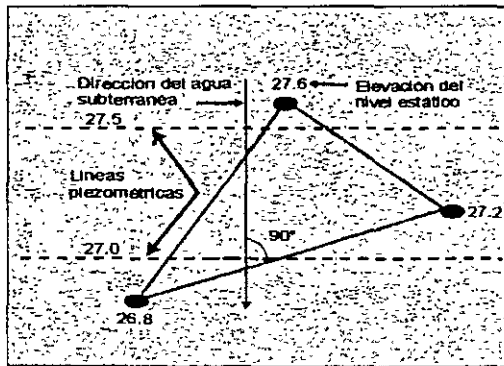


DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

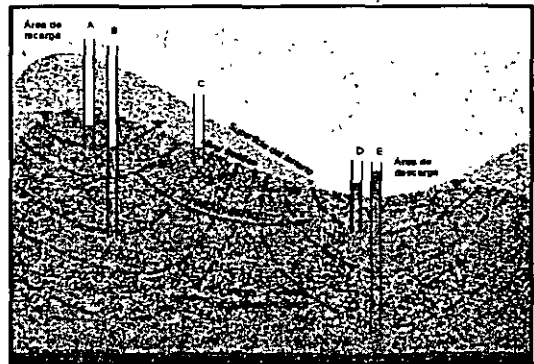
Registro Manual → Registro Automático

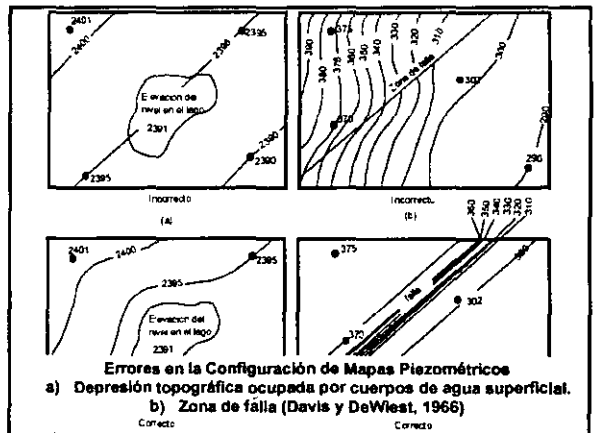
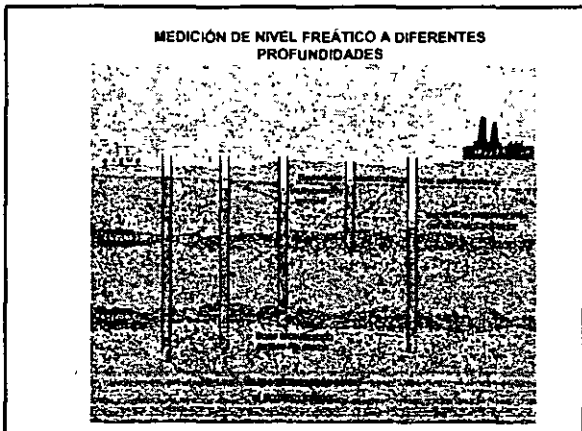
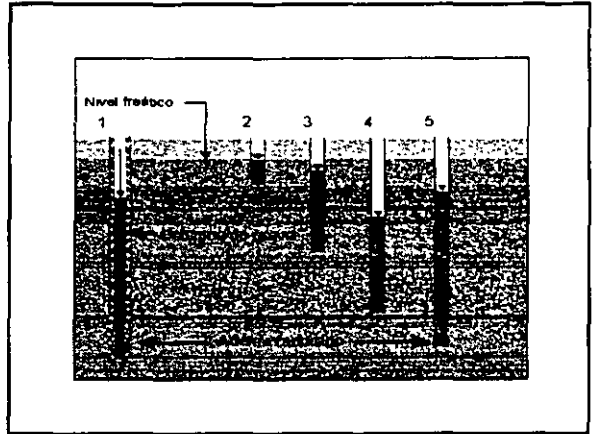
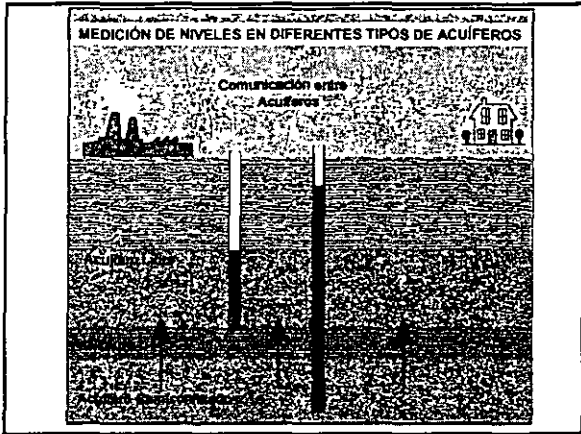


Determinación de la Dirección del Flujo Subterráneo



Nivel Piezométrico Medido en Pozos Localizados a Diferente Profundidad y Nivel Topográfico. (Ribe et al., 1984)

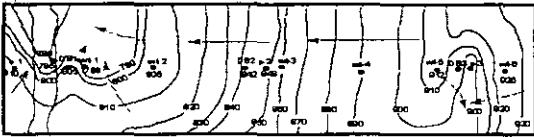




**Efecto de la medición de niveles en áreas de recarga y descarga**

- a) Configuración incorrecta, considerando medición de niveles en pozos que no reflejan la superficie piezométrica
- b) Configuración correcta, después de eliminar mediciones de nivel no representativas.

(Sans 1981)



(a)



(b)

**Estimación de la velocidad y tiempo de tránsito**

Supone que dispersión y difusión son despreciables. Únicamente actúa advección. Ecuación de Darcy:

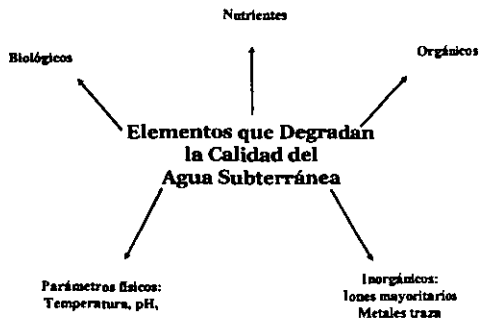
$q = K \frac{dh}{dx}$ , donde:

$K$  = conductividad hidráulica ( m/d)  
 $\frac{dh}{dx}$  = gradiente hidráulico

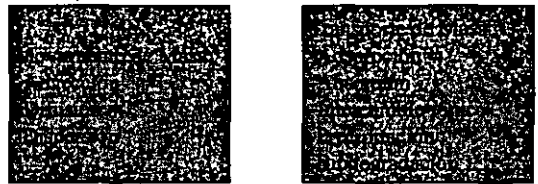
La velocidad lineal ( $v$ ) se calcula a partir de  $q$ :

$v = q / O = d / t$  en donde:

$q$  = velocidad de Darcy ( m/d);  
 $O$  = porosidad efectiva del medio ;  
 $d$  = distancia ( m);  
 $t$  = Tiempo de tránsito ( d );  
 de donde el tiempo se calcula como :  $t = d / v$



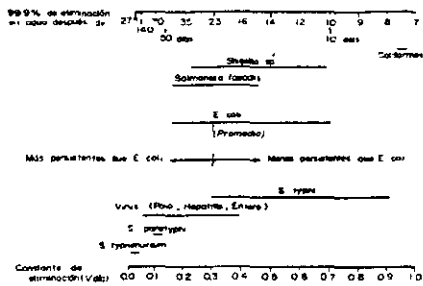
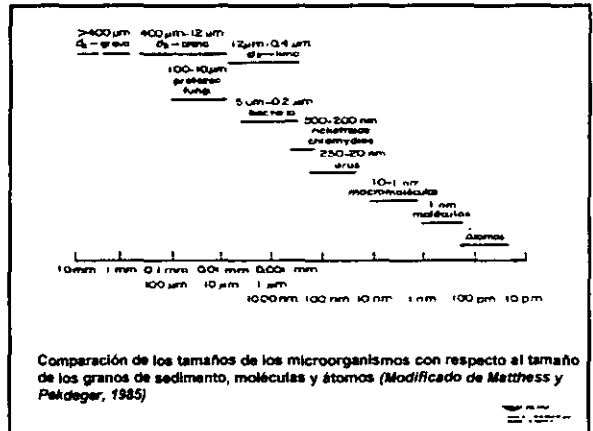
**Comportamiento de Contaminantes en el Subsuelo**



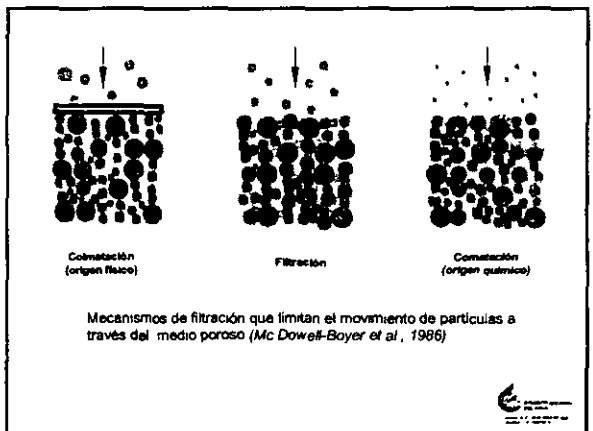


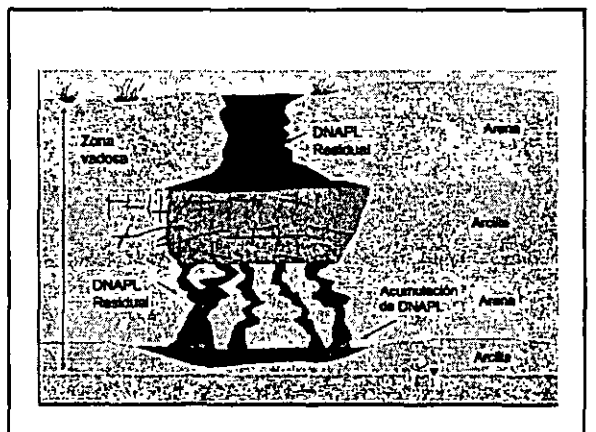
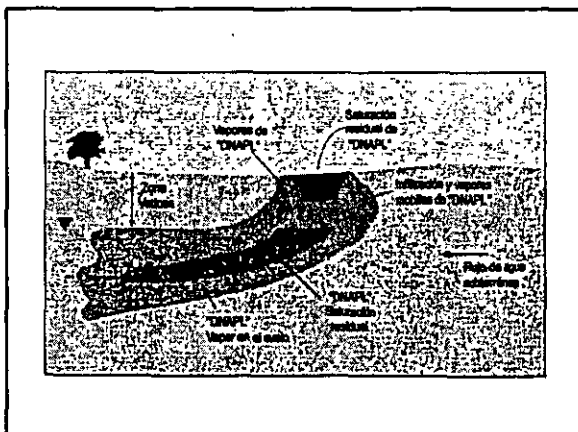
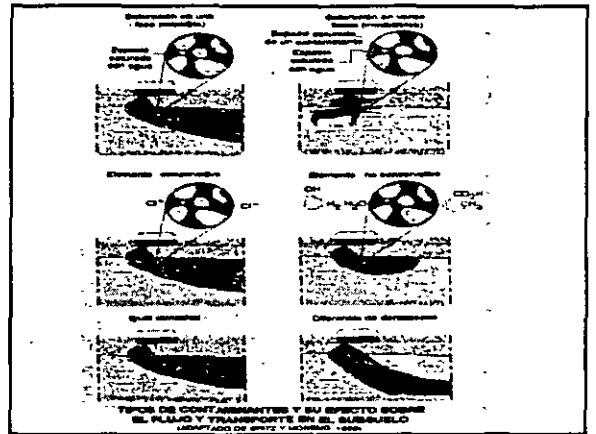
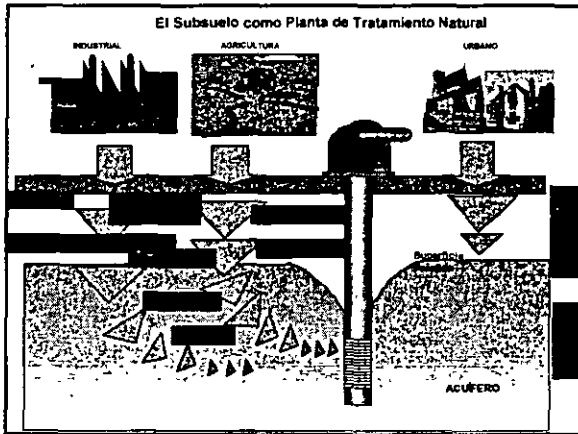
## Procesos que Controlan el Transporte de Masa

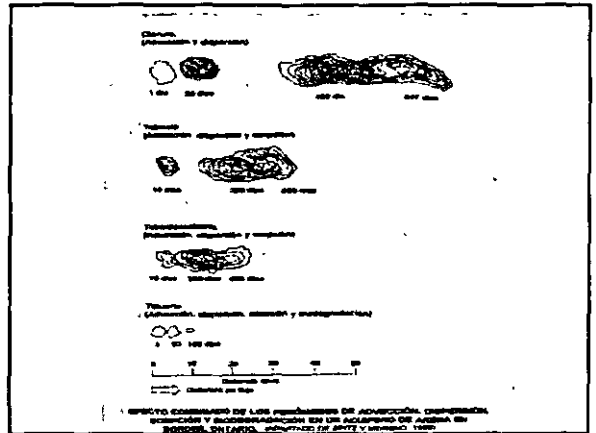
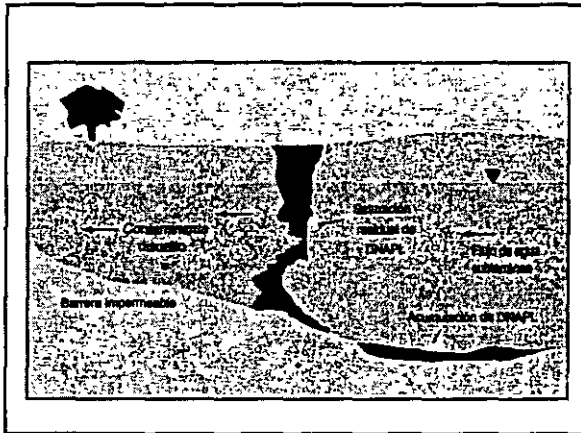
Proceso	Definición	Impacto en el Transporte
Advección	Movimiento de masa resultado del flujo subterráneo	Uno de los procesos más importantes de transporte
Dispersión	Mezcla de fluidos debido al efecto de la heterogeneidad en el subsuelo	Mecanismo de atenuación. Reduce y dispersa la concentración del soluto
Difusión	Movimiento de concentración en respuesta a un gradiente de concentración	Mecanismo de atenuación. Reduce la concentración del soluto



Constante de eliminación del 99.9 % de algunas bacterias y virus en el agua subterránea (Matthes et al., 1985)







**Problema.**

Un relleno sanitario libera un lixiviado con una concentración de cloruros de 725mg/L. El acuífero tiene las siguientes propiedades:

- Conductividad hidráulica (K)=  $3 \times 10^{-3}$  cm/s ( $3 \times 10^{-5}$  m/s)
- dh/dl = 0.002
- Porosidad efectiva = 0.23
- $D^* = 1 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s (estimado)

Calcular la concentración de cloruros a un tiempo de 365 días a una distancia de 15m, a partir del punto donde el lixiviado se infiltra al acuífero.

La ecuación que describe el transporte de un soluto en una dimensión está dada por:

$$D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t}$$

donde:

- DL = es el coeficiente de dispersión longitudinal
- C = es la concentración final del soluto
- Vx = velocidad promedio del agua subterránea en dirección (x)
- t = tiempo.

La concentración C, a una distancia L, a partir de la fuente con concentración Co, a un tiempo (t), se obtiene de la siguiente expresión. En donde erfc es la función del error complementario:

$$C = \frac{C_0}{2} \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{L - v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) + \exp \left( \frac{v_x L}{D_L} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{L + v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right]$$

Determinar la velocidad lineal promedio.

$$v_x = \frac{K (dh / dl)}{\eta_e}$$

$$v_x = (3 \times 10^{-5}) * (0.002) / 0.23 = 2.61 \times 10^{-7} \text{ [m/s]}$$

Determinar el coeficiente longitudinal de dispersión.  
Calcular el coeficiente longitudinal de dispersión.

$$\alpha L = 0.83(\log L) 2.414$$

$$\alpha L = 0.83 (\log 15) 2.414 = 1.23 \text{ m}$$

$$D_L = \alpha_L v_x + D^*$$

$$DL = (1.23 \text{ m} * 2.61 \times 10^{-7} \text{ m/s}) + 1 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s} = 3.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

2. Convertir el tiempo a segundos.

$$t = 1 \text{ año} * 60 \text{ seg/min} * 1440 \text{ min/día} * 365 \text{ día/año} = 3.15 \times 10^7 \text{ seg.}$$

• Sustituir valores en la ecuación.

$$C_0 = 725 \text{ mg/L}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$t = 3.15 \times 10^7 \text{ s}$$

$$D_L = 3.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$v_x = 2.61 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$C = \frac{725}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{15 \text{ m} - (2.61 \times 10^{-7} \text{ m/s} * 3.15 \times 10^7 \text{ s})}{2 * \sqrt{3.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} * 3.15 \times 10^7 \text{ s}}} \right) + \left[ \exp \left( \frac{2.61 \times 10^{-7} \text{ m/s} * 15 \text{ m}}{3.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}} \right) * \operatorname{erfc} \left( \frac{15 \text{ m} + (2.61 \times 10^{-7} \text{ m/s} * 3.15 \times 10^7 \text{ s})}{2 * \sqrt{3.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} * 3.15 \times 10^7 \text{ s}}} \right) \right]$$

$$C = 362.5 \operatorname{erfc} \left( \frac{15 \text{ m} - 8.19 \text{ m}}{6.3 \text{ m}} \right) + \exp(12.19) * \operatorname{erfc} \left( \frac{15 \text{ m} + 8.19 \text{ m}}{6.3 \text{ m}} \right)$$

$$C = 362.5 \operatorname{erfc}(1.08) + \exp(12.19) * \operatorname{erfc}(3.68)$$

La función del error complementario (erfc) se calcula a través de tablas. Sin embargo, a partir de valores mayores a tres, el segundo término de la ecuación es despreciable.

Entonces:

$C = 46 \text{ mg/l}$  será la concentración de cloruros en el agua subterránea a una distancia de 15 m, después de 365 días.

Ref: C.W. Fetter, 2001. Applied Hydrogeology. Fourth Edition. Prince-Hall. ISBN 0-13-088239-92001

La función del error complementario (erfc) se calcula a través de tablas. Sin embargo, a partir de valores mayores a tres, el segundo término de la ecuación es despreciable.

Entonces:

$C = 46 \text{ mg/l}$  será la concentración de cloruros en el agua subterránea a una distancia de 15 m, después de 365 días.

Ref: C.W. Fetter, 2001. Applied Hydrogeology Fourth Edition Prince-Hall. ISBN 0-13-088239-92001

#### MODELOS NUMERICOS DE TRANSPORTE DE CONTAMINANTES

Los modelos numericos son una herramienta esencial para el analisis de problemas de flujo y transporte de solutos en los acuíferos

Los modelos se refieren a la aplicación de programas de computo que resuelven un conjunto de ecuaciones que representan el modelo matemático de un proceso fisicoquimico que ocurre en el subsuelo.

Su aplicación permite estimar la respuesta de la carga hidráulica y la concentración, en el tiempo y el espacio, de un soluto cuando hay vanaciones en las propiedades hidráulicas y en la recarga o extracción de un acuífero.

#### DATOS REQUERIDOS PARA LA APLICACIÓN DE UN MODELO DE TRANSPORTE

##### I.- MODELO DE FLUJO

- Distribución, espesor y continuidad de las capas permeables y confinantes.
- Distribución de propiedades hidráulicas del acuífero ( s,t,k)
- Mapa de elevación del nivel estatico y evoluciones en el tiempo y el espacio.
- Distribución del bombeo en el tiempo y espacio
- Balance de agua subterránea (recarga,descarga)
- Definición de condiciones iniciales y de fronteras

**DATOS REQUERIDOS PARA LA APLICACIÓN DE UN MODELO DE TRANSPORTE**

**II.- MODELO DE TRANSPORTE DE SOLUTOS**

- Cálculo y distribución de las cargas hidráulicas calculadas por el modelo de flujo
- Estimación y distribución de parámetros: coeficientes de dispersión, porosidad efectiva, factores de retardación,
- Concentración inicial del soluto y del agua subterránea nativa
- Evolución de la concentración en el tiempo y espacio
- Definición de condiciones iniciales y de fronteras en términos de concentración

**TIPOS DE MODELOS NUMÉRICOS**

**FAMILIAS DE PROGRAMAS**

