

**POZOS Y ACUIFEROS**  
**TECNICAS DE EVALUACION**  
**MEDIANTE ENSAYOS DE BOMBEO**

**MANUEL VILLANUEVA MARTINEZ**  
**ALFREDO IGLESIAS LOPEZ**

**TECNICOS DE LA DIVISION DE AGUAS SUBTERRANEAS DEL**  
**INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA**

I.S.B.N. 84-7474-258-7

Depósito Legal: M-37996-1984

---

Talleres Gráficos IBERGESA, Crta. de Burgos km 12.200 - Madrid

*A Angel, Carlos, Lalo, Manolo,  
Marcial, Paco y Tiburcio, compa-  
ñeros inseparables de tantas jor-  
nadas de aforo.*



«Al hombre instruido le caracteriza el buscar en los problemas aquella precisión que por su naturaleza admiten, por tanto, tan necio es aceptar razonamientos imprecisos de un matemático como pedir demostraciones científicas a un retórico.»

ARISTOTELES



## PROLOGO

*Las funciones del Instituto Geológico y Minero de España son en la actualidad muy similares a las que, perspicaz y previsoramente, anunciaba su Decreto Fundacional de 1849; aunque el paso de los tiempos y los cambios consiguientes acaecidos se hayan encargado activamente de destacar algunos de esos cometidos y empalidecer otros.*

*El objetivo esencial del IGME es el estudio geológico del suelo y subsuelo con vistas al apoyo de los sectores productivos, a su abastecimiento con materias primas minerales, a las necesidades de la defensa y la protección civil, a las obras que transformen el suelo - subsuelo, a la ordenación del territorio y al medio ambiente. Para ello realiza y publica la cartografía geológica oficial y cuantos mapas geocientíficos o temáticos relacionados con ésta sean útiles para la consecución de los fines anteriormente señalados.*

*Las primeras aplicaciones de esta labor infraestructural corresponden asimismo, por razones de eficacia y economía, al propio Instituto, de ahí el segundo de sus apellidos -MINERO- con que tradicionalmente se le denomina. Entre esos aprovechamientos propios, directos e iniciales de la información geológica figura la búsqueda, estudio, evaluación e inventario de todos los recursos minerales (mineros, hidrogeológicos, geotérmicos, estructuras subterráneas) y otros del suelo y subsuelo, situados en el territorio nacional, mar territorial y plataforma continental.*

*Al ser muchos de ellos bienes públicos y difícilmente renovables, los estudios pertinentes se han de complementar con otros de protección, restauración o mejora, y con la creación, mantenimiento y explotación de un sistema nacional de información y de almacenamiento de los datos y muestras relativos al subsuelo y a los recursos anteriormente referidos.*

*Todo ese caudal de conocimientos y evaluaciones, que genera y acumula el IGME, no posee carácter estático, sino que está sujeto al progreso concomitante de la economía y la tecnología; ello obliga para ser capaces de su revisión permanente y certeza a que el Instituto practique la investigación y desarrollo de nuevas técnicas y métodos o, en su caso, el acomodo de las generadas externamente a las condiciones peculiares que caracterizan nuestra actividad. Pero estas actuaciones no pueden detenerse en el IGME, sino que*

*para su fructificación socioeconómica deben traspasar su ámbito interno y ser difundidas para que su aprovechamiento resulte completo y satisfactorio.*

*Este libro se enmarca dentro de esos fines y constituye el 2º de una colección de textos de consulta, acometida recientemente por el Instituto Geológico. La maestría con que sus autores han sabido compaginar caracteres tan inmiscibles como alcance amplísimo con brevedad expositiva, o rigor con persuasión divulgatoria tal vez sean algunas de sus notas destacables como obra técnica. Pero con toda seguridad los destinatarios de esta obra, indudable soporte, hasta ahora inédito, de numerosos cursos de postgraduados en nuestro país o en Iberoamérica, encontrarán éstas y otras muchas virtudes que el volumen encierra.*

*Sirva su publicación de estímulo y ejemplo a la amplia familia técnica que ampara este noble y entrañable Instituto.*

*J.E. Azcárate  
Director del  
Instituto Geológico y Minero de España*



## PRESENTACION

Un libro, en el que se recogen teorías y experiencias vividas por los autores, siempre merece el respeto que corresponde a la vida misma. Es una parte del propio ser la que se inmola en holocausto de los demás: que se ofrece generosamente al lector.

Por eso resulta siempre difícil esbozar con brevedad lo que aportan, en un libro, sus autores. Pero en esta ocasión existen unas coincidencias en mi persona que hacen más ardua esta tarea de introducción. De un lado, Alfredo Iglesias y Manuel Villanueva, son amigos entrañables míos; de otro, he sido uno de los más duros críticos de su labor de autores, y al final he caído en la misma «trampa» que ellos, es decir, ha llegado también, el libro, a ser parte de mi vida.

Con estos condicionantes, tengo que confesar con llaneza que no soy la persona más adecuada para escribir estas líneas, dada mi parcialidad y falta de ecuanimidad. Por consiguiente, respetado lector, no es posible que esta introducción sirva para allanar el camino al estudio, a la simple curiosidad, o avive su interés para penetrar en los temas que los autores nos ofrecen.

Pero como conocedor de la obra y de los autores, si puedo ofrecer algunas consideraciones, no técnicas, que le permitirán evaluar las posibilidades de este libro, del que todos los técnicos de la Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia del Instituto Geológico y Minero de España, nos sentimos orgullosos.

La Hidrogeología es una Ciencia tan antigua como el mundo, y tan reciente casi como la edad de los autores. Hasta hace muy poco tiempo no se tenía conciencia de que el agua es un bien preciado, sometida su existencia a una profunda crisis. Lamentablemente, pocos países han comprendido este problema, y han puesto en marcha mecanismos reguladores, legales y técnicos que permitan minimizar los efectos de la sed. Pero es un hecho probado que en pocos años se ha pasado de investigar y cuantificar sólo el agua subterránea de los detritos de los ríos, a globalizar, en los balances, todo el agua subterránea; y a considerar un acuífero, sea cual sea su origen, naturaleza y geometría, como embalse regulador de un ciclo único.

Esta evolución de la Hidrogeología ha sido vivida por los autores, porque ha sucedido en pocos años. Supone el proceso enriquecedor más fecundo y profundo al que se puede someter a unos técnicos, enamorados de su profesión vivida intensamente. Han sido partícipes en todo momento, de los mecanismos de la reacción irreversible que ha sufrido la Hidrogeología; y no han querido aislarse en alguno de los pedestales de los que disponen las ciencias o las técnicas para preservar a sus «elegidos» de los avatares diarios.

Su compromiso es constante con la Hidrogeología y la Sociedad; simultáneamente, en la actualidad, los duros días de campo con las eternas noches de aforos y bombeos. Por eso, este libro es una auténtica autobiografía, intensamente vivida, que aún por fortuna no se ha extinguido.

Pero quisiera destacar, paciente lector, una componente más y enormemente importante, que hace más valiosa, en mi opinión, la obra que se ofrece. Ambos autores son participantes, como profesores, de distintos cursos de Hidrogeología que todos los años se organizan. Este factor hace, posiblemente, muy atractivo el libro, porque garantiza una exposición pedagógica de los temas, poniéndolos al alcance, de forma sencilla y rigurosa, de los que se acercan por primera vez a estas técnicas. Y a los que reciclan sus conocimientos, les permiten descubrir hechos y matices en los que posiblemente no habían pensado con anterioridad.

Este libro viene a completar una laguna existente en la bibliografía hidrogeológica: la evaluación del recurso. Posiblemente, este estadio de la investigación ha cobrado, en la actualidad, una capital importancia por la lógica evolución de la Hidrogeología en los últimos años. Por esta razón, le considero un particular valor al libro y a los autores. Cuantificar siempre es un tema discutido y discutible, sobre todo en aquellas ciencias ligadas, de algún modo, a la Geología. Siempre ha existido un «razonable pudor» que, en este caso, se ha vencido para beneficio de los hidrogeólogos. Estos serán los primeros en valorarlo y agradecerlo. A ellos va dirigido este libro que me atrevo a calificar de singular. Y como me declaro profundo amigo y conocedor de los autores, no quiero dejar de destacar que en su corazón, en nuestro corazón, porque me incluyo, hay permanentemente un especial recuerdo a los hidrogeólogos de la América Latina.

**Jerónimo Abad Fernández**

# INDICE GENERAL

	Págs.
<i>Introducción</i> .....	13
PRIMERA PARTE: CONCEPTOS BASICOS	
<b>CAPITULO I. Introducción general</b> .....	17
Definición y objetivos generales de los ensayos de bombeo.—Tipos de acuíferos y su comportamiento.—Parámetros hidrogeológicos.—Teoría para la realización de ensayos de bombeo. Ecuación general.—Tipos de ensayos.	
SEGUNDA PARTE: INTERPRETACION DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO	
<b>CAPITULO II. Métodos en régimen permanente</b> .....	31
Metodología práctica.—Acuíferos cautivos. Método de Thiem.—Acuíferos libres. Corrección de Dupuit.—Acuíferos semiconfinados. Método de De Glee.—Campo de aplicación y reflexiones generales.—Problemas característicos.	
<b>CAPITULO III. Métodos en régimen variable</b> .....	61
Metodología práctica.—Acuíferos cautivos: <i>Método de Theis</i> . <i>Método de Jacob</i> . <i>Método de Chow</i> .—Acuíferos libres. Corrección de Dupuit.—Acuíferos semiconfinados. Método de Hantush.—Análisis de los perfiles de descensos.—Campos de pozos. Afecciones mutuas.—Campo de aplicación y reflexiones generales.—Problemas característicos.	
<b>CAPITULO IV. Métodos de recuperación. Régimen variable</b> .....	113
Interpretación de la evolución de niveles después de la parada.—Campo de aplicación y reflexiones generales.—Problemas característicos.	
<b>CAPITULO V. Anomalías y casos particulares que se presentan en la realización de los ensayos</b> .....	127
Efecto de falta de desarrollo.—Recargas exteriores y reciclado.—Barreras impermeables o bordes negativos. Método de las imágenes.—Bordes positivos o recargas laterales.—Efectos de almacenamiento en pozos de gran diámetro.—Acuíferos colgados. Bombeos a caudal crítico.—Efecto de drenaje diferido.—Efecto de pozos incompletos.—Bombeo en pozos con drenes radiales.—Bombeo en zanjas y galerías.—Campo de aplicación y reflexiones generales.—Problemas característicos.	

	Págs.
<b>CAPITULO VI. Estudio de las características del pozo</b> .....	193
Consideraciones generales sobre las pérdidas de carga.—Métodos de estimación de las pérdidas de carga.	
<b>CAPITULO VII. Método de bombeos escalonados</b> .....	293
Metodología general.—Escalones con recuperación.—Escalones sin recuperación.—Métodos de resolución para el cálculo de los coeficientes: <i>Método de tanteo del valor de «n»</i> . <i>Método de tanteo del valor de «A»</i> . <i>Método analítico</i> . <i>Método gráfico</i> . <i>Métodos informáticos</i> .—Análisis de resultados.—Campo de aplicación y reflexiones generales.	
<b>CAPITULO VIII. Curvas características</b> .....	231
Curvas teóricas.—Curvas reales.—Punto crítico, velocidad crítica y caudal máximo. Problemas característicos.	
<b>CAPITULO IX. Estudio del caudal de explotación</b> .....	251
Consideraciones sobre el cálculo del caudal de explotación más aconsejable.	
TERCERA PARTE: SELECCION DEL MATERIAL ADECUADO PARA LA REALIZACION DE ENSAYOS DE BOMBEO	
<b>CAPITULO X. Equipado del pozo</b> .....	261
Tipos de hidroniveles, limnigrafos y tubos piezométricos.—Dispositivos y métodos de aforo: <i>Aforo volumétrico</i> . <i>Aforo en canal</i> . <i>Aforo en vertedero</i> . <i>Aforo en tubería con diafragma</i> . <i>Prácticas expeditivas</i> .—Selección de la tubería de impulsión.	
<b>CAPITULO XI. Selección del equipo de bombeo</b> .....	287
Grupos motobomba.—Selección del cable eléctrico.—Selección del generador o transformador.—Material complementario.	
CUARTA PARTE: PROGRAMACION Y EJECUCION DE ENSAYOS DE BOMBEO. ESTUDIOS PREVIOS Y TRABAJOS AUXILIARES	
<b>CAPITULO XII. Estudios y trabajos auxiliares</b> .....	303
Accesos al lugar.—Evacuación del agua bombeada.—Características del pozo.—Piezómetros y pozos de observación.—Conocimiento geológico.	
<b>CAPITULO XIII. Programa de bombeo y mediciones</b> .....	307
Consideraciones generales.—Duración de los ensayos.—Selección del caudal.—Partes de bombeo y mediciones.—Toma de muestras de agua.	
<b>APENDICE A. Ejemplos prácticos de interpretación de ensayos de bombeo por los diversos métodos</b> .....	315
<b>APENDICE B. Bombeo mediante aire comprimido</b> .....	345
Introducción.—Principio general de funcionamiento.—Aplicación práctica.—Sumergencia.—Relación de diámetros.—Presión y volumen de aire.—Pérdidas por rozamiento.—Capacidad y rendimiento del compresor.—Ejemplo resumen.	
<b>APENDICE C. Programas para calculadoras científicas programables</b> .....	369
Programa para el cálculo de «A», «B» y «n».—Programa para el cálculo del caudal específico.—Programa para el cálculo del caudal de explotación.	

	<u>Págs.</u>
<b>APENDICE D. Tablas y gráficos de uso más frecuente</b> .....	379
<p>Tabla de la función de pozo <math>W(u)</math> para acuífero confinado.—Tabla de la función de pozo <math>W(u, r/B)</math> para acuífero semiconfinado.—Tabla de caudales de aforo para diferentes relaciones de tuberías y diafragmas.—Gráfico de caudales de aforo para distintas relaciones de tuberías y diafragmas.—Partes de bombeo y gráficos de interpretación.</p>	
<b>Referencias bibliográficas</b> .....	401
<b>Tabla de símbolos utilizados</b> .....	405
<b>Índice de tablas, gráficos y figuras</b> .....	409
<b>Tabla de conversión de unidades</b> .....	419
<b>Curvas Patrón</b> .....	En solapa



## INTRODUCCION

*Los ensayos de bombeo son, sin lugar a dudas, el método más extendido, de más fácil aplicación y mayor garantía en sus resultados, que se usa tradicionalmente al objeto de conocer las características hidráulicas de los acuíferos, así como el grado de perfección del acabado de las captaciones de aguas subterráneas.*

*La metodología de los ensayos puede ser muy compleja, y es frecuente que el alto grado de conocimiento matemático, que a veces requiere, plantee serios problemas a las personas que se inician en esta temática.*

*Por ello ha parecido oportuno resumir en este trabajo los procedimientos prácticos de realización de estos ensayos, tanto en el aspecto de interpretación de los resultados, como en el planteamiento de la realización en sí misma y de la elección de los materiales adecuados, teniendo siempre presente hacerlo de una manera práctica y sencilla, que permita a los estudiantes y técnicos, no iniciados en esta materia, adquirir rápidamente los conocimientos necesarios para poder llevar a buen término los diversos tipos de ensayos de bombeo.*

*Se pretende dar una exposición sobre la forma de realizar e interpretar de una manera pragmática estas pruebas, en base a la preparación de una serie de recomendaciones, que presten la imprescindible atención a los desarrollos matemáticos; pero procurando dejar claro el concepto físico para cada uno de los métodos que se utilicen.*

*El trabajo se divide en trece capítulos y cuatro apéndices, donde se estudian, junto con los conceptos básicos, los métodos generales de ensayos de bombeo en régimen permanente y variable, interpretación de niveles en recuperación y técnicas operativas de análisis de bombeos escalonados.*

*La experiencia docente de los autores en los diversos cursos de hidrogeología aplicada donde imparten estas materias les conduce a pensar que en veinte horas de clase puede desarrollarse con aceptable amplitud la totalidad de los capítulos tratados en este texto.*





**PRIMERA PARTE**  
**CONCEPTOS BASICOS**



# CAPITULO I

## INTRODUCCION GENERAL

### **Definición y objetivos generales de los ensayos de bombeo**

Un ensayo de bombeo es, en esencia, un método de análisis de los pozos de captación de aguas subterráneas y del acuífero en que se encuentran.

La metodología de su realización es simple. Consiste en bombear los pozos y sondeos, bien a caudal constante o bien a caudal variable, siguiendo la evolución del nivel del agua, debida al bombeo, tanto en el mismo pozo de bombeo como en otros pozos cercanos, cuando los hubiere.

El estudio de las variaciones de los niveles es precisamente en lo que consiste el ensayo de bombeo y lo que permite obtener información, tanto sobre el pozo en sí como sobre las características y circunstancias del acuífero. Estas pruebas, respecto al pozo, pueden suministrar información sobre la calidad de construcción, pérdidas de carga por rozamiento del agua en las inmediaciones del mismo, e incluso sobre el caudal de bombeo más aconsejable y lugar donde debe colocarse la bomba para un caudal determinado de explotación.

Respecto al acuífero, pueden suministrar datos sobre su transmisividad, almacenamiento, grado de comunicación entre la zona acuífera inmediata al pozo y otras más lejanas; existencia de barreras o bordes impermeables cercanos, zonas de recarga, etc. Incluso, en determinadas circunstancias, es posible calcular con los ensayos de bombeo el área de embalse subterráneo.

Conviene ya desde aquí desmitificar la validez y exactitud de los resultados de los ensayos. Muchas veces la interpretación es tan sencilla, que podría constituir lo que ha dado en llamarse «un caso de libro». Otras veces, sin embargo, la naturaleza e incluso las obras de captación resultan tan complejas y heterogéneas que no hay que extrañarse de encontrar los resultados de algunos ensayos como absolutamente ininterpretables.

En cualquier caso, siempre podrá obtenerse un orden de magnitud en los parámetros buscados y tener una idea del error con que se mueven los cálculos frente a la realidad de las circunstancias naturales.

## Tipos de acuíferos y su comportamiento

Ante todo, conviene indicar, que cuando se bombea un pozo, baja el nivel de agua en el mismo, y en toda la porción de acuífero circundante a él. El descenso de nivel es más pronunciado en el pozo, y aminora a medida que aumenta la distancia al mismo.

La distancia existente entre el pozo de bombeo y la zona del acuífero, en la que la influencia puede considerarse nula, es el llamado radio de influencia. En la figura 1 se esquematiza gráficamente.

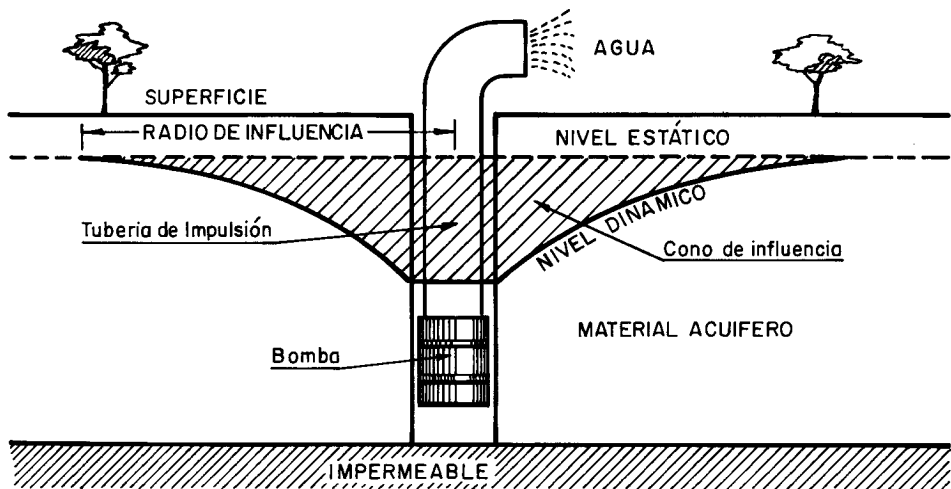


Fig. 1.—Cono de influencia al bombear un pozo de captación.

En definitiva, se forma en torno al pozo un gran cono de bombeo, cuya superficie es la superficie piezométrica dinámica, y el valor del nivel de agua en un punto de dicha superficie es el llamado nivel dinámico. El nivel estático es el que existía en el acuífero antes de empezar el bombeo.

Hechas estas consideraciones iniciales, se pasa a comentar los tipos de acuíferos que existen en la naturaleza, su modo de reaccionar en los diferentes casos hidráulicos y estructurales, y su comportamiento frente al bombeo.

Desde el punto de vista de su textura, existen fundamentalmente tres tipos de materiales acuíferos:

- a) Aquellos cuya permeabilidad es debida a grietas y fisuras, tanto de origen mecánico como de disolución. Forman en conjunto los acuíferos kársticos y fisurados, y se encuentran entre ellos, las calizas, dolomías, granitos y basaltos, etc., siendo los dos primeros los tipos más importantes.
- b) Aquellos cuya permeabilidad es debida a su porosidad intergranular. Son los denominados acuíferos porosos y se encuentran entre ellos, las gravas, arenas, arcosas, etc., y, en general, todos los materiales detríticos con tamaño de grano de arena como mínimo.
- c) Por último, están los acuíferos, cuya permeabilidad es debida a un conjunto de las dos anteriores causas, y se tienen así los acuíferos kársticos y porosos. Son típicas las calcarenitas.

En general, los porosos son más homogéneos, aun dentro de la heterogeneidad que hay que admitir a todos los acuíferos. Tanto éstos como los kárstico-porosos son capaces de almacenar gran cantidad de agua por unidad de volumen de acuífero y, por tanto, son en general acuíferos lentos que reaccionan con inercia a los bombeos. Los radios de influencia suelen ser más cortos que en los kársticos.

Los kársticos, sin embargo, son menos homogéneos y suelen ser más dispares los resultados de los ensayos. Tienen menor capacidad para almacenar agua y pueden ser considerados, por ello, acuíferos rápidos, en los que los radios de influencia son más altos que en los restantes acuíferos.

De otra parte, estos acuíferos, según sus circunstancias hidráulicas y estructurales, pueden reaccionar de tres distintas formas:

- a) Acuíferos libres. Son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. El agua que ceden es el agua que tienen almacenada en sus poros. Este volumen de agua es alto en comparación con los acuíferos que se comentan a continuación, y por ello tienen bastante inercia. Los conos de bombeos suelen ser esbeltos, es decir, con elevados descensos de nivel en el pozo y corto radio de influencia.
- b) Acuíferos cautivos o confinados. Son aquellos que están absolutamente aislados en el subsuelo, es decir, rodeados de materiales impermeables por todos sus lados. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo de dicho material acuífero. En realidad, están a presión o en carga, debido al peso de los materiales superiores. El agua que ceden procede de la descompresión de estas capas superiores, cuando se produce la depresión en el acuífero. En rigor, no existen en la naturaleza acuíferos cautivos puros, dado que no existen materiales absolutamente impermeables capaces de aislarlos, aunque a efectos prácticos muchos podrán considerarse como tales, entre otros, aquellas formaciones permeables que permanecen cautivas en una gran exten-

sión y afloran en superficie por alguno de sus extremos. Se consultará más adelante este caso.

Son acuíferos rápidos con muy poca inercia, debido a su baja capacidad de almacenar agua, que reaccionan, o transmiten en seguida las influencias de un bombeo puntual. Los conos de bombeo suelen ser de menor altura que en los libres, pero con radios de influencia largos.

- c) Acuíferos semiconfinados. En ellos los materiales que los rodean no son todos impermeables. Así, el paquete superior o semiconfinante lo constituyen formaciones semipermeables, que permiten el paso del agua de otros acuíferos superiores al inferior semiconfinado. Consecuentemente, la velocidad de reacción de estos acuíferos ante un bombeo es más moderada que en los cautivos y los radios de influencia tienen valores medios entre libres y cautivos.

De acuerdo con esto, se puede tener una idea cualitativa de la forma de los conos de influencia y de la velocidad de reacción de los diversos acuíferos ante un bombeo.

Por ejemplo, los acuíferos más lentos, es decir, los que transmiten con menor velocidad las influencias de los bombeos y que además tendrán conos de influencia profundos, pero de radios cortos, serán aquellos de textura porosa granular cuando trabajan como libres.

Recíprocamente, los acuíferos que acusarán con mayor velocidad los efectos de un bombeo puntual, con conos de bombeo poco profundos y radios de influencia largos, serán los kársticos, cuando trabajan como cautivos.

## Parámetros hidrogeológicos

Los parámetros hidrogeológicos de un acuífero son:

- Permeabilidad (K).
- Transmisividad (T).
- Coeficiente de almacenamiento (S).

La permeabilidad es el flujo de agua que atraviesa una sección unitaria de acuífero, bajo la influencia de un gradiente unitario, a temperatura de campo.

$$K = \frac{cd^2\gamma}{\mu}$$

donde:

- $c$  = constante adimensional.
- $d^2$  = factor que depende de la superficie intergranular.
- $\gamma$  = peso específico del líquido.
- $\mu$  = viscosidad del líquido a la temperatura  $t^\circ$ .

El término  $cd^2 = k$ , se conoce como permeabilidad específica o intrínseca, y depende únicamente de las características del terreno.

$$K = LT^{-1}$$

La transmisividad es el volumen de agua que atraviesa una banda de acuífero de ancho unitario en la unidad de tiempo y bajo la carga de un metro. Es representativa de la capacidad que tiene el acuífero para ceder agua. Partiendo de la definición, sus dimensiones son las siguientes:

$$T = (L^3/T)/L = L^2 T^{-1}$$

T = dimensión tiempo. L = dimensión longitud.

Lo más común es que la transmisividad se mida en m<sup>2</sup>/día, m<sup>2</sup>/hora o m<sup>2</sup>/segundo. Sin embargo, la unidad que da cifras más manejables es el m<sup>2</sup>/día, por lo que se aconseja sea usada en todos los ensayos.

A efectos de irse familiarizando con esta unidad, se dan los valores de la tabla 1.

TABLA 1  
VALORES DE LA TRANSMISIVIDAD (según autores)

T (m <sup>2</sup> /día)	Calificación estimativa	Posibilidades del acuífero
T < 10	Muy baja	Pozos de menos de 1 l/s con 10 m de depresión teórica.
10 < T < 100	Baja	Pozos entre 1 y 10 l/s con 10 m de depresión teórica.
100 < T < 500	Media a alta	Pozos entre 10 y 50 l/s con 10 m de depresión teórica.
500 < T < 1.000	Alta	Pozos entre 50 y 100 l/s con 10 m de depresión teórica.
T > 1.000	Muy alta	Pozos superiores a 100 l/s con 10 m de depresión teórica.

La permeabilidad K se obtiene como cociente entre la transmisividad T y el espesor del acuífero b.

$$K = T/b$$

Sus dimensiones, por tanto, serán:

$$K = T/b = (L^2/T)/L = L/T$$

Y se usa como unidad el m/día.

La permeabilidad es una medida muy característica de la textura del acuífero; pero no representa como la transmisividad las posibilidades de ceder agua. Un acuífero muy permeable, pero de poco espesor, puede ser poco transmisivo y, como consecuencia, los pozos que en el mismo se construyan, no serán muy caudalosos.

Una calificación cualitativa de los valores de la permeabilidad puede verse en la tabla 2.

TABLA 2  
VALORES DE LA PERMEABILIDAD  
(según autores)

K (m/día)	Calificación estimativa
$K < 10^{-2}$	Muy baja
$10^{-2} < K < 1$	Baja
$1 < K < 10$	Media
$10 < K < 100$	Alta
$K > 100$	Muy alta

A efectos de trabajar con acuíferos semiconfinados, conviene tener en cuenta los valores de la permeabilidad de los materiales semipermeables (limo arenoso, limo, arcilla limosa, y arcillas algo arenosas). En estos, la K suele estar comprendida entre  $10^{-4}$  y  $10^{-2}$  m/día, siendo  $10^{-3}$  un valor medio representativo que se suele usar con mucha frecuencia. Los terrenos impermeables tienen valores de K inferiores a los  $10^{-4}$  m/día.

Por último, el coeficiente de almacenamiento S puede definirse como la cantidad de agua que cede un prisma de acuífero de base cuadrada unitaria cuando se le deprime la unidad. Consecuentemente, no tiene dimensiones. En el caso de que el acuífero trabaje como libre, el coeficiente de almacenamiento representa el volumen de agua que puede ceder un volumen unitario de acuífero; se puede representar en tanto por ciento y coincide con la porosidad eficaz.

Los valores más significativos de coeficientes de almacenamiento, a efectos prácticos y según datos obtenidos de más de 500 ensayos de bombeo realizados por el Instituto Geológico y Minero de España, se resumen en la tabla 3.



TABLA 3  
VALORES DEL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO (según autores)

Tipo de material permeable	Forma del funcionamiento del acuífero	Valores de S (medio)
<i>Kárstico:</i>		
Caliza y dolomías jurásicas	Libre	$2 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$5 \times 10^{-4}$
	Confinado	$5 \times 10^{-5}$
Calizas y dolomías cretácicas y terciarias	Libre	$2 \times 10^{-2} - 6 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$10^{-3} - 5 \times 10^{-4}$
	Confinado	$10^{-4} - 5 \times 10^{-5}$
<i>Poroso intergranular:</i>		
Gravas y arenas	Libre	$5 \times 10^{-2} - 15 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$10^{-3}$
	Confinado	$10^{-4}$
<i>Kársticos y porosos:</i>		
Calcarenitas marinas terciarias	Libre	$15 \times 10^{-2} - 18 \times 10^{-2}$

Estos valores son los que parecen ser más adecuados para introducir por tanteo en los ensayos de bombeo, cuando las circunstancias particulares de la prueba no hayan permitido el cálculo directo.

Los valores de S que no guarden un orden de magnitud con los reseñados deben, en principio, ser tomados con recelo.

Queda, por último, indicar que para el caso de la permeabilidad en acuíferos detríticos existe la posibilidad de tantearla con las muestras de los terrenos, comparando sus curvas granulométricas con otras estandarizadas en los ábacos debidos a Bredding (consúltese bibliografía). Sin embargo, la experiencia de los autores es que los valores que se obtienen no son representativos de la realidad práctica, seguramente debido al grado de compactación que existe en el acuífero y a las matrices arcillosas que a veces, incluso en muy pequeña proporción, llevan las arenas, lo que les hace bajar sensiblemente su permeabilidad real.

## Teoría para la realización de los ensayos de bombeo. Ecuación general

La teoría de los ensayos de bombeo está basada en las leyes fundamentales de la hidráulica en medios porosos.

Estas leyes resultan de la aplicación de la Ley de Darcy de los medios porosos, al teorema de la continuidad.

La ecuación fundamental es:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{F}{K} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

donde:

- $h$  = potencial hidráulico (nivel piezométrico).
- $F$  = recargas exteriores (verticales, lluvias, etc.).
- $K$  = permeabilidad del acuífero.
- $S$  = coeficiente de almacenamiento.
- $T$  = transmisividad del acuífero.
- $t$  = tiempo.

Dicha ecuación, tiene una deducción larga y difícil, que puede verse en los textos que se citan en la bibliografía.

Los términos de la expresión en estudio tienen, sin embargo, una interpretación física sencilla.

En efecto:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \text{ ó } \bar{\nabla}^2 h \text{ ó } \Delta h$$

representa la suma de entradas y salidas de agua en un cubo poroso elemental por razones de la diferencia de nivel piezométrico entre este cubo y las zonas de acuífero inmediatas.

$\frac{F}{K}$  = representa las recargas de agua, exteriores al sistema.

$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$  = representa la variación del almacenamiento del agua en dicho cubo poroso elemental.

Por consiguiente, la ecuación fundamental representa matemáticamente una conclusión lógica:

- La diferencia entre la cantidad de agua que entra y sale por las caras de un cubo poroso ideal (por razones de las diferencias de nivel piezométrico entre este cubo y las zonas del acuífero inmediatas), más las entradas de agua exteriores al sistema, tiene que ser igual a la variación del almacenamiento, es decir, a lo que se llena o vacía dicho cubo.

Es evidente que se expresa de una manera muy simple, pero puede ser útil para dejar claras las ideas.

La ecuación puede resultar de difícil o imposible solución, según sean las condiciones de contorno, y es aplicable a los problemas generales del movimiento del agua en los acuíferos.

En el caso concreto de los ensayos de bombeo, se estudia el movimiento del agua en el acuífero, como consecuencia de una depresión del nivel piezométrico en un punto, motivada por un bombeo en un pozo situado en dicho punto.

Para la resolución de la ecuación pueden admitirse muchas simplificaciones, siempre y cuando que la realidad física del ensayo las respete.

Por ejemplo:

— Si no existen recargas exteriores:  $\frac{F}{K} = 0$

— Si el flujo es radial y no existe componente respecto al eje OZ

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

— Si el régimen es permanente, es decir, no varía el nivel piezométrico con el tiempo:

$$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

La ecuación habría quedado reducida a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

que pasándola a coordenadas polares, tiene una resolución más sencilla.

Atendiendo a las diversas simplificaciones que puedan admitirse dentro de la realidad física, se llega a los diversos casos particulares de la metodología de interpretación de ensayos de bombeo.

## Tipos de ensayos

Los diversos tipos de ensayos de bombeo, se resumen en el siguiente cuadro.

Tipos de ensayos de bombeo	{	A caudal constante	{	Régimen permanente	{	Prueba en bombeo
				Régimen variable		
		A caudal variable	{	Bombeo a caudal crítico		
				Bombeos escalonados		

Cuando se realiza el ensayo a caudal constante es preciso mantenerlo sin variación a lo largo de toda la prueba.

Se denomina régimen permanente a aquel en el cual los niveles no varían con el tiempo, mientras que en el régimen variable sí se produce esta variación.

Desde el punto de vista práctico: Antes de empezar el ensayo se mide la profundidad del nivel del agua en el pozo de bombeo y en los de observación, si los hubiere. Como consecuencia de un bombeo a caudal constante  $Q$ , los niveles descenderán durante un cierto tiempo. Si se interpretan los resultados de la variación de niveles en función del tiempo de bombeo, se estaría en un caso de régimen variable.

Transcurrido un tiempo, los niveles se estabilizan o varían tan poco, que pueden considerarse estabilizados. Interpretando los descensos totales habidos, con niveles estabilizados en el pozo de bombeo y en los piezómetros de observación, se estaría en un caso de régimen permanente.

Cuando se para el bombeo, los niveles comienzan a ascender, tratando de alcanzar la cota inicial en reposo. Si se interpreta la evolución de éstos niveles después de la parada, se está en el caso de régimen variable en recuperación.

Por último, en el caso de bombeos a caudal variable pueden existir dos modalidades.

La primera consiste en mantener la depresión fija al nivel de la bomba y medir cómo va variando el caudal con el tiempo. Se la denomina prueba a caudal crítico y se utiliza exclusivamente para ensayos en acuíferos colgados que reúnan determinadas características.

La segunda modalidad es la de caudales escalonados. En ésta se fijan a voluntad distintos caudales, midiéndose la depresión producida por cada uno de ellos. Se utilizan para calcular las pérdidas de carga en el pozo, como consecuencia de una construcción defectuosa.

**SEGUNDA PARTE**

**INTERPRETACION DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO**



Se van a exponer a continuación los métodos teóricos generales para la interpretación de ensayos de bombeo, enfocándolos desde un punto de vista más práctico posible. Conviene tener siempre presente que los ensayos se basan en simples fórmulas matemáticas que no son sino modelos simplificados de la realidad física.

Un ensayo de bombeo no puede ser, ni es, una mera deducción matemática. Es, en cierto modo, una interpretación de determinadas circunstancias de la naturaleza, por ello se precisa un buen conocimiento de la zona: geología, hidrogeología, corte del sondeo a ensayar y equipado y situación de los filtros, incidencias de la perforación, tipo de acuífero en el que se trabaja, proximidad de bordes impermeables, análisis estadístico de pozos cercanos y todas las circunstancias que se puedan deducir en el campo o gabinete que permitan sentar las bases lo más sólidas posibles para poder sacar con fiabilidad las conclusiones que se persiguen.

Toda la teoría que se explicará, será tanto más útil cuanto más completa sea la información sobre las particulares condiciones de cada caso.

Por último, se indica que los ejemplos que acompañan a la teoría son en rigor parte integrante de ésta y por ello deberán estudiarse conjuntamente para la total comprensión de esta metodología.

Como ya se sabe, los ensayos permiten sacar información tanto del pozo como del acuífero en que se ubica.

En los capítulos II, III, IV y V se estudiarán los métodos que pueden utilizarse para obtener valores cuantitativos de los parámetros del acuífero, mientras que en los capítulos VI, VII y VIII se estudiarán los métodos utilizables para conocer la eficiencia y grado de acabado del pozo.





## CAPITULO II

### METODOS EN REGIMEN PERMANENTE

En los ensayos en régimen permanente, el nivel permanece invariable o prácticamente invariable después de un cierto tiempo de bombeo o tiempo de estabilización.

En estas circunstancias, el término  $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$  de la ecuación general se considerará nulo.

#### **Metodología práctica**

La metodología práctica general en este tipo de ensayos es muy simple y requiere, en general, poco esfuerzo en mediciones de campo.

Se mide en primer lugar la profundidad de los niveles de agua, tanto en el pozo que se va a bombear como en aquellos que se van a utilizar solamente para observación del descenso de niveles a distintas distancias del punto de bombeo, si los hubiere.

Se puede empezar a bombear en el pozo elegido a tal fin con un caudal de bombeo constante  $Q$ .

Cuando han transcurrido varias horas, o un día, se miden sucesivamente los niveles en un espacio corto de tiempo, para ver si todavía siguen evolucionando en descenso.

Esta operación se repite varias veces hasta que se comprueba que los niveles pueden considerarse estabilizados. Se toma la medida de la profundidad a que están dichos niveles y por diferencia con los niveles iniciales, se obtienen las depresiones producidas en pozo y piezómetros a causa del bombeo de caudal  $Q$ .

Con los valores de las depresiones, caudal de bombeo y distancias entre el pozo y piezómetros, medidas con la mayor exactitud posible, se procede a interpretar el ensayo por los métodos que a continuación se detallarán, pudiendo obtenerse valores de transmisividad, radio de influencia e incluso pérdidas de carga en el pozo, si se ha dispuesto de varios piezómetros. Si sólo se ha contado con los datos del pozo de bombeo por no existir piezómetros (pozos de observación), lo único que podrá hacerse es estimar la transmisividad.

El coeficiente de almacenamiento  $S$  no puede calcularse por métodos de régimen permanente. Tiene su lógica explicación en que al ser el régimen permanente, el nivel permanece constante y consecuentemente no se producen vaciados en el acuífero, que se limita, en teoría, a ser un mero transmisor del agua.

### Acuíferos cautivos. Método de Thiem

Considérese que va a realizarse un ensayo de bombeo, y que en las condiciones que se efectúa el mismo, puede suponerse que con cierta aproximación las circunstancias físicas del acuífero y del pozo son las siguientes:

- Régimen permanente.
- No existen recargas exteriores.
- Acuífero homogéneo e isótropo.
- El acuífero es infinito.
- El pozo de bombeo es de diámetro cero.
- El pozo atraviesa completamente la formación permeable.
- El agua que se bombea produce un inmediato descenso del nivel y no vuelve a introducirse en el acuífero.
- El flujo de agua hacia el pozo es radial y no tiene componentes verticales.
- El caudal de bombeo  $Q$  es constante.

Con todas estas limitaciones o condiciones de contorno, introducidas en la ecuación general, y resuelta ésta, se llega a la fórmula de Thiem:

$$d_1 - d_2 = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

donde (ver fig. 2):

- $d_1$  = depresión producida por el bombeo en el pozo de observación número 1.
- $d_2$  = depresión producida por el bombeo en el pozo de observación número 2.
- $Q$  = caudal de bombeo constante.
- $T$  = transmisividad del acuífero.
- $r_2$  = distancia del pozo de bombeo al piezómetro de observación núm. 2.
- $r_1$  = distancia del pozo de bombeo al piezómetro de observación núm. 1.

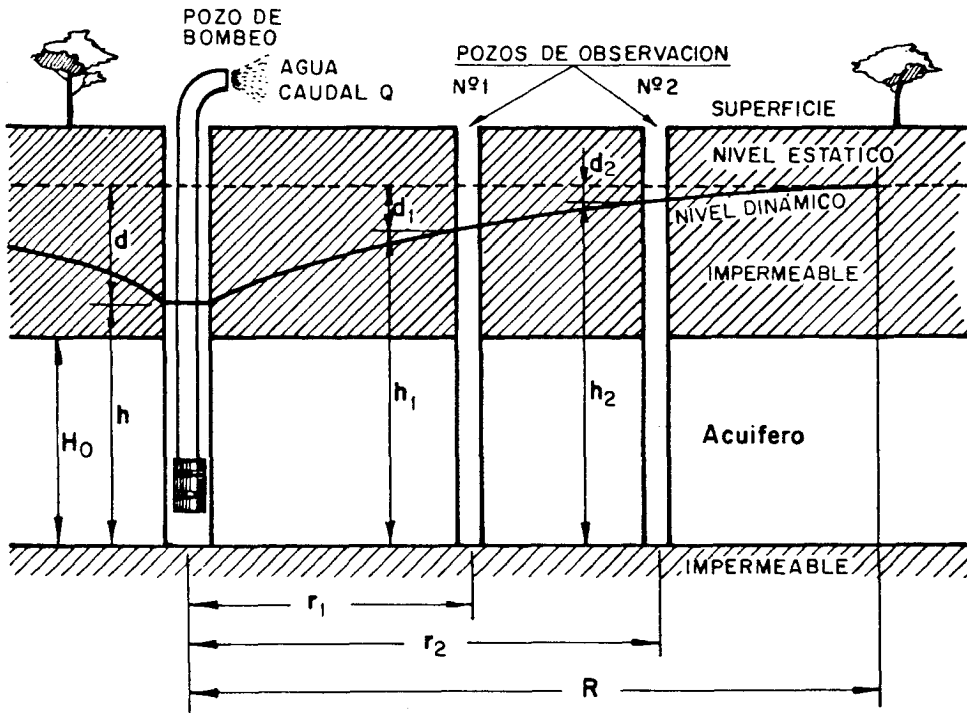


Fig. 2.—Bombeo de un acuífero cautivo en régimen permanente.

Evidentemente, los resultados del ensayo se ajustarán más a la realidad cuanto más se ajuste la realidad física del ensayo a las condiciones matemáticas impuestas para resolver la ecuación general.

A la relación de Thiem también puede llegarse por métodos más simples, sin acudir a la ecuación general.

Se va a realizar este último desarrollo matemático comentado, por ser bastante representativo e intuitivo. En efecto (fig. 3):

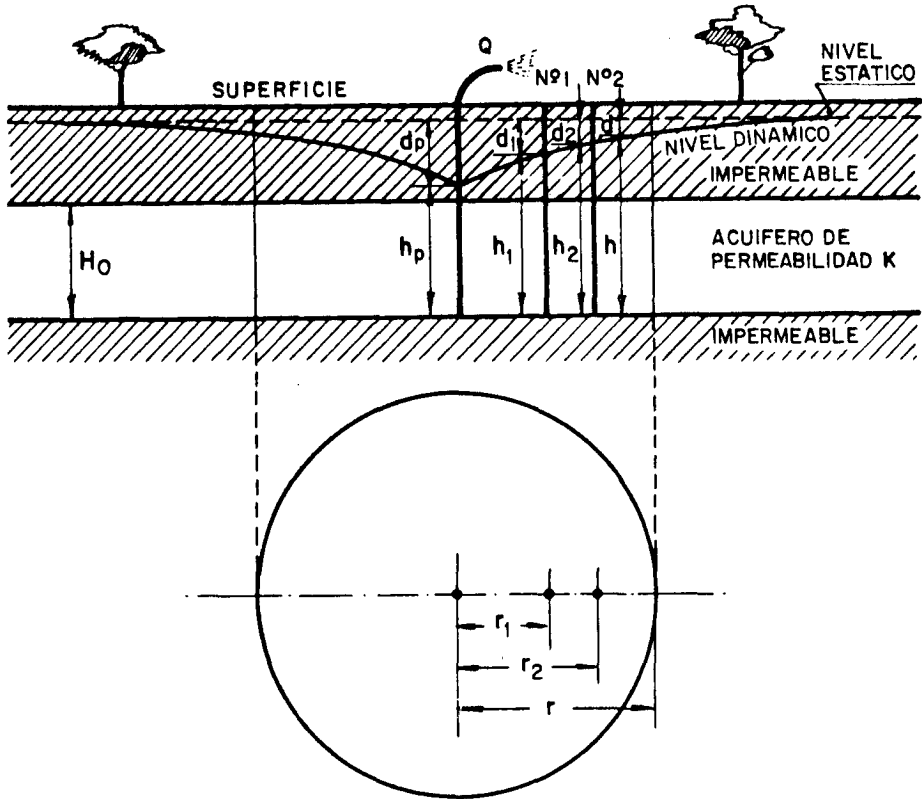


Fig. 3.—Esquema explicativo para la deducción de la fórmula de Thiem.

Si se considera un acuífero cautivo en el que un pozo perforado en el mismo bombea a caudal constante  $Q$ , y existen dos pozos de observación, núm. 1 y núm. 2, estando el nivel estabilizado en todo el cono de bombeo, se puede establecer que el caudal que sale por el pozo es igual al que atraviesa una superficie cilíndrica ideal de radio genérico  $r$  y altura el espesor del acuífero  $H_0$ .

Las depresiones en el pozo de bombeo, piezómetros núm. 1 y núm. 2, serán  $d_p$ ,  $d_1$  y  $d_2$  y los niveles  $h_p$ ,  $h_1$  y  $h_2$ , respectivamente. Los piezómetros se encuentran a las distancias  $r_1$  y  $r_2$  del pozo de bombeo. A la distancia genérica  $r$ , la depresión será  $d$  y el nivel  $h$ .

Según la ley de Darcy, puede establecerse que el caudal que atraviesa la superficie cilíndrica porosa será igual al producto de la permeabilidad  $K$  del

acuífero, por el área de paso y por el gradiente hidráulico que existe entre uno y otro lado de la superficie cilíndrica considerada.

Es decir:

$$Q = K \cdot A \cdot i \quad A = \text{Area de paso} = 2\pi r H_0$$

$$i = \text{Gradiente} = \frac{dh}{dr}$$

$$Q = K 2\pi r H_0 \frac{dh}{dr} \quad KH_0 = T$$

$$Q = 2\pi T r \frac{dh}{dr} \quad dh = \frac{Q}{2\pi T} \frac{dr}{r}$$

Integrando esta última expresión se obtiene:

$$\int dh = \frac{Q}{2\pi T} \int \frac{dr}{r}$$

$$h = \frac{Q}{2\pi T} \ln r + C$$

Para calcular la constante C puede establecerse que cuando  $r = r_1$ ,  $h = h_1$

$$h_1 = \frac{Q}{2\pi T} \ln r_1 + C \quad C = h_1 - \frac{Q}{2\pi T} \ln r_1$$

y sustituyendo:

$$h = \frac{Q}{2\pi T} \ln r + h_1 - \frac{Q}{2\pi T} \ln r_1$$

$$h_1 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r} \quad [1]$$

Análogamente, cuando  $r = r_2$ ,  $h = h_2$  se obtendría la relación:

$$h_2 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r} \quad [2]$$

Restando las expresiones [1] y [2] se obtiene:

$$h_1 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r}$$

$$h_2 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r}$$

---


$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

Pero  $h_1 - h_2 = -(d_1 - d_2)$ ,

luego:

$$-(d_1 - d_2) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

o lo que es lo mismo:

$$d_1 - d_2 = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

Que es la relación de Thiem ya expuesta anteriormente.

Indica, sencillamente, que las diferencias entre las depresiones ( $d_1 - d_2$ ) en dos pozos de observación situados a distancias  $r_1, r_2$  del pozo que bombea a caudal constante  $Q$  es el producto de  $Q/2\pi T$  por el logaritmo neperiano del cociente inverso de las distancias  $r_2/r_1$ .

A efectos de facilitar el uso de la fórmula, puede efectuarse la división  $1/2\pi$  y pasar a logaritmos decimales.

$$d_1 - d_2 = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{r_2}{r_1}$$

Por analogía, podría utilizarse la depresión en el pozo  $d_p$ , sin más que utilizar el radio del pozo  $r_p$

$$d_p - d_2 = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{r_2}{r_p}$$

Definiendo como radio de influencia (R) la distancia entre el punto de bombeo y aquel para el cual la depresión es cero, en la ecuación anterior se tendría que, para la distancia  $r_2 = R$ ,  $d_2 = 0$ , y por tanto:

$$d_p = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p}, \text{ o bien}$$

$$d_p = 0,366 \frac{Q}{T} \ln \frac{R}{r_p}$$

Evidentemente, a una distancia genérica del pozo  $r$  la depresión sería  $d$ , y podría exponerse:

$$d = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r}$$

Con estas fórmulas se puede relacionar depresiones, caudales, transmisividad y distancia al punto de bombeo, según convenga.

Hay que considerar que cuando no se tienen piezómetros de observación se ha de trabajar con el radio del pozo  $r_p$ , depresión en el pozo  $d_p$  y radio de influencia R. Al no conocerse el radio de influencia tendrá que estimarse como se indicará en el último apartado del presente capítulo.

Se recuerda, asimismo, que el coeficiente de almacenamiento S no puede ser calculado por estos procedimientos en régimen permanente.

Aparte de las deducciones lógicas que se obtengan de las fórmulas comentadas, existe un procedimiento gráfico para el cálculo de la T, cuando existen varios piezómetros, que aporta la posibilidad de interpolar todos los datos y obtener de una manera sencilla dicha T, el radio de influencia R y las pérdidas de carga en el pozo.

Se considera un punto genérico de observación a una distancia  $r_i$  del pozo que bombea a caudal constante Q y en el que se ha producido una depresión  $d_i$  sobre el nivel estático inicial, anterior al comienzo del bombeo.

Podrá establecerse:

$$d_i = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r_i}$$

$$d_i = -0,366 \frac{Q}{T} \lg r_i + 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

Si se toma  $\lg r_i$  como variable, la expresión anterior representará una recta de la forma

$$y = -mx + n$$

Tendría que tomarse la precaución de usar un gráfico semilogarítmico en el cual, al representar en la escala logarítmica los valores de  $r_i$ , quedarían automáticamente representados los valores de  $\lg r_i$ .

La recta se representa en el gráfico 1.

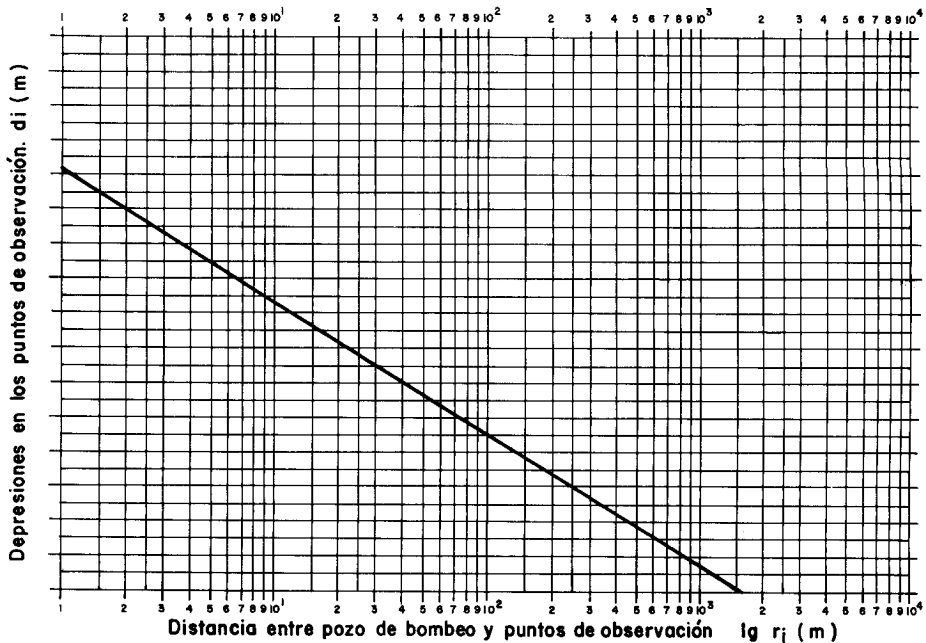


Gráfico 1.—Recta  $d_i - \lg r_i$ , para cálculo de T, R y pérdidas en el pozo en régimen permanente.



En esta recta se tiene:

$$y = d_i$$

$$x = \lg r_i$$

$$m = 0,366 \frac{Q}{T}$$

$$n = \text{cte} = 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

En definitiva, el método operativo es el siguiente:

Se tiene un pozo que bombea a caudal constante  $Q$ , su radio es  $r_p$  y la depresión que se produce en el mismo es  $d_p$ . Se tienen, asimismo, pozos de observación a las distancias  $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$ , en los que se producen depresiones a causa del bombeo  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ .

Se lleva a un gráfico semilogarítmico (gráfico 2) los pares de valores  $(r, d)$ , incluyendo el par  $(r_p, d_p)$ , y se ajusta una recta a los puntos obtenidos.

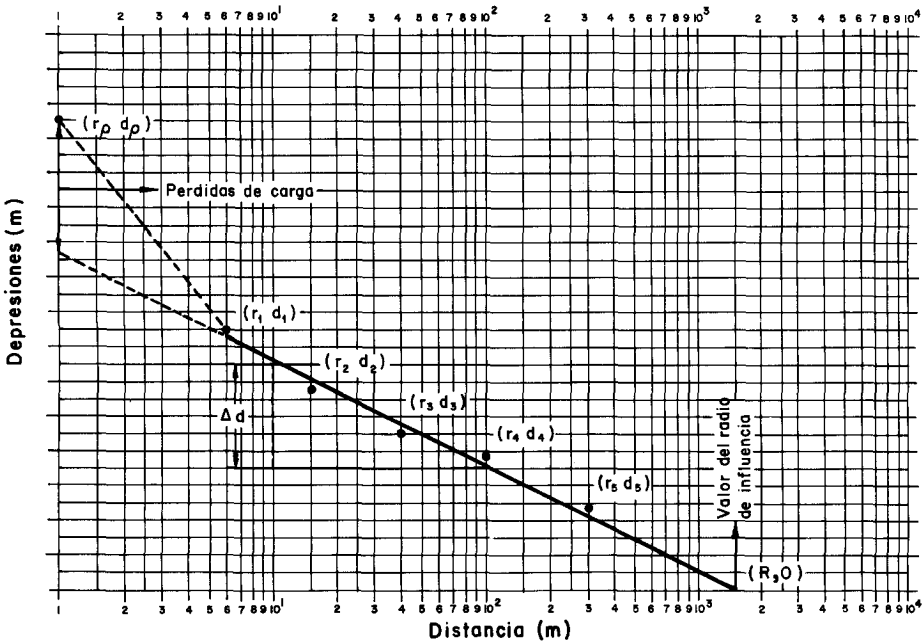


Gráfico 2.—Recta  $d - \lg r$  obtenida de los pares de valores  $(r_i, d_i)$ , procedentes de la observación en campo.

En este caso se ha considerado  $r_p = 1 m$ . Teniendo en cuenta todo lo dicho anteriormente, se sabe que la pendiente de la recta  $m$  tiene un valor de:

$$m = 0,366 \frac{Q}{T}$$

Como  $m$  puede medirse en el gráfico y el caudal de bombeo es conocido, se obtiene  $T$  según:

$$T = 0,366 \frac{Q}{m}$$

Para obtener la  $T$  en  $m^2/día$  deberá darse el caudal en  $m^3/día$ .

El método práctico y sencillo de deducir la pendiente  $m$  consiste en medir la diferencia de ordenadas  $\Delta d$  existente para cada ciclo logarítmico en abscisas. Dicho  $\Delta d$  medido será el valor de la pendiente. En efecto:

Fijándose en el gráfico 2 se tiene:

$$m = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{\Delta d}{\Delta \lg r_i}$$

Si se toma un ciclo logarítmico:

$$\Delta \lg r_i = \lg 10^n - \lg 10^{n-1} = \lg \frac{10^n}{10^{n-1}} = \lg 10 = 1$$

y por tanto:  $m = \Delta d$ .

La transmisividad se obtendrá de:

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d}$$

Por otra parte, se analizará el punto de corte de la recta con el eje de abscisas, haciendo  $d = 0$ .

Como:

$$d_i = -0,366 \frac{Q}{T} \lg r_i + 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

$$0 = -0,366 \frac{Q}{T} \lg r_i + 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

$$0,366 \frac{Q}{T} \lg r_i = 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

luego

$$\lg r_i = \lg R$$

y en este caso:  $r_i = R$ .

Es decir, el punto donde la recta corta al eje de abscisas da el valor del radio de influencia.

Por último, queda por indicar que el valor de  $(r_p, d_p)$  se sale de la recta ajustada. Ello es debido a que en el pozo existen pérdidas de carga.

Si no existieran tales pérdidas, el punto  $(r_p, d_p)$  estaría en dicha recta, pues  $d_p$  coincidiría con la teórica.

La diferencia entre la  $d_p$  teórica (prolongación de la recta hasta su intersección con la vertical del valor  $r_p$ ) y la  $d_p$  real mediría el valor de las pérdidas de carga.

Queda solamente por comentar que si el valor del radio del pozo  $r_p$  fuera inferior a 1, como suele ocurrir, habría que extrapolar los valores a otro ciclo logarítmico ( $10^{-1} - 10^0$ ).

### Acuíferos libres. Corrección de Dupuit

El problema que presentan los acuíferos libres es que dejan de cumplir una de las condiciones impuestas a la ecuación general para llegar a la fórmula de Thiem.

Esta condición es que el flujo deja de ser radial.

Efectivamente, siguiendo la figura 4 puede observarse que cuando el acuífero estaba cautivo todas las líneas de flujo se dirigían al pozo de un modo radial. Paralelas en un plano horizontal.

En el esquema de acuífero libre, las líneas de flujo se distorsionan, dando componentes verticales.

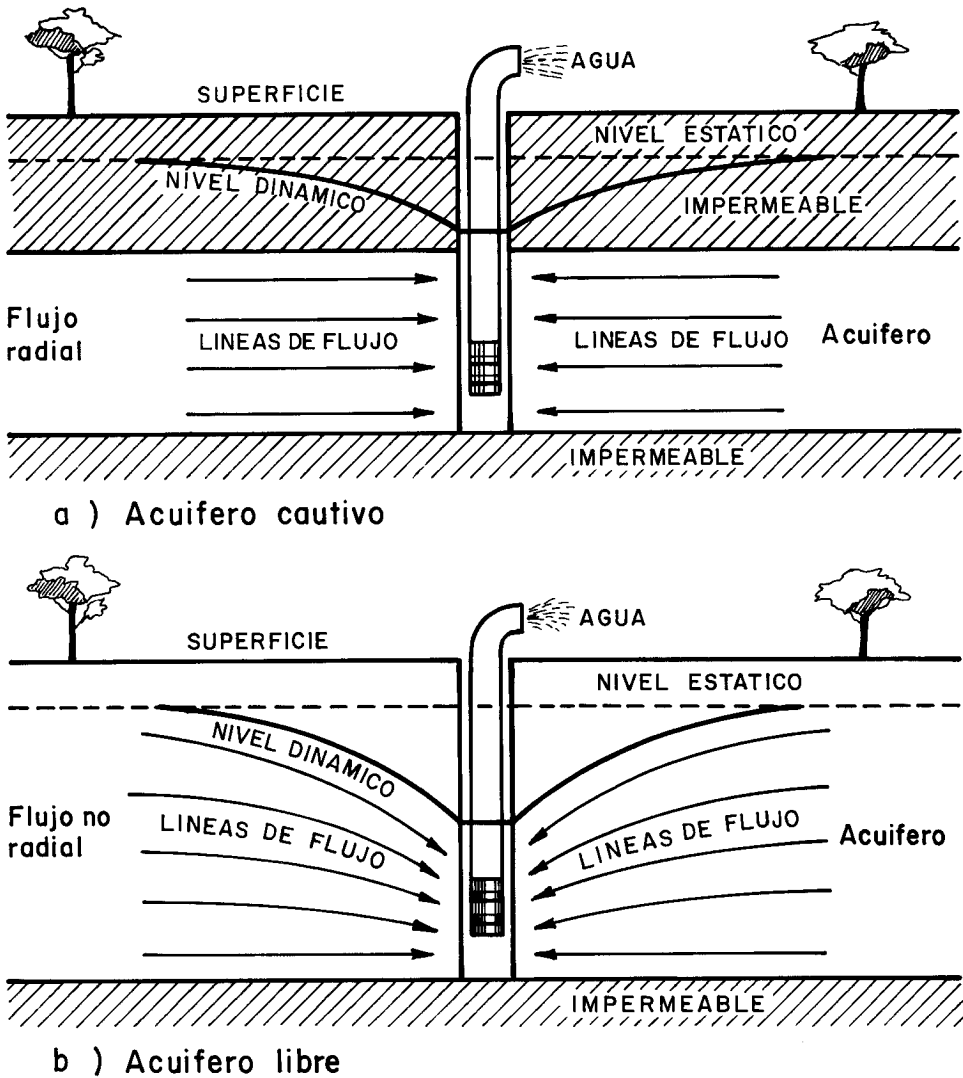


Fig. 4.—Esquema de flujo en acuíferos libres y cautivos.

En estos casos se procede exactamente igual que en el caso de acuífero cautivo, pudiendo utilizarse, tanto las fórmulas como los métodos gráficos, con sólo hacer una corrección de los descensos o depresiones observados y trabajar con los nuevos valores (teóricos) de los descensos corregidos.

Esta corrección es la denominada corrección de Dupuit y consiste en lo siguiente:

Si un descenso observado es  $d$ ,

el descenso corregido deberá ser  $d - \frac{d^2}{2H_0}$

donde  $H_0$  es el espesor saturado inicial del acuífero.

Esta corrección debe hacerse a todos los descensos observados, tanto en pozo de bombeo como en piezómetros de observación.

Cuanto más alejado está el punto de observación del pozo de bombeo más se parecen el descenso observado y el corregido, dado que cuanto menor es el valor del descenso observado, menor es el valor de la corrección  $d^2/2H_0$ .

Asimismo puede razonarse que si  $H_0$  es muy grande frente a  $d$ , el valor de la corrección  $d^2/2H_0$  es muy pequeño y, a efectos prácticos, puede no merecer la pena efectuar la corrección.

Como norma se admitirá que no es necesario hacer la corrección, cuando el descenso observado sea menor de un 10 por 100 o un 15 por 100 del espesor saturado inicial  $H_0$ .

### **Acuíferos semiconfinados. Método de De Glee**

El caso más complejo de los que se están estudiando lo integran los acuíferos semiconfinados. En éstos hay que entender que va a existir un flujo vertical (también llamado goteo) a través del material semipermeable que conforma el cierre superior del acuífero recargando a éste.

En estas condiciones, el término  $F/K$  de la ecuación general no se anula y la resolución de la misma se hace más compleja.

El esquema de goteo vertical hacia un acuífero semiconfinado inferior, a través de un paquete semipermeable intermedio y con agua procedente de un acuífero superior bien alimentado, que en principio no puede secarse, está sujeto a los siguientes principios, que suponen las condiciones de contorno para la resolución de la ecuación general (ver fig. 5):

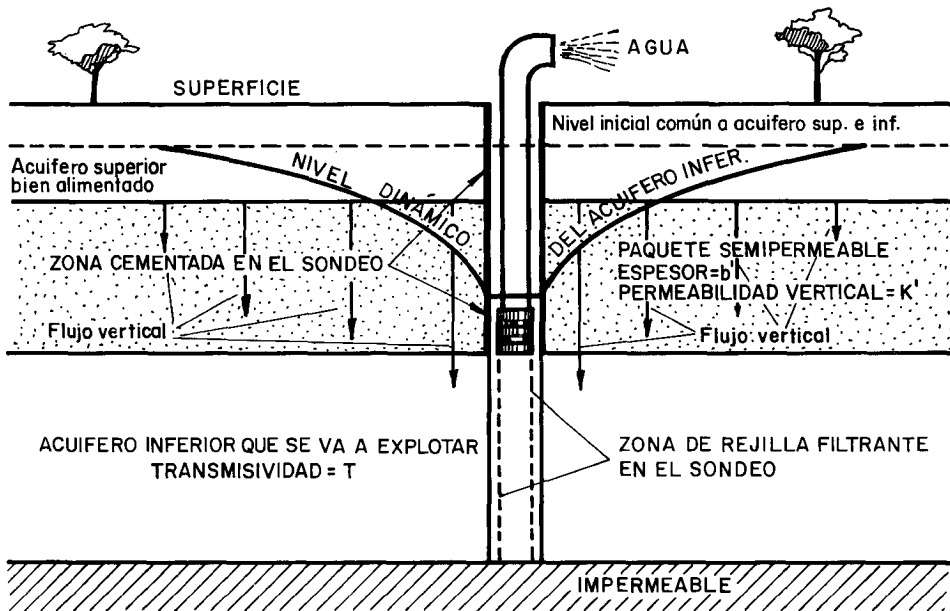


Fig. 5.—Esquema de drenaje vertical o goteo vertical en acuífero semiconfinado.

- Que existe un acuífero superior bien alimentado.
- Que el nivel estático inicial sea el mismo en el acuífero superior y en el inferior.
- Que el acuífero superior no cede agua a través del pozo. Se puede suponer que dicho pozo está cementado desde la superficie hasta el techo del acuífero semiconfinado inferior.
- Que el sondeo sólo está enrejillado y, por tanto, sólo permite el paso de agua por el acuífero semiconfinado inferior.
- Que al deprimir el nivel del acuífero inferior se crea un gradiente hacia el mismo que obliga al acuífero superior a recargarlo a través de la formación semipermeable.

Con todo este tipo de condiciones la resolución de la ecuación general, da la fórmula de De Glee:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} K_0 (r/B)$$

donde:

- $r$  = distancia del pozo de bombeo al piezómetro de observación.
- $B$  = factor de goteo (que se estudiará a continuación).
- $Q$  = caudal de bombeo constante.
- $T$  = transmisividad del acuífero inferior.

$K_0 (r/B)$  es una función que no tiene solución analítica. Se ha resuelto por métodos aproximados y se ha tabulado. Está representada en el gráfico 3, en el cual pueden obtenerse los valores de la función  $K_0$  según los valores que tome el cociente  $r/B$ .

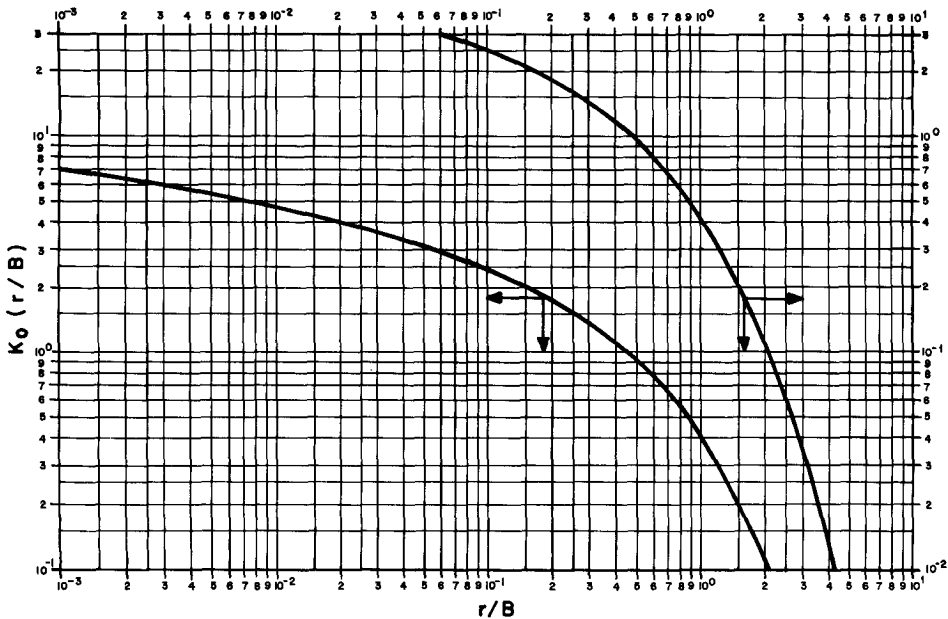


Gráfico 3.—Función  $K_0 (r/B)$  para acuífero semiconfinado en régimen permanente.

Este gráfico tendrá que utilizarse en la interpretación de los ensayos. El factor de goteo viene definido por:

$$B = \text{factor de goteo} = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}}$$

siendo:

- $b'/K'$  = resistividad hidráulica. Su dimensión es de tiempo  $t$  y se utiliza el día.
- $K'/b'$  = coeficiente de goteo. Su dimensión es la inversa del tiempo  $t^{-1}$  y se utiliza 1/día.
- $b'$  = espesor del semipermeable.
- $K'$  = permeabilidad vertical de la formación semipermeable.

Estas relaciones son de gran interés hidrogeológico, como podrá comprobarse en el siguiente apartado.

Cuando la relación  $r/B$  es menor que 0,1 ( $r/B < 0,1$ ), la función  $K_0(r/B)$  toma valores que pueden sustituirse por  $\ln(1,12 B/r)$ .

Así, para estos casos puede establecerse:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1,12 B}{r}$$

Si se prefiere, puede efectuarse la división por  $2\pi$  y tomar logaritmos decimales, con lo que la fórmula queda como sigue:

$$d = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{1,12B}{r}$$

Que no requiere la utilización del gráfico 3.

La utilidad del método de De Glee quedará de manifiesto en los ejemplos que se incluyen al final de este apartado.

## Campo de aplicación y reflexiones generales

Los ensayos de bombeo en régimen permanente no son, en principio, los más adecuados para el estudio del pozo ni del acuífero. Aportan, en general, más datos los métodos de régimen variable.

Como se sabe, el régimen permanente no permite calcular el coeficiente de almacenamiento  $S$  por los motivos que ya se han explicado.

Sin embargo, también es cierto que estos métodos son muy rápidos de realización y requieren un esfuerzo mínimo de trabajo en campo.

Sólo se precisa, conocido el caudal de bombeo, medir los niveles antes de iniciar dicho bombeo y volver a medirlos una vez se estabiliza el descenso.

Mientras cada pozo se estabiliza en uno, dos o tres días (a veces en unas horas), se pueden poner en funcionamiento otros pozos. Por este sistema se han llegado a realizar, por un solo técnico, de 12 a 15 ensayos en sólo dos días.



Son, por tanto, muy útiles, cuando se desea conocer la distribución espacial de la T en un acuífero, aunque no sea con excesiva precisión. Por ello, cuando se van a realizar modelos matemáticos sobre un acuífero donde se necesita tener una idea de la transmisividad en cada celda o malla en las que se ha distribuido dicho acuífero, una campaña de ensayos rápidos en régimen permanente suele aportar unos excelentes datos de partida con muy poco esfuerzo.

Los almacenamientos, pueden tantearse con menos margen de error, y además dicho error en la S es menos representativo que la T en la formulación. Para ello puede hacerse uso de la tabla 3 del capítulo I.

De otra parte, suele ser el único medio de calcular la T con una operación fácil y con un nivel de información muy bajo. Esta información se reduce al caudal y al descenso exclusivamente.

Las dificultades de este método estriban en que no existan piezómetros de observación, pues ello obliga a tener que estimar los radios de influencia.

Estos radios de influencia, pueden tantearse a efectos prácticos, amparándose en las cifras que se exponen en la tabla 4.

TABLA 4  
VALORES DEL RADIO DE INFLUENCIA (según autores)

Tipo de material permeable	Forma de funcionamiento del acuífero	Valores posibles del radio de influencia R
Kárstico	Libre	700 m - 1.000 m
	Semiconfinado	1.000 m - 1.500 m
	Cautivo	1.500 m - 2.000 m
Poroso intergranular	Libre	400 m - 700 m
	Semiconfinado	700 m - 900 m
	Cautivo	900 m - 1.200 m
Kárstico y poroso	Libre	500 m - 1.000 m

Esta tabla debe ser utilizada a efectos prácticos, aunque los radios de influencia puedan ser a veces más altos en acuíferos cautivos.

De estos valores puede obtenerse la fórmula simplificada de Thiem, que es la que permite los tanteos rápidos de la T de los que se hablaba anteriormente.

Se tiene:

$$d_p = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r_p}$$

$$T = 0,366 \times 86,4 \lg \frac{R}{r_p} \times \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

$$T = 31,62 \lg \frac{R}{r_p} \times \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

Si se toma para R un valor medio de los obtenidos en la tabla 4 para los acuíferos que no sean cautivos rígidos; por ejemplo, R = 700 m y se admite que el pozo tiene 1 metro de diámetro, con lo que  $r_p = 0,5$  m, se tiene:

$$T = 31,62 \lg \frac{700}{0,5} \times \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

$$T = 31,62 \lg 1.400 \times \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

$$T = 31,62 \times 3,15 \frac{Q(l/s)}{d_p(m)} = 99,49 \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

$$T(m^2/día) = 100 \times \frac{Q(l/s)}{d_p(m)}$$

Que es la fórmula simplificada de Thiem.

Con sólo obtener información del caudal del pozo Q en (l/s) y de lo que deprime dicho pozo para este caudal  $d_p$  en (m), se puede tener una idea de la transmisividad T en  $m^2/día$ .

Eso es para ausencia de pérdidas de carga. Cuanto mayores sean éstas más se desvía de la realidad la fórmula.

Otro aspecto que debe comentarse es el caso de la corrección en los acuíferos libres.

Como se sabe, la corrección de Dupuit sólo interesa hacerla cuando el espesor saturado inicial  $H_0$  es pequeño, o cuando la depresión  $d$  es muy alta. En definitiva, debe corregirse cuando la depresión sea superior al 15 por 100 de  $H_0$ .

Si se representa la recta  $d-r$  en el gráfico semilogarítmico antes de hacer la corrección, y después se efectúa la corrección de las depresiones observadas en todos los piezómetros de observación y se representa la nueva recta, se obtendrán dos rectas; una, corregida, y otra sin corregir, sobre la que conviene hacer las siguientes reflexiones.

La recta corregida, deberá coincidir con la recta sin corregir en el punto de corte con el eje de abscisas, que es donde se determina el radio de influencia  $R$ . Ello es lógico, dado que, a esta distancia, la depresión es nula y, por tanto, también cero la corrección. Cuanto más lejos se esté del pozo de bombeo, menor será la depresión observada y todavía mucho menor será la corrección por tener carácter cuadrático ( $d^2/2H_0$ ). A la distancia  $R$ , coincidirán el descenso observado y el corregido y ambos serán nulos.

Es frecuente, que las rectas no coincidan en el punto  $(R, 0)$  y ello es debido a errores en el ajuste. Al dibujarlas, deberá tenerse presente esta circunstancia.

La corrección ( $d^2/2H_0$ ) resta una cantidad pequeña y proporcional al descenso observado. Por tanto, la recta corregida, estará por debajo de la no corregida que tendrá una pendiente menor, y según  $T = 0,366 Q/\Delta d$  arrojará valores de la  $T$  más altos. Consecuentemente, la recta sin corregir da valores de  $T$  más bajos y si no se efectúa la corrección, se está siempre del lado de la seguridad.

Por último, las pérdidas de carga, no deben obtenerse de la recta corregida. La recta que no se corrige, representa la realidad observada y consecuentemente su intersección con la vertical del radio del pozo  $r_p$ , restada del valor que en esa misma vertical tenga el  $d_p$  observado, dará con mayor fiabilidad las pérdidas de carga en el pozo.

Los resultados que se obtienen de los ensayos en acuíferos semiconfinados, pueden arrojar datos de mucho interés.

Muchas veces, un acuífero superficial bien alimentado con una recarga importante es muy permeable, pero tiene poco espesor saturado y, por tanto, una baja  $T$ , con escasas posibilidades en cuanto al caudal de los pozos que en el mismo se construyan. Los acuíferos inferiores separados del anterior por paquetes semipermeables pueden, en general, tener más espesor, transmisividades superiores y pozos más caudalosos, pero recargas directas muy bajas.

El esquema es bombear el acuífero inferior, producir un gradiente de niveles entre superior e inferior y la consecuente recarga o goteo vertical en el mismo sentido.

El inferior actúa como una tubería transmisora del agua, mientras que el superior es el que se vacía cediendo ésta y en el que en rigor se produce la regulación de las aportaciones. Los ensayos permiten conocer los parámetros hidráulicos necesarios para saber la recarga vertical que puede llegar al acuífero semiconfinado y no explotarlo por encima de esta recarga.

Por último, estos ensayos permiten calcular la permeabilidad vertical de los paquetes semiconfinantes. Esto, a nivel de cuenca, es del mayor interés, pues permite, aplicando Darcy, saber el agua que puede pasar de un acuífero superior bien alimentado a otro inferior semiconfinado, cuando éste tiene el nivel más bajo. De esto último, conviene fijar ideas con un ejemplo:

Ejemplo:

Una cuenca, de 100 km<sup>2</sup> de área, tiene un acuífero superior bien alimentado. Debajo existe un paquete semiconfinante de espesor  $b' = 20$  m, y permeabilidad vertical  $K' = 10^{-3}$  m/día.

Finalmente se encuentra el acuífero semiconfinado, cuyo nivel está 10 m más bajo que el del acuífero libre.

Calcular el caudal de agua, que en estas condiciones pasa del libre al semiconfinado.

Por Darcy:

$$Q = K' \times A \times i$$

siendo:

$Q$  = caudal de paso.

$K'$  = permeabilidad vertical del semiconfinante =  $10^{-3}$  m/día.

$i$  = gradiente de niveles entre los dos acuíferos =

$$= \frac{\text{diferencia de niveles}}{\text{distancia a atravesar}} = \frac{10}{b'} = \frac{10}{20} = \frac{1}{2}$$

$A$  = área de contacto (o de cuenca) = 100 km<sup>2</sup> =  $100 \times 10^6$  m<sup>2</sup>

y por tanto:

$$Q = K' A i = 10^{-3} \times 10^8 \times \frac{1}{2} = 50.000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q = 50.000 \text{ m}^3/\text{día} = 578,7 \text{ l/s}$$

Esto supone una recarga anual del orden de los 18 hm<sup>3</sup> para el acuífero semiconfinado, que ha sido exclusivamente debida al efecto de goteo vertical.

## Problemas característicos

Se incluyen a continuación una serie de problemas teóricos tipo, que seguramente serán de gran utilidad para completar la comprensión de los ensayos de bombeo en régimen permanente.

Ejercicio número 1

Se ha realizado un ensayo de bombeo a un caudal constante de 30 l/s. Al cabo de setenta y dos horas se consideran los niveles estabilizados.

Los descensos en el pozo de 600 mm de diámetro y en los cinco piezómetros de observación en los que se tomaron medidas, han sido los siguientes:

Punto de observación	Pozo bombeo	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>
Distancia al pozo de bombeo	$r_p = 0,3 \text{ m}$	4 m	10 m	20 m	40 m	100 m
Descenso observado	14,5 m	7 m	6 m	5 m	4 m	3 m

Calcular:

- Transmisividad del acuífero.
- Radio de influencia.
- Descenso a 15, 30 y 50 m.
- Descenso teórico en el pozo.
- Pérdidas de carga en el pozo.
- Comentar qué tipo de acuífero podría ser.
- Descenso teórico en el pozo si se bombeara a un caudal constante de 50 l/s.

RESOLUCION

- Se dibuja el gráfico 4, de descensos a las diversas distancias del pozo de bombeo. En este gráfico, la caída por ciclo vale  $\Delta d = 3 \text{ m}$ , y por tanto:

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d} = 0,366 \frac{30 \times 86,4}{3} = 316 \text{ m}^2/\text{día}$$

Se puede tomar  $T = 300 \text{ m}^2/\text{día}$ .

- El radio de influencia se obtiene del punto de corte de la recta con el eje de abscisas. Así se tiene:

$$R = 1.000 \text{ m}$$

- Gráficamente pueden calcularse de la misma recta ajustada, obteniéndose:

Distancia al pozo de bombeo	15 m	30 m	50 m
Descensos obtenidos del gráfico 4	5,4 m	4,5 m	3,8 m

Podrían también obtenerse numéricamente de la ecuación de la recta:

$$d = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r} \quad d = 0,366 \frac{30 \times 86,4}{316} \lg \frac{1.000}{r}$$

$$d = 3(3 - \lg r)$$

Para  $r = 15$

$$d_{15} = 3(3 - \lg 15) = 3(3 - 1,18) = 5,47 \text{ m}$$

Para  $r = 30$

$$d_{30} = 3(3 - \lg 30) = 3(3 - 1,48) = 4,56 \text{ m}$$

Para  $r = 50$

$$d_{50} = 3(3 - \lg 50) = 3(3 - 1,7) = 3,90 \text{ m}$$

- d) El descenso teórico en el pozo se obtiene de la misma forma que en el apartado c), pero dando a  $r$  el valor del radio del pozo,  $r_p = 0,3 \text{ m}$ .

Gráficamente:  $d_p = 10,4 \text{ m}$ .

Analíticamente:  $d_p = 3(3 - \lg 0,3) = 3(3 + 0,52) = 10,56 \text{ m}$

- e) Las pérdidas de carga en el pozo se hallan por diferencia entre el descenso teórico en el pozo y el medido en la realidad. En la vertical de  $r = 0,3$  ( $r_p$ ), en el gráfico 4 se obtiene:

$$\text{Pérdidas de carga} = 14,5 - 10,4 = 4,1 \text{ m}$$

Se puede tomar: *pérdidas* = 4 m

- f) Para opinar, sólo se tiene el valor del radio de influencia. En función de la tabla 4, podría decirse que se trata de un acuífero kárstico libre o de un poroso moderadamente cautivo.

- g) De la formulación se tendría:

$$d_p = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r}$$

$$d_p = 0,366 \frac{50 \times 86,4}{316} \lg \frac{1.000}{0,3} = 17,63 \text{ m}$$

Se trata solamente del descenso teórico.

Para obtener el descenso real habría que sumar las pérdidas de carga ocasionadas para este caudal. Se ha calculado que las pérdidas, con  $Q = 30$  l/s son del orden de los 4 m. Se estudiará más adelante que, para este caso, las pérdidas de carga con  $Q = 50$  l/s podrían superar los 11 m.

De esta forma, el descenso total real en el pozo podría ser del orden de  $17,63 + 11 = 28,63$  m. Próximo a los 29 m.

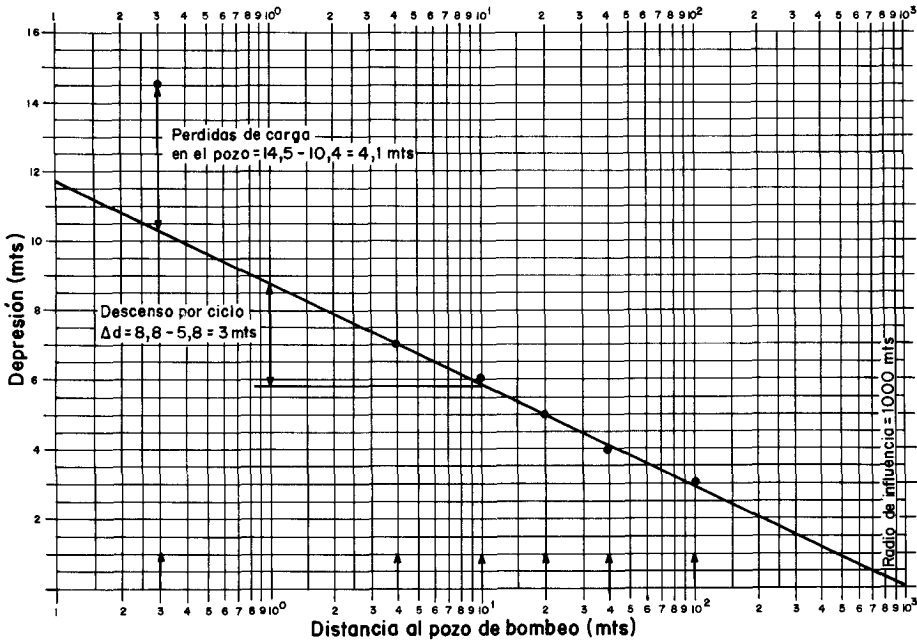


Gráfico 4.—Recta  $d - r$  para el problema núm. 1.

*Ejercicio número 2*

En un acuífero libre, cuyo espesor saturado inicial es de 30 m, se realiza un ensayo de bombeo a caudal constante de  $Q = 20$  l/s.

El descenso observado en el pozo de bombeo de 600 mm de diámetro, es de 15 m, y los descensos observados en piezómetros situados a 2, 10, 30 y 100 m son de 8,5, 6, 4 y 2,5 m.

Distancia en m	$r_p = 0,3$	2	10	30	100
Descenso en m	15	8,5	6	4	2,5

Calcular:

- Transmisividad del acuífero.
- Pérdidas de carga.
- Radio de influencia.
- Permeabilidad.
- Comentar si era necesaria la corrección y comparar resultados con dicha corrección efectuada y sin efectuar.

**RESOLUCION**

- Dado que el acuífero es libre con descensos importantes frente al espesor saturado, para calcular la T debe efectuarse en primer lugar la corrección de Dupuit.

Se obtiene así la tabla de descensos corregidos:

$$d_c = d_0 - \frac{d_0^2}{2H_0}$$

Distancia al pozo	Descenso observado	Descenso corregido
$r_p = 0,3$	15	$d_c = 15 - 15^2/(2 \times 30) = 15 - 3,75 = 11,25$ m
2	8,5	$d_c = 8,5 - (8,5)^2/(2 \times 30) = 8,5 - 1,2 = 7,30$ m
10	6	$d_c = 6 - 6^2/(2 \times 30) = 6 - 0,6 = 5,40$ m
30	4	$d_c = 4 - 4^2/(2 \times 30) = 4 - 0,27 = 3,73$ m
100	2,5	$d_c = 2,5 - (2,5)^2/(2 \times 30) = 2,5 - 0,10 = 2,4$ m

Con estos valores puede dibujarse el gráfico 5.

De la recta corregida puede medirse la caída por ciclo  $\Delta d = 5,4 - 2,2 = 3,2$  m y la transmisividad:

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d} = 0,366 \frac{20 \times 86,4}{3,2} = 197 \text{ m}^2/\text{día}$$

- Para obtener las pérdidas de carga, lo primero que debe hacerse es dibujar la recta sin corregir, que se incluye en el mismo gráfico 5. En la vertical del radio del pozo (0,3 m) se mide el valor de la intersección de la recta sin corregir con dicha vertical (11,4 m). Dado que el descenso observado fue de 15 m, las pérdidas de carga serán:

$$\text{Pérdida de carga} = 15 - 11,4 = 3,6 \text{ m}$$



Para este cálculo, debe usarse la recta sin corregir, que es la que da los descensos observados reales.

- c) El radio de influencia es el punto de corte de la recta (corregida o sin corregir) con el eje de abscisas.  
 En este punto, como se sabe, deberían coincidir las dos rectas. No suelen coincidir por razones de ajuste.  
 En este caso, el radio de influencia sería del orden de los 480 a 500 m.
- d) Conocida la transmisividad y el espesor saturado del acuífero, la permeabilidad se obtiene por simple cociente:

$$K = T/b = 197/30 = 6,5 \text{ m/día}$$

que, según los valores de la tabla 2, es de valor medio.

- e) De la recta sin corregir se obtiene la caída por ciclo:

$$\Delta d = 9,5 - 6 = 3,5 \text{ m}$$

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d} = 0,366 \frac{20 \times 86,4}{3,5} = 180 \text{ m}^2/\text{día}$$

que no tiene una diferencia importante con la corregida.

La corrección es necesaria si sólo se tuvieran valores del descenso en el pozo y en los piezómetros más cercanos que acusan descensos muy importantes en relación con el espesor saturado. A medida que la distancia al pozo es mayor las correcciones son cada vez menores.

### Ejercicio número 3

Se efectúa un sondeo de 90 m de profundidad, cuyo corte litológico es:

0-20 gravas limpias.

20-40 arenas finas con limos y arcillas.

40-90 arenas.

El acuífero superior y el inferior tienen inicialmente el mismo nivel, que está a 10 m de la superficie.

El sondeo tiene 600 mm de diámetro y está cementado en sus 40 primeros metros.

El sistema acuífero tiene una extensión superficial de 50 km<sup>2</sup>. El acuífero superior está conectado a un río y el inferior tiene una permeabilidad en sus materiales de 5 m/día.

Se realiza un ensayo de bombeo a caudal constante de 15 l/s, observándose que el nivel queda estabilizado a 15 m de profundidad.

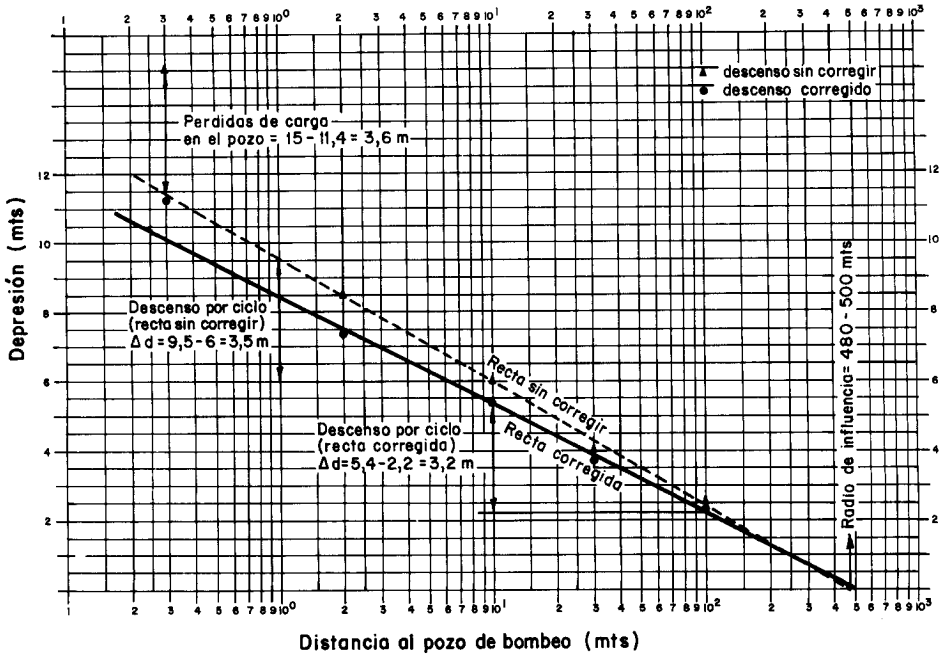


Gráfico 5.—Rectas  $d - r$  (con y sin corrección) para el problema número 2.

Se pide:

- Permeabilidad vertical  $K'$  del paquete semiconfinante.
- ¿Qué caudal podría obtenerse del pozo, si se quiere que el nivel dinámico no sobrepase los 20 m de profundidad?
- En este último caso, calcular los descensos en piezómetros situados a 10 y 100 m del pozo de bombeo.
- Una explotación prolongada, mantiene continuamente el nivel del acuífero inferior 12 m por debajo del superior. Calcular en estas circunstancias la recarga por goteo vertical del acuífero inferior.

RESOLUCION

- En el pozo de bombeo  $r/B$  es siempre muy pequeño y menor de 0,1, dado lo pequeño de  $r$  ( $r = r_p = 0,3$ ). Por tanto, puede usarse la fórmula aproximada de De Glee:

$$dp = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{1,12 B}{r_p}$$

Donde:

$$d_p = \text{profundidad del nivel dinámico, menos profundidad del nivel estático} = \\ = 15 - 10 = 5 \text{ m.}$$

$$Q = \text{caudal de bombeo} = 15 \text{ l/s.}$$

$$T = \text{Transmisividad del acuífero} = K \cdot b = \text{permeabilidad por espesor} = 5 \times \\ \times 50 = 250 \text{ m}^2/\text{día.}$$

$$B = \text{factor de goteo} = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}}$$

$$r_p = \text{radio del pozo} = 0,3 \text{ m.}$$

Luego:

$$5 = 0,366 \frac{15 \times 86,4}{250} \lg \frac{1,12 B}{0,3}$$

$$5 = 1,8973 \lg 3,7333 B$$

$$\lg B = \frac{5}{1,8973} - \lg 3,7333 = 2,6353 - 0,5721$$

$$\lg B = 2,0632 \quad B = 115,67$$

pero:

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}}, \text{ de donde } K' = \frac{Tb'}{B^2},$$

$b$  = espesor del paquete semiconfinante.

$K'$  = permeabilidad vertical del paquete semiconfinante buscada.

Luego:

$$K' = \frac{250 \times 20}{(115,67)^2} = 0,37 \text{ m/día}$$

$$K' = 0,37 \text{ m/día}$$

Como se ve, la permeabilidad es muy alta para ser un semipermeable.

Si se tratara como acuífero al semipermeable, y si fuese su  $K$  isótropa, el paquete de 20 m tendría una  $T = K'b' = 0,37 \times 20$ , es decir,  $T \simeq 7 \text{ m}^2/\text{día}$ .

Ello permitiría pozos de:

$$Q = \frac{T \cdot d}{100} = \frac{7 \times 10}{100} = 0,7 \text{ l/s}$$

0,7 l/s con depresiones de 10 m. Es decir, como acuífero, sería muy pobre.

b) Si el nivel dinámico no debe sobrepasar los 20 m, la depresión máxima que podrá ocasionarse en el pozo será:  $20-10 = 10 \text{ m}$ . Luego:

$$d_p = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{1,12 B}{r_p}$$

Se sigue usando la fórmula aproximada por ser en el pozo  $r/B < 0,1$ . Como  $B$  está calculado:  $B \sim 116$ , se tiene:

$$10 = 0,366 \frac{Q}{250} \lg \frac{1,12 \times 116}{0,3}$$

$$10 = 0,0015 Q \lg 433,06$$

$$10 = 0,0015 \times 2,6366 Q$$

$$10 = 0,004 Q$$

$$Q = 10/0,004 = 2.500 \text{ m}^3/\text{día} = 28,9 \text{ l/s}$$

$$Q \sim 29 \text{ l/s}$$

c) Para calcular los descensos a 10 y 100 m con un caudal de bombeo de 29 l/s, hay que empezar por estudiar los valores de  $r/B$  para saber qué fórmula debe utilizarse.

A 10 m,  $r/B = 10/116 = 0,08$ . Se usa la fórmula aproximada.

A 100 m,  $r/B = 100/116 = 0,86$ . Se usa la fórmula normal .

Por tanto:

A 10 m.

$$d_{10} = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{1,12 B}{r}$$

$$d_{10} = 0,366 \frac{29 \times 86,4}{250} \lg \frac{1,12 \times 116}{10} = 4,08 \text{ m}$$

A 100 m.

$$d_{100} = \frac{Q}{2\pi T} K_0(r/B)$$

$$r/B = 100/116 = 0,86$$

Con este valor se entra en el gráfico núm. 3 y se obtiene en las ordenadas el valor  $K_0(r/B) = 0,5$ .

Por tanto:

$$d_{100} = \frac{Q}{2\pi T} \times 0,5 = \frac{29 \times 86,4 \times 0,5}{2 \times \pi \times 250} = 0,8 \text{ m}$$

- d) El cálculo de la recarga del acuífero semiconfinado por flujo desde el acuífero libre superior bien alimentado, a través del paquete semipermeable, cuando la diferencia de niveles se mantiene constante e igual a 12 m, es muy simple y se ha realizado ya un ejercicio similar en el apartado 4 del capítulo II.

Según la ley de Darcy

$$Q = K' \cdot A \cdot i$$

siendo:

$K'$  = Permeabilidad vertical del paquete semiconfinante. Calculada en 0,37 m/día.

$A$  = Area del embalse subterráneo, que se ha dado en el enunciado con  $50 \text{ km}^2 = 50 \times 10^6 \text{ m}^2$ .

$i$  = Gradiente entre el acuífero superior e inferior, igual a diferencia de niveles partido por espesor  $b'$  del semiconfinante:  $12/20 = 0,6$ .

$Q = 0,37 \times 50 \times 10^6 \times 0,6 \sim 11 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{día}$ .

Que es una cifra muy alta dado que el semiconfinante, más que un semipermeable, era en rigor un acuífero muy pobre.



## CAPITULO III

### METODOS EN REGIMEN VARIABLE

Se resumen en este apartado los métodos en régimen variable, es decir, aquellos en los cuales se interpreta no el descenso total, sino la evolución de niveles a lo largo de la prueba.

Son evidentemente más complicados que los de régimen permanente. En ellos, el término final  $\frac{S}{T} \frac{\partial H}{\partial t}$ , de la ecuación general, no se anula.

#### **Metodología práctica**

La metodología general para este tipo de ensayos, es también muy simple, pero requiere un trabajo de campo más intenso y, en general, una dedicación mayor que los ensayos con métodos en régimen permanente.

Se miden, en primer lugar, los niveles iniciales, es decir, las profundidades a que se encuentra el nivel de agua, tanto en el pozo que se va a bombear como en los piezómetros de observación.

Se arranca la bomba del pozo de bombeo y se mide la evolución de los niveles con el tiempo igualmente en éste y en los piezómetros de observación.

La cadencia de las medidas con el tiempo debe ser tal que se reparta lo más uniformemente posible en una escala logarítmica. Por ejemplo, los minutos transcurridos desde el inicio del bombeo, para efectuar las medidas pueden ser: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 120, 150 y 180.

Para las tres primeras horas.

Después debe seguir midiéndose el nivel a intervalos sucesivos de cada 40', 50', 1 h., 1 h. 30', 2 h., 3 h., etc.

Si el ensayo es largo, se requerirán al final medidas muy espaciadas.

Por último, y aunque ya se comentará en el apartado correspondiente, al parar el pozo debe medirse en éste el ascenso de niveles con una cadencia análoga a la realizada en el descenso. Estas medidas permitirán interpretar el ensayo en recuperación.

## Acuíferos cautivos

Se comentan a continuación los tres métodos que son más usuales en los ensayos de bombeo en acuíferos cautivos.

Se verá más adelante que estos métodos pueden también adecuarse a acuíferos libres, con ligeras modificaciones, y a veces sin éstas.

## Método de Theis

En este caso, al no ser el régimen permanente, el término  $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$ , no se anula y la resolución de la ecuación general resulta más complicada.

Para dicha resolución se consideran las siguientes circunstancias limitativas:

- No existen recargas anteriores.
- El acuífero es homogéneo e isótropo en cuanto a su K.
- El acuífero es infinito.
- El pozo de bombeo es de diámetro cero.
- El pozo atraviesa completamente la formación permeable.
- El agua que se bombea, produce un inmediato descenso del nivel y no vuelve a introducirse en el acuífero.
- El flujo del agua hacia el pozo es radial y no tiene componentes verticales.
- El caudal de bombeo Q es constante.

Los resultados del ensayo se ajustarán más a la realidad cuanto más se ajuste la realidad física del ensayo a las condiciones matemáticas impuestas.

Con todas estas limitaciones o condiciones de contorno, introducidas en la ecuación general, y resuelta ésta, se llega a la fórmula de Theis:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

donde:

$d$  = descenso de un punto situado a la distancia  $r$  del pozo de bombeo.

$Q$  = caudal de bombeo constante.

$T$  = transmisividad del acuífero.

$u$  = es una función auxiliar, cuyo valor es:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$



siendo:

$S$  = coeficiente de almacenamiento.

$t$  = tiempo transcurrido a partir del comienzo del bombeo, consideradas inicialmente condiciones de reposo.

A la integral de la fórmula se la denomina función de pozo  $W(u)$ . Así se tiene:

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

Esta integral no tiene solución analítica, por lo cual se ha resuelto por métodos aproximados y se encuentra tabulada de un modo resumido en la tabla 5, y completa en el apéndice D. Al pie de dicha tabla se explica la manera de obtener los valores de  $W(u)$  entrando con valores de  $u$  y recíprocamente. Asimismo, en el gráfico 6 se dibuja la curva de  $W(u)$  en función de  $1/u$ .

De ambos, tabla y gráfico, pueden obtenerse los valores de la función del pozo  $W(u)$ .

Por tanto, se tiene:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad [1]$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [2]$$

Pudiendo obtenerse los valores de  $T$  y  $S$  sin más que despejarlos.

$$T = \frac{QW(u)}{4\pi d} \quad [3]$$

$$S = \frac{4Ttu}{r^2} [4] \quad \text{ó} \quad S = \frac{4Tt}{r^2 1/u}$$

Lo que verdaderamente interesa es introducir en estas fórmulas no valores aislados, sino valores que sean representativos de una media de toda la evolución de niveles.

A tal efecto, existen una serie de métodos de superposición y coincidencia.

**TABLA 5**  
**TABLA DE LA FUNCION DEL POZO**  
 (resumida)

	$k \times 10^{-14}$	$k \times 10^{-12}$	$k \times 10^{-10}$	$k \times 10^{-8}$	$k \times 10^{-6}$	$k \times 10^{-4}$	$k \times 10^{-2}$	$k$
1,0	31.6590	27,0538	22,4486	17,8435	13,2383	8,6332	4,0379	0,2194
1,5	31,2535	26,6483	22,0432	17,4380	12,8328	8,2278	3,6374	,1000
2,0	30,9658	26,3607	21,7555	17,1503	12,5451	7,9402	3,3547	,04890
2,5	30,7427	26,1375	21,5323	16,9272	12,3220	7,7172	3,1365	,02491
3,0	30,5604	25,9552	21,3500	16,7449	12,1397	7,5348	2,9591	,01305
3,5	30,4062	25,8010	21,1959	16,5907	11,9855	7,3807	2,8099	,006970
4,0	30,2727	25,6675	21,0623	16,4572	11,8520	7,2472	2,6813	,003779
4,5	30,1549	25,5497	20,9446	16,3394	11,7342	7,1295	2,5684	,002073
5,0	30,0495	25,4444	20,8392	16,2340	11,6289	7,0242	2,4679	,001148
5,5	29,9542	25,3491	20,7439	16,1387	11,5336	6,9289	2,3775	,0006409
6,0	29,8672	25,2620	20,6569	16,0517	11,4465	6,8420	2,2953	0,0003601
6,5	29,7872	25,1820	20,5768	15,9717	11,3665	6,7620	2,2201	,0002034
7,0	29,7131	25,1079	20,5027	15,8976	11,2924	6,6879	2,1508	,0001155
7,5	29,6441	25,0389	20,4337	15,8286	11,2234	6,6190	2,0867	,00006583
8,0	29,5795	24,9744	20,3692	15,7640	11,1589	6,5545	2,0269	,00003767
8,5	29,5189	24,9137	20,3086	15,7034	11,0982	6,4939	1,9711	,00002162
9,0	29,4618	24,8566	20,2514	15,6462	11,0411	6,4368	1,9187	,00001245
9,5	29,4077	24,8025	20,1973	15,5922	10,9870	6,3828	1,8695	0,00007185

Para la gama de valores de  $u$  que interesen, elijase la columna correspondiente  $u = k \times$  potencia de 10, y en la misma fila de los valores de  $k$  (que aparecen en la primera columna) se encontrarán, en la misma columna elegida, los valores correspondientes de la función de pozo  $W = (u)$ .

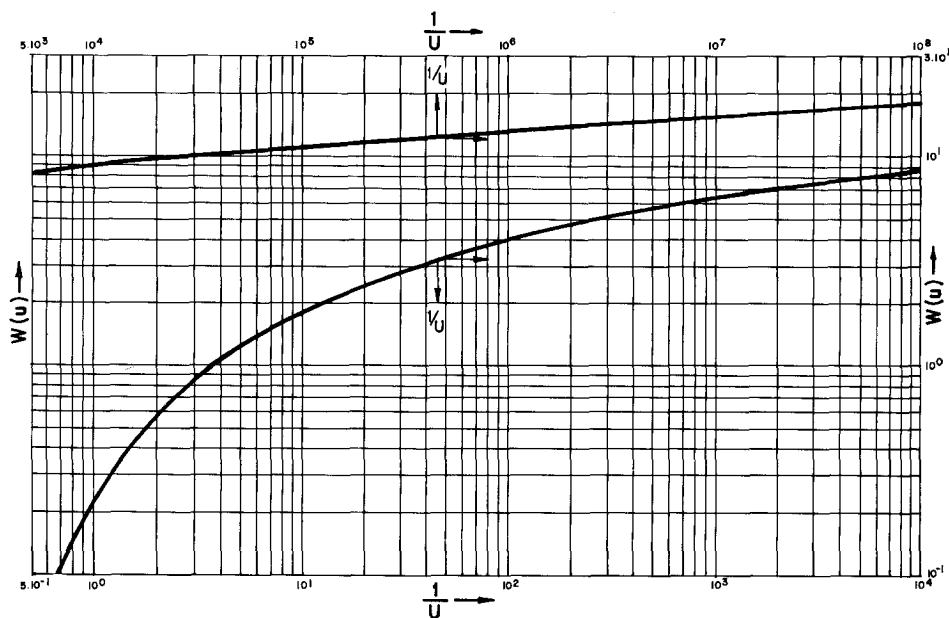


Gráfico 6.—Función  $W(u)$  de pozo en acuífero confinado (curva de Theis). Valores tomados de Benítez (1963).

Los datos de campo, es decir, los descensos y el tiempo en que se produjeron, se representan en unos gráficos del tipo:

$$\begin{aligned} d - t \\ d - r^2/t \\ d - r^2 \end{aligned}$$

El más sencillo y usado es introducir en un gráfico doblelogarítmico los pares de valores  $d - t$  para toda la serie del ensayo. Se obtiene así la llamada curva de campo, que será de una forma como la indicada en el gráfico 7.

Esta curva de campo ( $d - t$ ) es la misma curva que la  $W(u) - 1/u$  de Theis representada en el gráfico 6, como se ve a continuación.

Si se toman logaritmos en las fórmulas [1] y [2] se tiene:

$$\lg d = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u) \quad [1]$$

$$\lg t = \lg \frac{r^2 S}{4T} + \lg 1/u \quad [2]$$

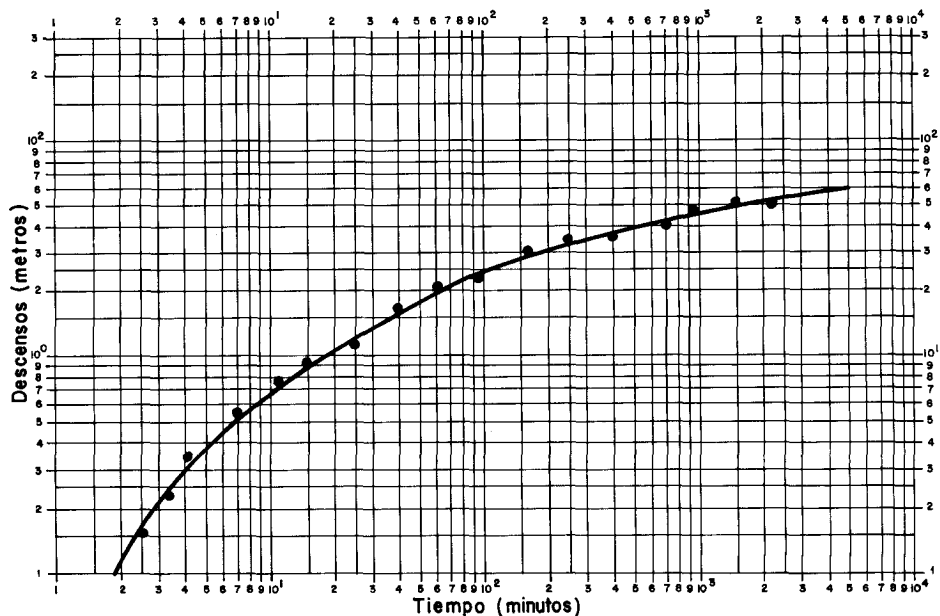


Gráfico 7.—Curva de campo descensos-tiempos.

Estas dos expresiones coinciden con las fórmulas de traslación de ejes. En la figura 6, se tiene:

$$X' = X + a; \lg t = \lg 1/u + \lg \frac{r^2 S}{4T}$$

$$Y' = Y + b; \lg d = \lg W(u) + \lg \frac{Q}{4\pi T}$$

Esto implica que la curva de campo es la misma que la curva patrón de Theis, pero en distintos ejes.

El modo de trabajar es el siguiente: se toma una curva patrón de Theis  $[W(u) - 1/u]$  en papel transparente. Se superpone con la curva de campo, desplazando los ejes de ambos gráficos hasta la perfecta, o más perfecta, coincidencia posible entre dicha curva patrón y la formada por la sucesión de pares de valores  $d - t$  tomados en campo, teniendo la precaución de desplazar siempre los ejes paralelos entre sí. Se toma un punto cualquiera del gráfico

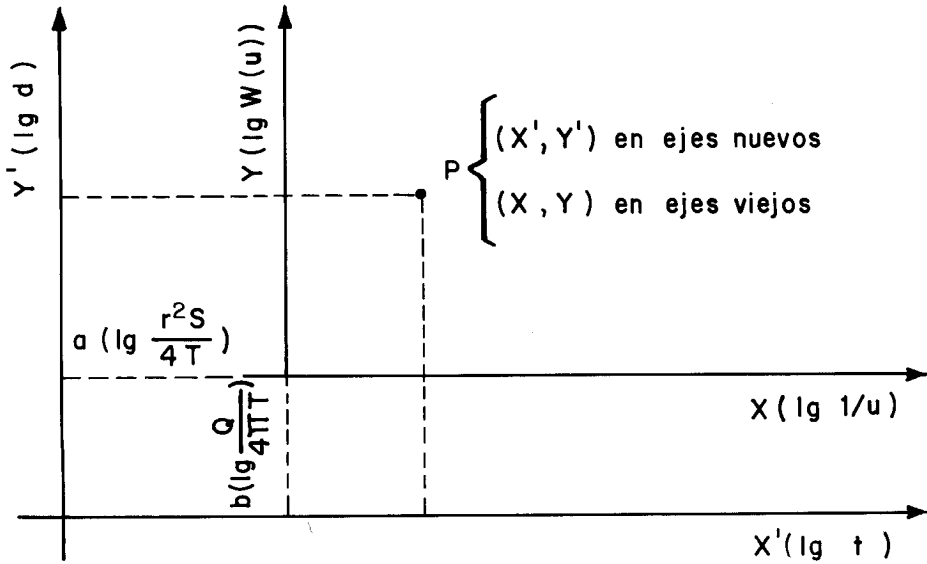


Fig. 6.—Traslación de ejes y coincidencia de la curva de campo ( $d - t$ ) con la curva patrón de Theis [ $W(u) - 1/u$ ].

patrón, que coincidirá con un punto en el de campo. Se tienen así dos pares de valores  $W(u)$ ,  $1/u$ ,  $d$  y  $t$  con los que se puede entrar en las fórmulas [3] y [4] y obtener así los valores de  $T$  y  $S$ .

Dado que es igual tomar cualquier punto del gráfico (no tiene por qué estar situado en la curva), debe tomarse a efecto de simplicidad en los cálculos un punto sencillo, por ejemplo,  $W(u) = 10^0$ ,  $1/u = 10^1$  u otros parecidos en la curva patrón. Este punto coincidirá con otro en la de campo de coordenadas ( $d$ ,  $t$ ). Con estos valores es con los que se debe entrar en las fórmulas [3] y [4] y resolver con sencillez.

Conviene indicar que, dado que las dos curvas tienen que estar en el papel doblelogarítmico y se las debe hacer coincidir, es imprescindible que ambos gráficos doblelogarítmicos tengan el mismo módulo.

La curva patrón en papel transparente que se adjunta en la contraportada de este texto es de módulo 62,5 mm. Por ello, si desea usarse este método, deberán representarse las curvas de campo en un doblelogarítmico del mismo módulo.

Sólo queda indicar que el coeficiente de almacenamiento  $S$  no puede obtenerse con los datos del pozo de bombeo. Ello es debido de una parte a que las pérdidas de carga en el pozo falsearían los resultados, y de otra, porque en las inmediaciones del pozo existen ciertas alteraciones como desprendimien-

tos, zonas más permeables por efecto del desarrollo, etc., que hacen que el diámetro eficaz no coincida con el diámetro de la perforación.

De todos modos, dado que  $S$  es un parámetro del acuífero que depende del agua que cede éste en su vaciado, no tiene sentido físico sacarlo de un punto (el pozo de bombeo), sin interpolar los resultados de dicho vaciado con un punto de observación con el que pueda interpretarse al menos un tramo del acuífero.

El pozo de bombeo es útil para obtener la  $T$  y de los piezómetros puede calcularse la  $T$  y la  $S$ .

## Método de Jacob

El método de Jacob es una particularización del método de Theis, cuando las circunstancias del ensayo reúnen determinadas condiciones.

La función de pozo  $W(u)$  puede desarrollarse en serie, según:

$$W(u) = -0,577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Jacob consideró que cuando la variable auxiliar  $u$  era menor que 0,03 podían desprejarse todos los términos del desarrollo frente a los dos primeros, quedando:

$$W(u) = -0,577216 - \ln u$$

En rigor, a efectos prácticos, suele usarse la simplificación de Jacob, cuando la  $u$  es menor de 0,1. Esta aproximación es suficiente para la casi totalidad de los casos. Admitida la simplificación de la función  $W(u)$ , la fórmula de Theis quedará reducida a:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u), \text{ fórmula de Theis}$$

con  $u < 0,03$  o, a efectos prácticos,  $u < 0,1$

$$d = \frac{Q}{4\pi T} (-0,577216 - \ln u)$$

y operando

$$d = \frac{Q}{4\pi T} (\ln 0,562 - \ln u)$$

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,562}{u}$$

Sustituyendo  $u$  por su valor:

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t}$$

$$d = \frac{Q}{4 \pi T} \ln \frac{0,562 \times 4 T t}{r^2 S}$$

$$d = \frac{Q}{4 \pi T} \ln \frac{2,25 T t}{r^2 S}$$

Si se efectúa la división  $1/4\pi$  y se multiplica por 2,3, para pasar del logaritmo neperiano a logaritmo decimal, se obtiene:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T t}{r^2 S} \quad [1]$$

Que es la expresión de Jacob, en la que como siempre:

$d$  = descenso en un punto situado a la distancia  $r$  del pozo de bombeo.

$Q$  = caudal de bombeo constante.

$T$  = transmisividad del acuífero.

$S$  = coeficiente de almacenamiento del acuífero.

$t$  = tiempo transcurrido desde que se inició el bombeo.

Por este método no se requiere ni el uso de las tablas ni el de las curvas patrón transparentes.

El método de trabajo para interpretar conjuntamente todos los valores tomados en el ensayo consiste en lo siguiente:

En la expresión [1] de Jacob, se hace:

$$\frac{r^2 S}{2,25 T} = t_0 \quad [2]$$

Se obtiene:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t_0} \text{ o lo que es lo mismo,}$$

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} (\lg t - \lg t_0)$$

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0$$

Expresión en la que si se toma  $d$  como función y  $\lg t$  como variable, es una recta de la forma:

$$y = mx + n$$

en la que

$$y = d$$

$$x = \lg t$$

$$m = 0,183 \frac{Q}{T} \quad [3]$$

Y que además, cortaría al eje de abscisas en un punto dado por:

$$0 = 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0$$

$$0,183 \frac{Q}{T} \lg t = 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0$$

$$\lg t = \lg t_0$$

$$t = t_0$$

Para introducir valores de  $t$  en lugar de  $\lg t$  se hace uso de un papel semilogarítmico, quedando representada la recta de Jacob como se expresa en el gráfico 8.

Consecuentemente, para operar con este método se tiene que dibujar la curva de campo, con los pares de valores  $d-t$  que se han obtenido a lo largo de la prueba, en un gráfico semilogarítmico, situando en ordenadas la depresión desde el principio en metros y en abscisas (escala logarítmica) los tiempos desde iniciada la prueba en minutos.

Después debe ajustarse una recta a los puntos obtenidos, como se muestra en el gráfico 9.



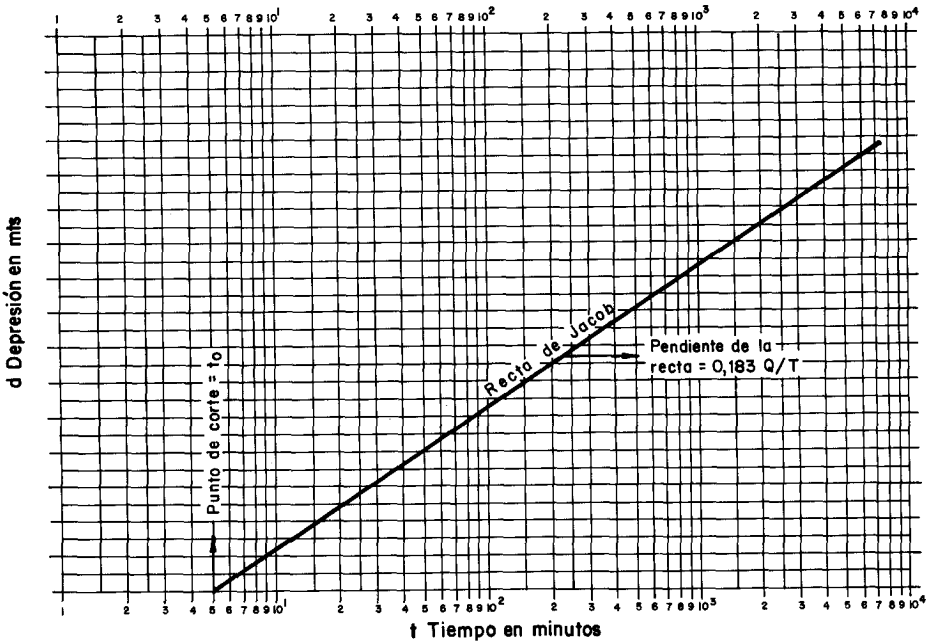


Gráfico 8.—Recta de Jacob.

Tal y como puede verse en el gráfico, ha sido posible ajustar la recta a los valores de campo después de un cierto tiempo  $t'$ . Hasta este momento, los valores  $d - t$  no han podido ajustarse a la recta general, dado que se encontraban en un período en el que no era válido el método de Jacob por ser la  $u$  mayor de 0,1. A medida que aumenta  $t$ , dado que:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

la  $u$  disminuye y por eso, a partir de un cierto tiempo  $t'$ , la recta es ajustable a la calculada por Jacob.

Para hallar la transmisividad  $T$  a partir de esta recta, no hay más que calcular su pendiente. Esta pendiente, como ya se ha visto en un gráfico semilogarítmico, coincide con la caída por ciclo  $\Delta d$  y así, según [3],

$$m = \Delta d = 0,183 \frac{Q}{T}$$

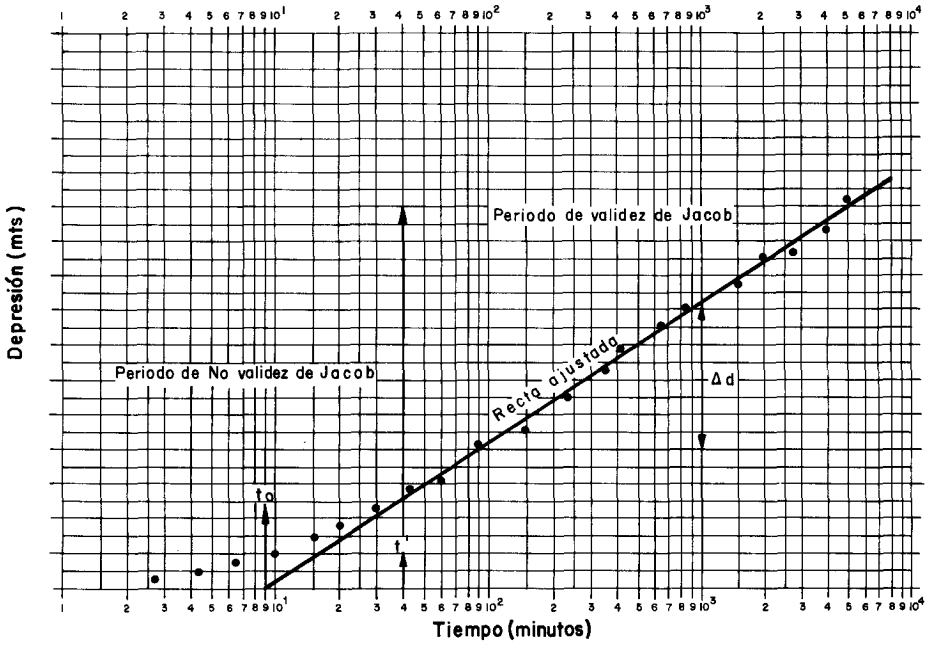


Gráfico 9.—Recta de Jacob, ajustada de los valores de campo (gráfico de campo).

de donde:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} \quad [4]$$

Conviene recordar que las unidades de trabajo tienen que ser homogéneas. Así, para obtener la T en m<sup>2</sup>/día se tiene que poner el caudal Q en m<sup>3</sup>/día y  $\Delta d$  en metros.

Para obtener el coeficiente de almacenamiento S, sólo hay que medir el valor de t en el punto donde la recta ajustada corta al eje de abscisas. Este tiempo t es el denominado  $t_0$  y de la relación [2] se obtiene:

$$t_0 = \frac{r^2 S}{2,25 T}$$

de donde:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} \quad [5]$$

Respecto a las unidades, cabe indicar que si  $T$  se expresa en  $m^2/día$  y  $r$  en metros,  $t_0$  deberá ponerse en *días*.

Como en el caso del método de Theis, la  $S$  no puede calcularse en el pozo de bombeo por las razones ya expuestas.

Respecto a la validez de la utilización del método de Jacob cabe indicar que dado que:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt},$$

y dicho método es más exacto cuanto menor es  $u$ , puede establecerse que se aproximará más a la relación de Theis, cuanto más corta sea la distancia al punto de observación y mayor sea el tiempo transcurrido desde el inicio de la prueba.

Fijado un punto de observación a una distancia  $r$  del pozo de bombeo, el tiempo a partir del cual va a ser aplicable el método de Jacob viene dado por:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

La aplicabilidad es para  $u < 0,1$ .

Luego:

$$0,1 > \frac{r^2 S}{4Tt} \quad t > \frac{10 r^2 S}{4T}$$

$$t > 2,5 r^2 \frac{S}{T} \quad [6]$$

expresión que da el tiempo a partir del cual es válida la simplificación de Jacob.

Se deduce que a distancias cortas es la  $t$  más pequeña y, por tanto, se entra antes en el período de validez.

Por este motivo, en el pozo de bombeo donde  $r = r_p$  es siempre aplicable Jacob.

Cuando se tienen los datos de un piezómetro, no se sabe a partir de qué momento es aplicable Jacob por no conocerse aún la  $T$  y la  $S$ .

En este sentido, se recomienda ajustar la recta despreciando los valores iniciales representados en el gráfico 9.

Puede obtenerse así T y S. Introduciendo estos valores en la expresión [6] se calcula el tiempo  $t$  a partir del cual debería haberse ajustado la recta. Si en el primer ajuste se han tomado puntos no válidos, se hace un nuevo ajuste dentro del período de validez ya calculado y se obtienen los nuevos parámetros T y S, que en la mayoría de los casos no diferirán demasiado de los calculados en el primer ajuste.

Por último, va a comentarse el modo de calcular el radio de influencia, haciendo uso de la fórmula de Jacob.

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 Tt}{r^2 S}$$

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \frac{1}{2} \ln \frac{2,25 Tt}{r^2 S}$$

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \sqrt{\frac{2,25 Tt}{r^2 S}}$$

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{\sqrt{\frac{2,25 Tt}{S}}}{r}$$

Pero la fórmula de Thiem de régimen permanente es:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

y estas dos fórmulas son análogas, verificándose:

$$R = \text{radio de influencia} = \sqrt{\frac{2,25 Tt}{S}}$$

Se hubiera llegado al mismo resultado haciendo  $d = 0$  y  $r = R$  en la fórmula de Jacob.

Luego el radio de influencia vendrá dado por la expresión:

$$R = 1,5 \sqrt{\frac{Tt}{S}} \quad [7]$$

El radio de influencia  $R$  no depende del caudal del bombeo. Depende de los parámetros del acuífero,  $T$  y  $S$  y del tiempo  $t$  que se lleve bombeando.  $R$  es mayor, cuanto mayor es  $T$  y  $t$  y cuanto más pequeño es  $S$ .

Dado que  $T$  y  $S$  son fijos,  $R$  aumenta cuanto se quiera con sólo seguir bombeando. Puede alcanzar valores enormemente altos, sobre todo en acuíferos cautivos muy transmisivos.

Esto contrasta con los valores dados en la tabla 4 sobre el radio de influencia. Sin embargo, como se comentó en su momento, los valores de esta tabla son los más adecuados, a efectos prácticos, para tantear en régimen permanente. Por último, se indica que el método de Jacob descrito es el más sencillo y eficaz de todos los métodos de ensayos en régimen variable.

### Método de Chow

El método de la tangente, debido a Ven te Chow, no es sino una variante del mismo método de coincidencia de Theis.

Como ya se sabe, al efectuarse la superposición entre la curva patrón de Theis [ $W(u) - 1/u$ ] y la de campo ( $d - t$ ), dichas curvas coinciden y, por tanto, coinciden sus tangentes.

Las justificaciones pormenorizadas de este método pueden verse en los textos que se citan en la bibliografía.

Su aplicación de mayor interés consiste en el cálculo de  $T$  y  $S$  en gráfico semilogarítmico en el período de no validez del método de Jacob, especialmente cuando este período es largo, debido a que el punto de observación se encuentre alejado del de bombeo.

El método práctico de realización consiste en lo siguiente:

Se construye la curva de campo  $d-lgt$  en un gráfico semilogarítmico.

En un punto  $P$ , cualquiera de esta curva, y cuyas coordenadas son  $d_1$  y  $t_1$ , se traza la tangente. La pendiente de esta tangente vendrá dada por su caída por ciclo  $\Delta d$ .

Chow definió la función:

$$F(u) = \frac{W(u)}{\Delta W(u)}$$

Siendo  $\Delta W(u)$  El valor interceptado por la tangente entre un ciclo logarítmico (caída por ciclo), cuando dicha tangente se trazaba en un punto  $W(u)$  De la curva patrón de Theis.

Como la curva patrón y la de campo coinciden, como ya se sabe, puede indicarse que:

$$F(u) = \frac{W(u)}{\Delta W(u)} \quad \text{o bien} \quad F(u) = \frac{d_1}{\Delta d_1}$$

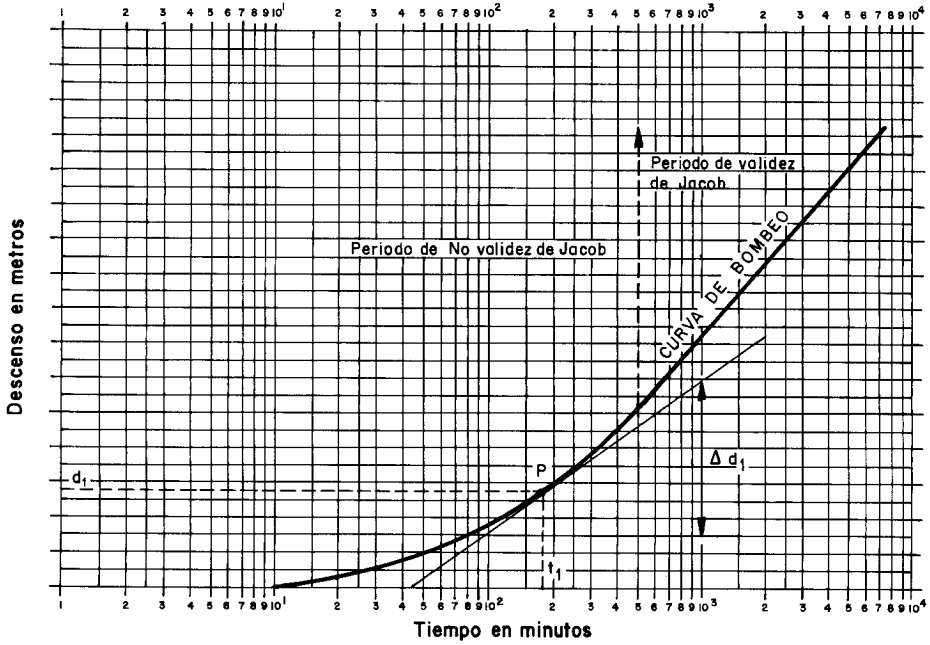


Gráfico 10.—Curva de campo ( $d - \lg t$ ) para interpretación por el método de la tangente o de Ven te Chow.

Con el valor que se obtenga del cociente  $F(u) = d_1/\Delta d_1$  puede entrarse en el gráfico 11 o la tabla 6 y obtenerse los valores correspondientes de  $u$  y  $W(u)$ .

Con los valores  $d_1, t_1, W(u)$  y  $u$  obtenidos se puede entrar en las relaciones de Theis y obtener la  $T$  y  $S$ , según:

$$T = \frac{Q \cdot W(u)}{4\pi d_1}$$

$$S = \frac{4Tt_1^i u}{r^2}$$

Teniendo siempre presente trabajar con unidades homogéneas, y que la  $S$  no puede hallarse en el pozo de bombeo.

El gráfico 11 y la tabla 6 son debidos a Chow, autor del método.

En realidad, suelen trazarse varias tangentes y sacar una media de los resultados. En el tramo recto no tiene sentido trazar tangentes, pues son coincidentes con la recta de Jacob.

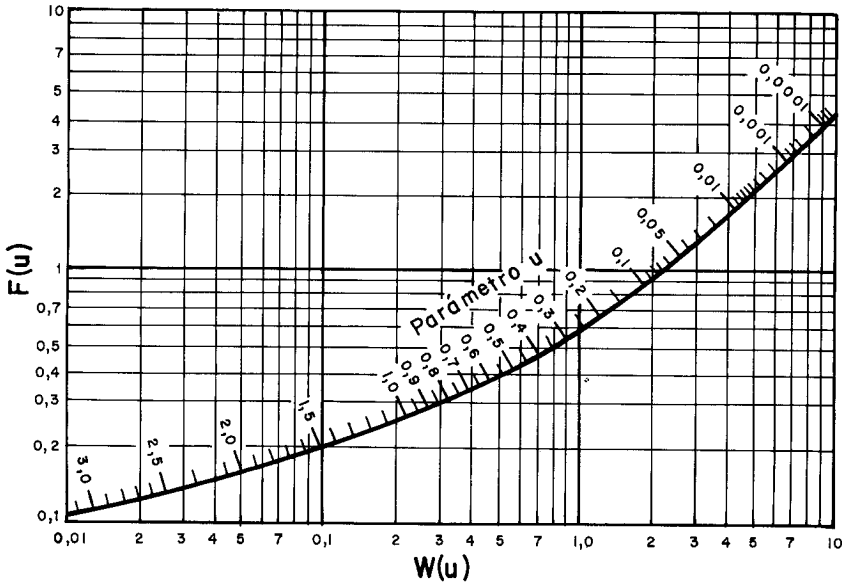


Gráfico 11.—Gráfico de  $W(u)$  y  $u$  en función de  $F(u)$ . Gráfico de Chow tomado de A. Benítez, 1972.

Este método es menos preciso que el de Theis, pues no utiliza todos los valores de la prueba, sino puntos aislados. Además, el de Theis permite ver determinadas alteraciones en las curvas, que son significativas de características específicas del acuífero.

Cuando verdaderamente resulta interesante es en los casos de piezómetros alejados del pozo de bombeo, que se intentan interpretar por el método de Jacob. Los puntos válidos para este último método suelen ser unos pocos al final de la curva y en su tramo recto, por ello es conveniente efectuar un par de tanteos de la  $T$  y  $S$  en la zona de no validez de Jacob, utilizando el método de las tangentes de Ven te Chow. Después, pueden cotejarse los valores obtenidos por los dos métodos.

De todos modos, como norma general, serán más ajustables y de más fácil interpretación los métodos de Theis y Jacob, sobre todo este último.

### Acuíferos libres. Corrección de Dupuit

La problemática de los acuíferos libres ha sido descrita en el apartado 3 del capítulo II para el régimen permanente. Todas las limitaciones comentadas son coincidentes para los métodos de régimen variable. Es, por tanto, totalmente válido utilizar los métodos de Theis, Jacob o Chow sin más que sustituir los

TABLA 6

VALORES DE  $u$ ,  $W(u)$  Y  $F(u)$  PARA UTILIZAR EN EL METODO DE CHOW. TOMADOS DE KRUXEMAN Y DE RIDDER, 1970

$u$	$W(u)$	$F(u)$	$u$	$W(u)$	$F(u)$
$5 \cdot 10^0$	$1,14 \cdot 10^{-3}$	$7,34 \cdot 10^{-2}$	$9 \cdot 10^{-3}$	4,14	1,82
$4 \cdot 10^0$	$3,78 \cdot 10^{-3}$	$8,98 \cdot 10^{-2}$	$8 \cdot 10^{-3}$	4,26	1,87
$3 \cdot 10^0$	$1,30 \cdot 10^{-2}$	$1,17 \cdot 10^{-1}$	$7 \cdot 10^{-3}$	4,39	1,92
$2 \cdot 10^0$	$4,89 \cdot 10^{-2}$	$1,57 \cdot 10^{-1}$	$6 \cdot 10^{-3}$	4,54	1,99
$1 \cdot 10^0$	$2,19 \cdot 10^{-1}$	$2,50 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-3}$	4,73	2,07
$9 \cdot 10^{-1}$	$2,60 \cdot 10^{-1}$	$2,76 \cdot 10^{-1}$	$4 \cdot 10^{-3}$	4,95	2,16
$8 \cdot 10^{-1}$	$3,11 \cdot 10^{-1}$	$3,01 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-3}$	5,23	2,28
$7 \cdot 10^{-1}$	$3,74 \cdot 10^{-1}$	$3,27 \cdot 10^{-1}$	$2 \cdot 10^{-3}$	5,64	2,46
$6 \cdot 10^{-1}$	$4,54 \cdot 10^{-1}$	$3,60 \cdot 10^{-1}$	$1 \cdot 10^{-3}$	6,33	2,75
$5 \cdot 10^{-1}$	$5,60 \cdot 10^{-1}$	$4,01 \cdot 10^{-1}$	$9 \cdot 10^{-4}$	6,44	
$4 \cdot 10^{-1}$	$7,02 \cdot 10^{-1}$	$4,55 \cdot 10^{-1}$	$8 \cdot 10^{-4}$	6,55	
$3 \cdot 10^{-1}$	$9,06 \cdot 10^{-1}$	$5,32 \cdot 10^{-1}$	$7 \cdot 10^{-4}$	6,69	
$2 \cdot 10^{-1}$	$1,22 \cdot 10^0$	$6,47 \cdot 10^{-1}$	$6 \cdot 10^{-4}$	6,84	
$1 \cdot 10^{-1}$	$1,82 \cdot 10^0$	$8,74 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-4}$	7,02	
$9 \cdot 10^{-2}$	$1,92 \cdot 10^0$	$9,13 \cdot 10^{-1}$	$4 \cdot 10^{-4}$	7,25	
$8 \cdot 10^{-2}$	$2,03 \cdot 10^0$	$9,56 \cdot 10^{-1}$	$3 \cdot 10^{-4}$	7,53	
$7 \cdot 10^{-2}$	$2,15 \cdot 10^0$	$1,00 \cdot 10^0$	$2 \cdot 10^{-4}$	7,91	
$6 \cdot 10^{-2}$	$2,30 \cdot 10^0$	$1,06 \cdot 10^0$	$1 \cdot 10^{-4}$	8,63	
$5 \cdot 10^{-2}$	$2,47 \cdot 10^0$	$1,13 \cdot 10^0$	$9 \cdot 10^{-5}$	8,74	
$4 \cdot 10^{-2}$	$2,68 \cdot 10^0$	$1,21 \cdot 10^0$	$8 \cdot 10^{-5}$	8,86	
$3 \cdot 10^{-2}$	$2,96 \cdot 10^0$	$1,33 \cdot 10^0$	$7 \cdot 10^{-5}$	8,99	
$2 \cdot 10^{-2}$	$3,35 \cdot 10^0$	$1,49 \cdot 10^0$	$6 \cdot 10^{-5}$	9,14	
$1 \cdot 10^{-2}$	$4,04 \cdot 10^0$	$1,77 \cdot 10^0$	$5 \cdot 10^{-5}$	9,33	

$$F(u) = \frac{W(u)}{2,30}$$

descensos observados por los corregidos, utilizando la corrección de Dupuit:

Si un descenso observado es  $d$ .

$$\text{El descenso corregido deberá ser } d - \frac{d^2}{2 H_0},$$

donde  $H_0$  es el espesor saturado inicial del acuífero.

En el régimen permanente sólo era necesario hacer la corrección para unos cuantos valores del descenso. Es decir, una corrección por punto de observación. Dado que no suelen existir muchos puntos de observación, el número de correcciones a efectuar es, en general, reducido.

En el régimen variable hay que corregir cada uno de los valores del descenso, medidos a lo largo del tiempo, tanto en el pozo de bombeo como en los piezómetros más cercanos, en los que las influencias (descensos) debidas al bombeo tengan importancia frente al espesor saturado.

Como también se comentó en su momento, no es necesario efectuar la corrección de Dupuit cuando los descensos son inferiores al 15 por 100 del espesor saturado inicial  $H_0$ .



De todos modos, la curva que se obtiene, después de corregir los valores, está en el gráfico de Jacob por debajo de la recta sin corregir, siendo coincidentes en el instante  $t = 0$ , en el que al ser  $d = 0$  no se requiere corrección. A medida que aumenta  $t$  aumenta  $d$  y las rectas se separan.

Por ello, la pendiente de la recta corregida es más baja y arroja valores de  $T$  más altos que la recta sin corregir. Si no se efectúa la corrección, se está siempre del lado de la seguridad.

### Acuíferos semiconfinados. Método de Hantush

La descripción general de lo que es un acuífero semiconfinado y su forma de trabajo ha sido expuesta en el apartado 4 del capítulo II, quedando representado gráficamente en la figura núm. 5.

Se recuerda solamente que en el esquema general existe un acuífero superior bien alimentado, debajo de él un paquete semipermeable y debajo de éste el acuífero semiconfinado, debiendo cumplirse las siguientes condiciones:

- Que el acuífero superior esté bien alimentado.
- Que el nivel estático inicial sea el mismo en el acuífero superior y en el inferior.
- Que el acuífero superior no ceda agua a través del pozo. Se puede suponer que dicho pozo está cementado desde la superficie hasta el techo del acuífero semiconfinado inferior.
- Que el acuífero está enrejillado, y por tanto, sólo permite el paso de agua por el acuífero semiconfinado inferior.
- Que al deprimir el nivel del acuífero inferior se crea un gradiente hacia el mismo, que obliga al acuífero superior a recargarlo a través de la formación semipermeable.

Con todas estas limitaciones, y considerado que el régimen es variable, mediante la resolución de la ecuación general se llega a la fórmula de Hantush:

$$d = \frac{Q}{4 \pi T} W(u, r/B)$$

donde:

$d$  = depresión en un punto situado a la distancia  $r$  del pozo de bombeo.

$Q$  = caudal de bombeo constante.

$T$  = transmisividad.

$W(u, r/B)$  = función de pozo para acuífero semiconfinado.

$B$  = factor de goteo  $= \sqrt{\frac{T b'}{K'}}$

Siendo en esta última:

$b'/K'$  = resistividad hidráulica. Su dimensión es de tiempo  $t$  y se utiliza el día.

$K'/b'$  = coeficiente de goteo. Su dimensión es la inversa del tiempo  $t$  y se utiliza 1/día.

$b'$  = Espesor del semipermeable.

$K'$  = permeabilidad vertical de la formación semipermeable.

La función de pozo para acuífero semiconfinado  $W(u, r/B)$  es otra integral sin solución analítica como en el caso de Theis. Consecuentemente está tabulada.

En el gráfico 12 se representan los valores de  $W(u, r/B)$  en función de  $1/u$  y  $r/B$  y en la tabla 7 los de  $W(u, r/B)$  en función de  $u$  y  $r/B$ . La tabla 7 se presenta resumida pudiendo encontrarse completa en el apéndice D este texto.

La curva representada es la de Theis, con la variación de tener una serie de derivaciones para cada valor de  $r/B$ .

Las derivaciones  $r/B$  se separan de la curva de Theis por debajo, mostrando para cada derivación un estado de estabilización. Esta tendencia a la estabilización es debida a la recarga por goteo vertical, que llega al cono de bombeo del acuífero inferior. Cuanto mayor sea el valor de este goteo, mayor es el valor de  $r/B$  y antes se separa la derivación de la curva teórica de Theis.

El gráfico 12 está reducido. Estas curvas se adjuntan junto la de Theis en la contraportada de este texto, en papel transparente y con módulo logarítmico de 62,5 mm de paso.

El método operativo es similar al de Theis:

Se construye la curva de campo  $d - \lg t$ . Análogamente, a Theis, esta curva es la misma que la que corresponde a una derivación de Hantush, pero en distintos ejes.

Por tanto, se hace coincidir la curva de campo en papel doblelogarítmico con una de las derivaciones (la que mejor se ajuste) de la curva patrón de Hantush.

Se toma un punto sencillo en la curva patrón transparente, por ejemplo,  $W(u, r/B) = 10^0$ ,  $1/u = 10^1$ . Este punto coincidirá, en las curvas superpuestas, con otro en el gráfico de campo dado por  $(d, t)$ . Además, la curva de campo habrá coincidido con una de las derivaciones ( $r/B$ ) de la curva patrón.

Se tienen, por tanto, los cinco valores:  $W(u, r/B)$ ,  $1/u$ ,  $d$ ,  $t$ ,  $r/B$ .

Como:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

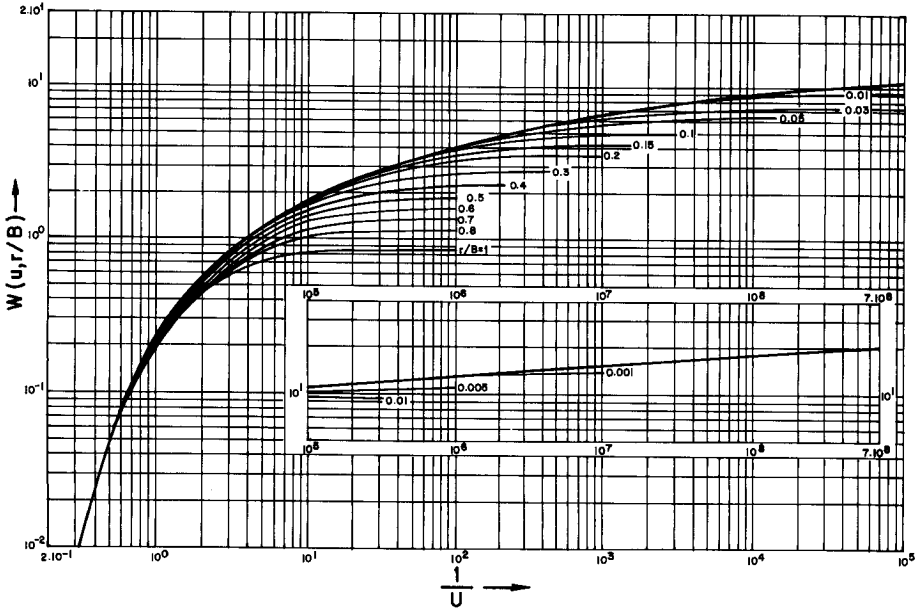


Gráfico 12. Función de Pozo  $W(u, r/B)$  en acuífero semiconfinado (Hantush, 1956).

se sacan  $T$  y  $S$  de 
$$T = \frac{Q \cdot W(u, r/B)}{4\pi d}$$

$$S = \frac{4Tr}{r^2 \cdot 1/u}$$

donde  $W(u, r/B)$ ,  $d$ ,  $t$ ,  $1/u$  son los valores obtenidos anteriormente en la superposición de la curva de campo y la curva patrón.

Se recuerda que las unidades de trabajo tienen que ser homogéneas, y que no puede calcularse la  $S$  en el pozo de bombeo.

Asimismo, se tiene el valor de  $r/B$  dado por la derivación.

Como  $r$  es conocido, se puede conocer  $B$ .

La permeabilidad vertical  $K'$  del paquete semiconfinante puede obtenerse según:

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}}$$

$$K' = \frac{Tb'}{B^2}$$

TABLA 7

TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$   
(resumida)

$r/B \backslash u$	0,001	0,005	0,01	0,05	0,10	0,5	1,0	1,5	5,0	9,0
0,000001	13,0031	10,8283	9,4425	6,2285	4,8541	1,8488	0,8420	0,4276	0,0074	0,0001
0,00001	10,9109	10,3963	9,4176	—	—	—	—	—	—	—
0,0001	8,6308	8,5717	8,3983	6,2282	—	—	—	—	—	—
0,001	6,3313	6,3253	6,3069	5,7965	4,8292	—	—	—	—	—
0,01	4,0379	4,0373	4,0356	3,9795	3,8150	1,8486	—	—	—	—
0,1	1,8229	1,8229	1,8227	1,8184	1,8050	1,4422	0,8190	0,4271	—	—
1,0	0,2194	0,2194	0,2194	0,2193	0,2190	0,2103	0,1885	0,1509	0,0073	—
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000

Para lo cual, sólo requiere conocerse el espesor del paquete semipermeable  $b'$ , dado que B es conocido y la T ya ha sido calculada.

A veces, se intenta trabajar este método en gráficos semilogarítmicos, pero se aconseja el uso del método descrito de coincidencia y superposición en gráficos doblelogarítmicos.

### Análisis de los perfiles de descensos

Tanto para acuíferos libres como cautivos merece la pena comentar el modo de analizar los perfiles de descensos, es decir, las curvas  $d-r$  (descensos-distancias), al objeto de obtener los parámetros T y S con métodos parecidos a los descritos para el régimen permanente.

Este tipo de análisis permite conocer de un modo gráfico y rápido la T y S, pérdidas de carga y radio de influencia.

Se parte de la expresión general de Jacob, estudiada en el correspondiente apartado del presente capítulo.

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 Tr}{r^2 S}$$

Según la fórmula [7] del mismo apartado, se puede sustituir:

$$R = \text{radio influencia} = 1,5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

y por tanto:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{R^2}{r^2} \quad [1]$$

Los descensos  $d$  son función de dos variables en esta última relación: la distancia  $r$  del punto de observación al pozo del bombeo y el tiempo  $t$  transcurrido desde que se inició la prueba y que se encuentra incluido en la expresión del radio de bombeo  $R = 1,5 \sqrt{Tt/S}$ .

Operando en la fórmula [1]:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg R^2 - 0,183 \frac{Q}{T} \lg r^2$$

$$d = -0,183 \frac{Q}{T} \lg r^2 + 0,183 \frac{Q}{T} \lg R^2$$

$$d = -0,366 \frac{Q}{T} \lg r + 0,366 \frac{Q}{T} \lg R \quad [2]$$

Esta expresión es matemáticamente coincidente con la obtenida para régimen permanente (fórmula de Thiem) en el apartado 2 del capítulo II, y sólo varían en el concepto de  $R$ .

Aquí  $R$  no es un parámetro fijo, sino variable con el tiempo, según la ya citada relación del radio de influencia. Por ello, para que la fórmula [2] sea aplicable a un método de resolución gráfica en papel semilogarítmico es preciso fijar un tiempo.

En efecto: Si en la citada expresión [2] se hace  $\lg r = \lg r_i$  como variable, siendo  $R$  un valor fijo al tomarse un tiempo fijo  $t$ , representará una recta de la forma:

$$y = mx + n$$

Tendría que tomarse la precaución de usar un gráfico semilogarítmico en el cual al representar en la escala logarítmica los valores de  $r_i$  quedarían automáticamente representados los valores de  $\lg r_i$ .

La recta se representa en el gráfico 13 ( $d = d_i$ ).

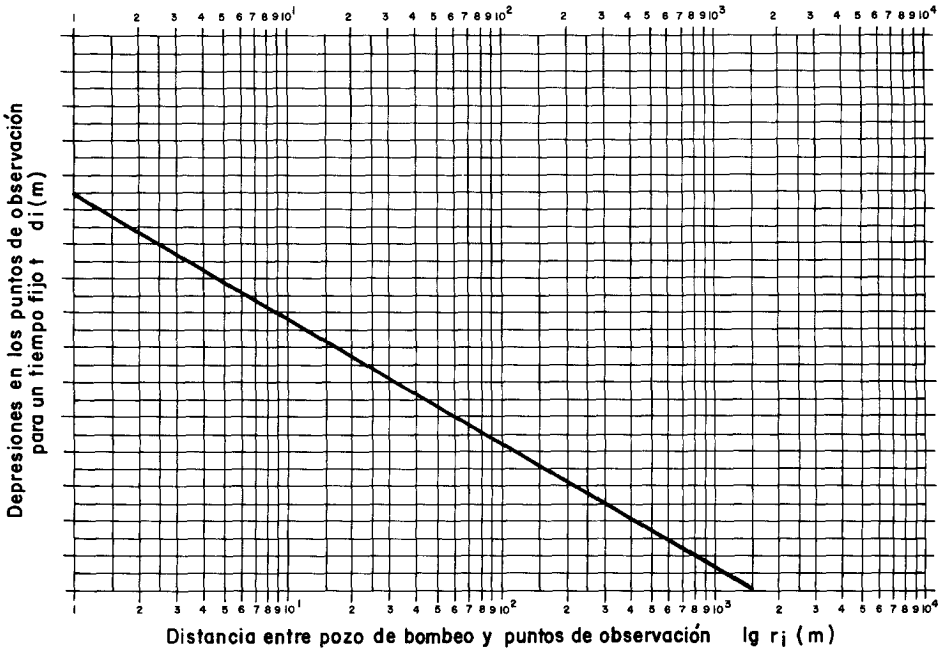


Gráfico 13.—Recta  $d_i - \lg r_i$  de perfil de descensos para un tiempo fijo  $t$ .

En esta recta se tiene:

$$y = d_i$$

$$x = \lg r_i$$

$$m = 0,366 \frac{Q}{T}$$

$$n = \text{cte} = 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

En definitiva, el método operativo es el siguiente:

Se tiene un pozo de bombeo a caudal constante  $Q$ , su radio es  $r_p$ , y la depresión que se produce en el mismo al cabo de un tiempo  $t$  es  $d_p$ .

Se tienen, asimismo, pozos de observación a distancias  $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$ , en los cuales las depresiones producidas en el mismo instante  $t$  a causa del bombeo, son  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ .

Se llevan a un gráfico semilogarítmico (gráfico 14) los pares de valores  $(r, d)$  incluyendo el par  $(r_p, d_p)$  y se ajusta una recta a los valores obtenidos.

En este caso se ha considerado  $r_p = 1$  m. Además, también tiene que considerarse que todos los piezómetros pueden analizarse dentro del período de validez del método de Jacob, para el tiempo  $t$ .

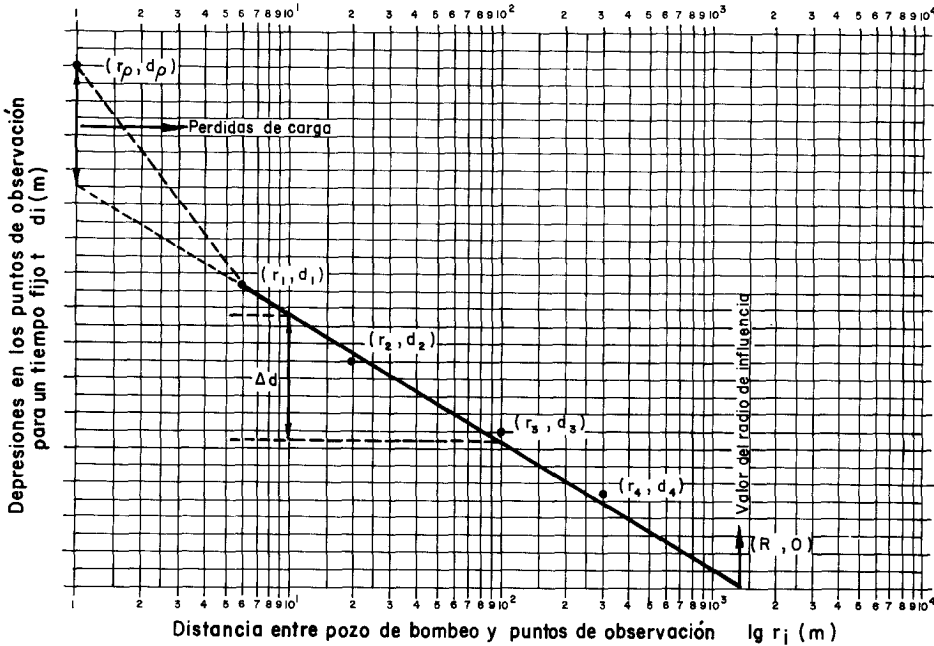


Gráfico 14.—Recta  $d_i - \lg r_i$  obtenida de los pares de valores procedentes de la observación en campo a un tiempo fijo  $t$  de iniciado el bombeo.

Teniendo en cuenta todo lo dicho anteriormente, se sabe que la pendiente de la recta  $m$  tiene un valor de:

$$m = 0,366 \frac{Q}{T}$$

Como  $m$  puede medirse en el gráfico y el caudal  $Q$  de bombeo es conocido, se obtiene  $T$  según:

$$T = 0,366 \frac{Q}{m}$$

La pendiente  $m$  es, como se sabe, igual a la caída de la recta para un ciclo logarítmico  $\Delta d$ , y por tanto:

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d}$$

Como siempre, para obtener la T, en m<sup>2</sup>/día, deberá expresarse el caudal en m<sup>3</sup>/día.

De otra parte, el valor de ( $r_p, d_p$ ) se sale de la recta ajustada. Ello es debido a que en el pozo de bombeo existen pérdidas de carga.

Si no existieran tales pérdidas, el punto ( $r_p, d_p$ ) estaría en dicha recta, pues  $d_p$  coincidiría con el descenso teórico.

La diferencia, por tanto, entre la  $d_p$  teórica (prolongación de la recta hasta su intersección con la vertical del valor  $r_p$ ) y la  $d_p$  real mediría el valor de las pérdidas de carga.

Si el valor del radio del pozo  $r_p$  fuera inferior a 1 m, como suele ocurrir, habría que extrapolar los valores a otro ciclo logarítmico ( $10^{-1} - 10^0$ ).

El valor del radio de influencia se calcula haciendo  $d_i = 0$  en la fórmula [2].

$$d_i = 0 = -0,366 \frac{Q}{T} \lg r_i + 0,366 \frac{Q}{T} \lg R$$

$$\lg r_i = \lg R$$

$$r_i = R$$

Es decir, el valor del radio de influencia R viene dado por el punto de corte de la recta con el eje de abscisas.

Conocidos T, R y habiéndose fijado  $t$ , puede obtenerse la S de la relación

$$R = 1,5 \frac{Tt}{S}$$

Queda, por último, indicar que, a efectos prácticos, lo que suele hacerse es tomar los valores de la depresión en pozo y piezómetros para varios tiempos fijos  $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$  y representarse en el gráfico semilogarítmico una familia de rectas, que deberán ser paralelas, para cada tiempo  $t_i$  (gráfico 15).

La T, la S y las pérdidas de carga pueden sacarse para cada recta y obtener una media, aunque en teoría deberían ser coincidentes para cada recta  $t_i$ .

Los radios de influencia  $r_i$  variarán para cada  $t_i$  y para hallarlos deberá tenerse en cuenta que pueden existir valores fuera del período de validez de Jacob. Estos valores serán los correspondientes a distancias  $r_i$  largas y tiempos de bombeo  $t_i$  cortos.

A consecuencia de esto, las rectas pueden sufrir distorsiones en su proximidad al punto de corte con el eje de abscisas, que no tienen que ser tenidas en cuenta a la hora de calcular el radio de influencia R. Este método puede ser usado de un modo independiente para obtener una valoración global de la T, la S y las pérdidas de carga. Da también una idea de la homogeneidad del acuífero y de la evolución del radio de influencia R a lo largo del bombeo. Sin embargo, es conveniente hacer un análisis piezómetro a piezómetro por los métodos de Theis o Jacob descritos anteriormente.



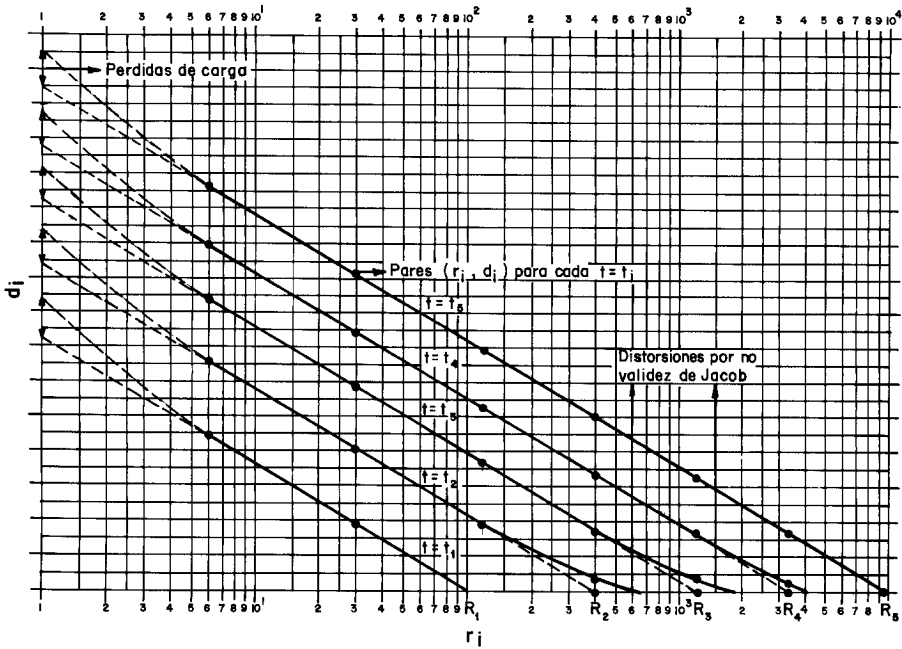


Gráfico 15.—Familia de rectas  $(d_i - r_i)$  obtenidas de los valores de campo para diversos tiempos fijos  $t_i$ .

### Campos de pozos. Afecciones mutuas

Podría establecerse que un campo de pozos es una región de un acuífero en la cual existen una serie de sondeos, pozos o captaciones en general, que están extrayendo o bien introduciendo agua en el acuífero y como consecuencia producen conjuntamente una serie de descensos o afecciones que interesan a todo el campo, manifestándose en todas las captaciones en él construidas.

Este problema tiene una solución sencilla, pero es de gran interés por muchas razones. Entre ellas debe pensarse que a efectos prácticos, cuando se calcula el descenso que va a tener un sondeo o pozo al extraerse un caudal  $Q$  (al objeto, por ejemplo, de instalar la bomba en la posición correcta) debe calcularse no sólo el efecto debido a su propio bombeo, sino que además hay que sumarle los descensos producidos por los pozos vecinos.

El valor del descenso total producido en un punto de un campo como consecuencia de los bombeos de los pozos ubicados en él es la suma de los descensos parciales que produciría cada uno de los bombeos de los pozos del campo en dicho punto. Esto es lógico, dado que las leyes del flujo subterráneo son soluciones de la ecuación de la continuidad, y ésta es una ecuación diferencial de segundo orden, por tanto, una combinación lineal de sus soluciones es también una solución.

Evidentemente, se ha indicado que los efectos deben sumarse, y esto debe entenderse como suma algebraica. Un pozo en el que en vez de producirse un bombeo se produce una inyección del caudal  $Q$  no debe ser considerado como una afección en el sentido de aumentar las depresiones, sino en el sentido de disminuirlas, y, por tanto, debe ser restada del efecto de descenso total producido en el punto considerado del campo que se estudia.

Sintetizando, puede considerarse un campo en el que existen  $n$  sondeos bombeando a caudales constantes.

$$Q_1, Q_2, \dots, Q_i, \dots, Q_n$$

durante tiempos:

$$t_1, t_2, \dots, t_i, \dots, t_n$$

situados a distancias:

$$r_1, r_2, \dots, r_i, \dots, r_n$$

de un punto A, en el cual va a estudiarse el descenso total producido por el bombeo de los  $n$  pozos.

El descenso total producido en el punto A,  $d_A$ , vendrá dado por:

Régimen permanente. Acuífero confinado.

$$d_A = \frac{0,366}{T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \lg \frac{R}{r_i}$$

Régimen permanente. Acuífero libre.

Se procede análogamente, pero efectuando la corrección de los descensos, según Dupuit, si fuera necesario.

$$d_i \text{ (corregido)} = d_i \text{ (observado)} - \frac{(d_i)^2 \text{ (observado)}}{2H_0}$$

$H_0$  = espesor saturado inicial.

Régimen permanente. Acuífero semiconfinado.

$$d_A = \frac{1}{2\pi T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i K_0(r_i/B)$$

y si  $r/B < 0,1$

$$d_A = \frac{l}{2\pi T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \ln \frac{l,12 B}{r_i}$$

Régimen variable. Acuífero confinado.

$$d_A = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \cdot W(u_i)$$

siendo  $u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt_i}$

Caso de ser aplicable el método de Jacob por ser  $u < 0,1$  para todos los efectos superpuestos:

$$d_A = \frac{0,183}{T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \lg \frac{2,25 T t_i}{r_i^2 S}$$

Régimen variable. Acuífero libre.

Se aplicará, caso de ser necesaria, la corrección de Dupuit comentada para régimen permanente.

Régimen variable. Acuífero semiconfinado.

$$d_A = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i W(u_i, r_i/B)$$

Todas estas fórmulas admiten simplificaciones en función de los distintos casos que se estudien.

Por ejemplo, cuando los caudales son los mismos o cuando todos los pozos llevan bombeando el mismo tiempo:  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$  y  $t_1 = t_2 = \dots = t_n$ .

Incluso si las distancias de los diversos pozos de bombeo al punto A fuesen las mismas, el valor del descenso en A,  $d_A$  sería simplemente  $n$  veces el descenso producido por un solo pozo.

Si los pozos se situaran formando figuras geométricas sencillas, podrían obtenerse todas las distancias en función de un solo parámetro, con lo cual se llegaría a simplificaciones en la formulación que da el valor del descenso en el punto A como superposición de efectos.

Un caso típico de superposición de efectos y que tal vez conviene citar como ejemplo, es la resolución del problema consistente en calcular en qué

caudal podría aumentarse la explotación del acuífero de una finca de dimensiones limitadas, en la que ya existe un pozo, mediante la construcción de otro pozo.

Sea  $P_A$  el pozo antiguo de radio  $r_A$  y que arroja un caudal  $Q_A$  con una depresión máxima admisible  $d_A$ . Se desea construir otro pozo nuevo  $P_N$  para aumentar la explotación, a la distancia máxima  $r$  impuesta por los límites de la finca. Los parámetros del acuífero serán, como siempre,  $T$  y  $S$ .

Se desea conocer qué caudal  $Q_N$  podrá explotarse de cada pozo y el incremento que experimenta la explotación.

Si la depresión máxima admisible para cada pozo es  $d_A$  por limitaciones impuestas por el acuífero, por ejemplo, espesor saturado, puede establecerse para cualquiera de los dos pozos:  $d_A$  (descenso total producido en el pozo  $P_A$ ) =  $d_{P_A}$  (descenso producido en  $P_A$  por razones de su propio bombeo) +  $d_{P_N}$  (descenso producido en  $P_A$  por razones del bombeo en  $P_N$ ), y por tanto:

$$d_A = 0,183 \frac{Q_N}{T} \lg \frac{2,25 T t}{r_A^2 S} + 0,183 \frac{Q_N}{T} \lg \frac{2,25 T t}{r^2 S}$$

$$d_A = 0,183 \frac{Q_N}{T} \left( \lg \frac{2,25 T t}{r_A^2 S} + \lg \frac{2,25 T t}{r^2 S} \right)$$

$$d_A = 0,183 \frac{Q_N}{T} \lg \left[ \left( \frac{2,25 T t}{S} \right)^2 \left( \frac{1}{r_A^2 r^2} \right) \right]$$

luego:

$$Q_N = \frac{T d_A}{0,183 \lg \left( \frac{2,25 T t}{S} \right)^2 \left( \frac{1}{r_A^2 r^2} \right)} \text{ para cada pozo}$$

Esto, por supuesto, considerando nulas las pérdidas de carga. A efectos de cuantificar, pueden darse las siguientes cifras:

En una finca, un pozo de 300 mm de diámetro explota un acuífero de  $T = 200 \text{ m}^2/\text{día}$  y  $S = 0,02$ , con un caudal constante de  $Q_A = 15 \text{ l/s}$ , y una depresión máxima admisible  $d_A = 10 \text{ m}$ .

Se puede construir otro pozo de análogas características a una distancia máxima de  $r = 300 \text{ m}$ , condicionada por los límites de la finca, y se desea saber qué caudal podrá extraerse por pozo sin sobrepasar los 10 m de depresión en cada uno.

Los cálculos se realizarán para un tiempo de cien días.

En estas condiciones:

$$\begin{aligned}
 Q_N &= \frac{T \times d_A}{0,183 \lg \left( \frac{2,25 T t}{S} \right)^2 \left( \frac{1}{r_A^2 r^2} \right)} = \\
 &= \frac{200 \times 10}{0,183 \lg \left( \frac{2,25 \times 200 \times 100}{2 \times 10^{-2}} \right)^2 \left( \frac{1}{0,15 \times 300} \right)^2} \\
 Q_N &= 1.163 \text{ m}^3/\text{día} = 13,4 \text{ l/s para cada pozo.}
 \end{aligned}$$

Pueden obtenerse en total de los dos pozos, 26,8 l/s.

Por tanto, la construcción de un nuevo pozo, por efecto de las interacciones mutuas, no permite doblar el caudal, sino solamente aumentarlo del orden del 75 por 100.

### Campo de aplicación y reflexiones generales

Los ensayos de bombeo en régimen variable son más precisos y completos que los realizados en régimen permanente. Pueden proporcionar datos sobre la T y la S y advertir sobre un gran número de anomalías en el acuífero, que se comentarán más adelante.

Su realización requiere bastante esfuerzo de campo y trabajo muy preciso de gabinete.

Son indispensables cuando se quieren conocer los parámetros del acuífero a escala puntual o de una zona limitada, o se pretende conocer el caudal de explotación más aconsejable para un pozo, en función de las horas de bombeo diarias. Asimismo son indispensables cuando se quiere conocer la situación a que debe colocarse la bomba para que trabaje, con un máximo de rendimiento y sin peligros de avería en el funcionamiento (arrastres de arena, trabajo en vacío, etc.).

Los esquemas que se han descrito tienen que ser considerados como teóricos; la realidad suele apartarse de esta teoría y no hay que asustarse de ver curvas de campo que se distorsionan y no se ajustan a las curvas patrón de Theis y rectas de Jacob, que disponen en realidad de escasos tramos rectos.

Sin embargo, una buena parte de estas variaciones podrán ser interpretadas con la ayuda del conocimiento físico del lugar, los casos particulares y anomalías que se tratarán en el capítulo V y, sobre todo, con sentido común.

El éxito de un ensayo consiste, aparte de una correcta planificación y selección del material adecuado para su realización, en ajustar las circunstancias físicas del ensayo a las limitaciones matemáticas o condiciones de contorno.

Las condiciones ideales teóricas son realmente inalcanzables. Por ejemplo, no existen acuíferos infinitos ni isótropos en cuanto a su K. La S y la T, características del acuífero, no son la misma para todo el acuífero, sino que

varían según las zonas del mismo. Es frecuente que existan recargas exteriores al sistema; laterales y verticales. Ningún pozo de bombeo tiene diámetro cero y muchos de ellos no atraviesan completamente la formación permeable, etc. Es tal la diferencia de las circunstancias que se presentan en la naturaleza, que cada ensayo de bombeo constituye con frecuencia un «caso distinto» tanto en su realización como en su interpretación.

Aunque cada técnico deberá decidir por sí sólo cómo interpretar un ensayo, se pueden hacer algunas observaciones de tipo general a las anomalías que suelen presentarse.

No existen acuíferos infinitos, sin embargo, si el radio de influencia en el bombeo no llega a los bordes del acuífero, las curvas del ensayo se comportarán como si lo fuera. Si el radio de influencia llega a los bordes impermeables (límites del acuífero, fallas, etc.), en las curvas de campo se advertirán a partir de estos momentos descensos anormales que se saldrán de los patrones teóricos. Se debe efectuar la interpretación, despreciando estos últimos valores, por el método de Theis. Por el método de Jacob se deben despreciar estos últimos valores y además los iniciales, para los cuales el método no es válido, como ya se sabe.

La anisotropía del acuífero es otro factor que distorsiona las curvas. Cuando hay variaciones esporádicas, es decir, oscilaciones de la permeabilidad dentro de unos límites, las curvas van sufriendo alteraciones en más o en menos. El problema se soluciona ajustando la curva de Theis o la recta de Jacob a un valor intermedio de todas las alteraciones.

Si existen cambios francos de la  $T$ , la recta de Jacob varía su pendiente en más o en menos según sea la variación de  $T$ . En estos casos no hay que olvidar que el  $t_0$  y, por tanto, el coeficiente de almacenamiento  $S$ , deben salir del primer tramo, que es que da el  $t_0$  real. La  $T$  calculada en el segundo o posteriores tramos puede ser considerada como  $T$  de comportamiento del acuífero, aunque siempre deben tenerse en cuenta los descensos ocasionados en los primeros tramos. Por el método de Theis podría trabajarse de igual forma, sólo que los ajustes con la curva patrón pueden ser más complicados que utilizando el método de Jacob.

La anisotropía de la  $K$  es un hecho constatado, tanto en terrenos detríticos como kársticos, y las variaciones en el valor de  $S$  también lo son, aunque este último parámetro suele moverse entre valores más controlables.

En los acuíferos detríticos, la  $T$  varía, y es más antisótropa la  $K$ , cuanto mayor es el área interpretada. A pequeña escala, estos acuíferos son muy homogéneos, pero a medida que la escala se amplía aumenta su heterogeneidad. En los materiales kársticos ocurre justamente lo contrario. A pequeña escala, son muy heterogéneos, por estar constituidos por grietas. Para conseguir una homogeneidad es imprescindible ampliar la escala de trabajo e interpretar la mayor superficie de acuífero posible.

Esto implica que en los acuíferos detríticos, los piezómetros cercanos al pozo de bombeo son los que arrojan los mejores resultados, mientras que en los kársticos deben usarse piezómetros alejados del pozo de bombeo. Esta circunstancia es además concordante con el hecho de que los acuíferos detríticos tienen conos de influencia más cortos que los kársticos.

Es frecuente, cuando se trabaja en acuíferos kársticos, comprobadamente libres y con piezómetros cercanos al pozo de bombeo, que se obtengan valores de  $S$  muy pequeños como corresponde a acuíferos cautivos. Esto puede ser debido a que haya comunicaciones directas a través de alguna grieta entre pozo y piezómetro y produzca afecciones muy rápidas, dando un  $t_0$  anormalmente bajo, que en los cálculos de  $S$  arroja un valor muy pequeño, típico de acuíferos cautivos. También puede y suele ocurrir lo contrario. En calizas, conviene tener varios piezómetros convenientemente alejados del pozo de bombeo.

En estos casos es necesario tener mucho cuidado de que los resultados del ensayo sean coherentes o acordes con la realidad física.

Las recargas laterales y verticales pueden interpretarse con la ayuda de la hidrogeología de la zona. Suelen dar en las curvas tendencias a la estabilización y, si lo que se quiere obtener son las características de la formación acuífera, deben interpretarse los tramos de curva anteriores a la estabilización. A efectos de cálculo de caudales en el pozo, y para este caso concreto, puede contarse con las ventajas de las recargas extrañas al sistema, siempre y cuando se estudie su posible evolución en el tiempo.

Los caudales de bombeo tampoco permanecen exactamente constantes a lo largo de la prueba. Cuando dichos caudales oscilan en más o en menos, los descensos se apartan por arriba o por abajo de las curvas teóricas. Esto no supone problema si se ajustan con cuidado dichas curvas o rectas teóricas.

El peor inconveniente en las variaciones de caudal es cuando éste evoluciona en un solo sentido.

Por ejemplo, es frecuente fijar un caudal al arrancar el pozo y éste va disminuyendo a medida que desciende el nivel acorde con la curva característica de la bomba. Esto produce en las curvas una tendencia a la estabilización

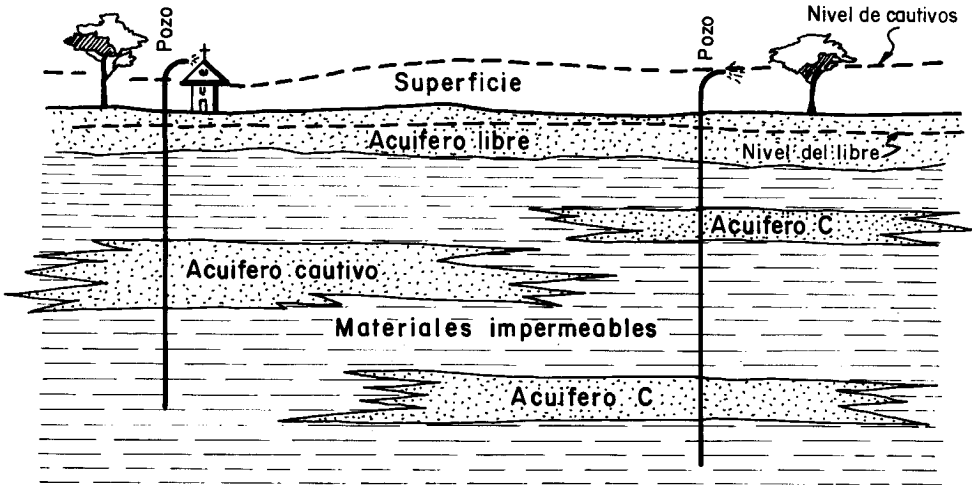


Fig. 7.—Esquema de acuíferos cautivos cerrados.

que no es real. Debe vigilarse la constancia del caudal durante toda la prueba y no empezar con el máximo que pueda dar la bomba, dejando un cierto margen para ajustes posteriores.

Otro fenómeno que conviene analizar por su frecuencia es el funcionamiento de los acuíferos; libres, cautivos, etc., y su incidencia en la forma de las curvas, cuando pasan de un esquema de trabajo a otro.

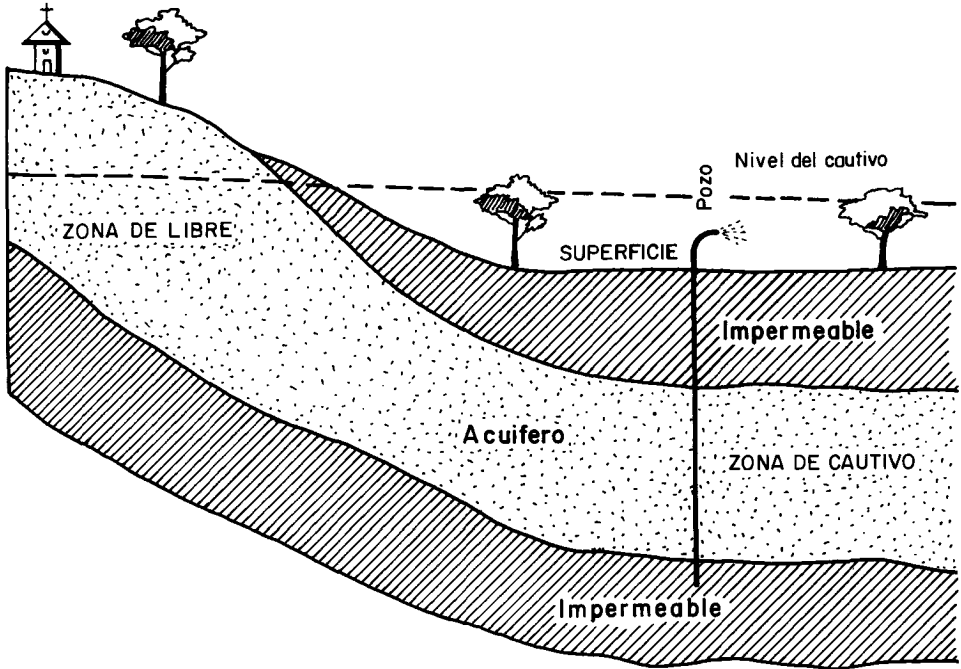


Fig. 8.—Esquema de acuíferos cautivos con afloramiento.

La figura 7 muestra el esquema de acuífero cautivo en el sentido rígido con que se definieron en el apartado 2 del capítulo I. Cuando se empieza a bombear este tipo de acuíferos se comportan normalmente y puede obtenerse en esta primera parte, la T y la S por los métodos descritos. A medida que avanza el bombeo en el tiempo se empiezan a notar unos descensos progresivos anormales. Esto es debido a que el acuífero cautivo almacena muy poca agua y en realidad los descensos anormales que se apartan de la recta teórica, son debidos a un vaciado real del acuífero.

A título de ejemplo, puede calcularse el vaciado que se produciría al bombear durante diez horas a un caudal constante de 100 l/s, un acuífero cautivo cerrado de 100 km<sup>2</sup> de extensión y 10<sup>-4</sup> de coeficiente de almacenamiento:



$$\begin{aligned} \text{Volumen bombeado} &= \text{Volumen vaciado} = \text{Caudal} \times \text{tiempo} = \\ &= \text{Area} \times \text{altura vaciada (Hv)} \times S: \end{aligned}$$

$$100 \times 3,6 \times 10 = 100 \times 10^6 \times \text{Hv} \times 10^{-4}$$

$$3.600 = 10^4 \text{ Hv}$$

$$\text{Hv} = 0,36 \text{ m}$$

Es decir, en sólo diez horas se habría producido un descenso por vaciado de 36 cm, que se sumarían al descenso teórico distorsionándolo.

Este vaciado en tiempos cortos es lineal con el tiempo según:

$$Q \cdot t = A \cdot \text{Hv} \cdot S$$

$$\text{Hv} = \frac{Q}{A \cdot S} t$$

$$\text{Hv} = \text{cte} \cdot t$$

donde:

Hv = descenso por vaciado.

Q = caudal de bombeo.

A = área de embalse subterránea.

S = coeficiente de almacenamiento.

t = tiempo de bombeo.

En estos casos, el descenso total se compone del descenso en el acuífero (suponiendo nulas las pérdidas de carga, que en principio no evolucionan con el tiempo) debido al bombeo, más el descenso en el acuífero debido al vaciado, el cual es una expresión lineal. A veces puede restarse el valor del vaciado y obtener unas curvas o rectas más próximas a las teóricas.

Si se sigue bombeando y consecuentemente vaciando el acuífero, puede ocurrir que el nivel dinámico descienda por debajo de la cota del techo del acuífero. Este empieza ahora a trabajar como libre y suministra, al tener un almacenamiento mayor, mucha más agua. La cuantía del vaciado se hace muy pequeña y la recta puede recuperar una pendiente parecida a la que tenía en los primeros momentos.

También podía haber ocurrido que al llevar un cierto tiempo de explotación, y teniendo en cuenta que la impermeabilidad de los materiales es relativa

(arcilla, limos, margas, etc., siempre son algo permeables), el gradiente que se crea al tener muy deprimidos los acuíferos inferiores frente a los superiores, estos últimos, que suelen estar bien recargados, cedan su agua a los cautivos a través de los paquetes impermeables por un mecanismo de goteo vertical ya descrito, o también por drenaje diferido que se estudiará más adelante.

Los cautivos empiezan a trabajar de una manera parecida a los semiconfinados y las curvas de descensos tienden a estabilizar o aminorar su pendiente.

Las curvas y rectas se apartan de las teóricas con mucha frecuencia y por muchas razones que a veces no es posible analizar, pero en otras ocasiones, si se conoce la zona de trabajo, es posible darle justificaciones bastante razonables.

El caso de la figura 8 es un acuífero cautivo bastante distinto a los anteriores. En principio, el acuífero aflora y, por tanto, es libre en alguna zona.

Cuando se efectúa un bombeo en el área del acuífero que está cautivo, las curvas de descensos van a tener un comportamiento normal, equivalente al de cualquier acuífero cautivo. Sin embargo, cuando se lleva un tiempo de explotación se ve que no presentan los efectos de vaciado de los cautivos aislados, ello es debido a que el agua que ceden es función del vaciado en la zona libre que es la que da la carga. En algunos casos, dependiendo de la distancia a la zona libre se presentan tendencias a la estabilización. Ello es lógico si se piensa que el agua que suministran por metro de descenso depende del área de embalse subterráneo y de la porosidad eficaz del tramo libre, que en cierto modo actúa como borde de recarga para el tramo cautivo.

En definitiva, sólo se ha pretendido en este apartado reflexionar de algún modo algunas de las alteraciones que sufren las curvas teóricas a consecuencia de la diferencia entre la realidad natural y las condiciones impuestas por las limitaciones matemáticas que hacen viables la resolución de la ecuación general.

## Problemas característicos

Los problemas que se incluyen a continuación, al igual que los expuestos en el apartado de régimen permanente, son problemas teóricos tipo.

Serán de utilidad para acabar de comprender los diversos métodos de ensayos de bombeo en régimen variable.

### *Ejercicio número 4*

En un acuífero, cuya transmisividad  $T$ , tiene un valor medio de  $500 \text{ m}^2/\text{día}$  y cuyo coeficiente de almacenamiento medio es del orden de  $2 \times 10^{-4}$ , se realiza un ensayo de bombeo en un pozo totalmente penetrante a un caudal constante de  $150 \text{ l/s}$ .

Se pide:

- a) Calcular el descenso en piezómetros situados a 10, 100 y 1.000 m del pozo de bombeo, cuando hayan transcurrido diez horas, diez días y cien días desde que se inició el bombeo.

- b) Calcular el radio de influencia  $R$  a los cien días de bombeo ininterrumpido.
- c) ¿A partir de qué tiempo será válido Jacob en el piezómetro situado a 1.000 m del pozo de bombeo?
- d) ¿Cuál sería el caudal máximo que podría bombearse, si se pretende que el descenso máximo provocado en un pozo situado a 500 m de distancia sea de 1 m después de bombear cien días?

RESOLUCION

- a) La fórmula general a utilizar es la de Theis:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

siendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

Para cada tiempo y distancia,  $u$  tiene un valor distinto que, introducido en la tabla 5 de función de pozo, se obtienen los valores de  $W(u)$  para ser aplicados en la fórmula del descenso.

Así se tiene:

Para  $r = 10 \text{ m}$

— A las diez horas,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(10)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times (10/24)} = 2,4 \times 10^{-5}$$

Para  $u = 2,4 \times 10^{-5}$ ,  $W(u) = 10,06$ , y  $d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 10,06}{4\pi 500} = 20,7 \text{ m}$$

— A los diez días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(10)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 10} = 10^{-6}$$

$$\text{Para } u = 10^{-6}, W(u) = 13,24, \text{ y } d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 13,24}{4\pi 500} = 27,3 \text{ m}$$

— A los cien días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(10)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 100} = 10^{-7}$$

$$\text{Para } u = 10^{-7}, W(u) = 15,54, \text{ y } d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 15,24}{4\pi 500} = 32 \text{ m}$$

Para  $r = 100 \text{ m}$

— A las diez horas,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(100)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 (10/24)} = 2,4 \times 10^{-3}$$

$$\text{Para } u = 2,4 \times 10^{-3}, W(u) = 5,46, \text{ y } d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 5,46}{4\pi 500} = 11,2 \text{ m}$$

— A los diez días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(100)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 10} = 10^{-4}$$

$$\text{Para } u = 10^{-4}, W(u) = 8,63, \text{ y } d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 8,63}{4\pi 500} = 17,8 \text{ m}$$

— A los cien días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(100)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 100} = 10^{-5}$$

Para  $u = 10^{-5}$ ,  $W(u) = 10,93$ , y  $d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 10,93}{4\pi 500} = 22,5 \text{ m}$$

Para  $r = 1.000 \text{ m}$

— A las diez horas,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(1.000)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times (10/24)} = 2,4 \times 10^{-1}$$

Para  $u = 2,4 \times 10^{-1}$ ,  $W(u) = 1,08$ , y  $d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 1,08}{4\pi 500} = 2,2 \text{ m}$$

— A los diez días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(1.000)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 10} = 10^{-2}$$

Para  $u = 10^{-2}$ ,  $W(u) = 4,04$ , y  $d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 4,04}{4\pi 500} = 8,3 \text{ m}$$

— A los cien días,

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(1.000)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 100} = 10^{-3}$$

Para  $u = 10^{-3}$ ,  $W(u) = 6,33$ , y  $d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$

$$d = \frac{150 \times 86,4 \times 6,33}{4\pi 500} = 13 \text{ m}$$

Los resultados pueden quedar resumidos en el siguiente cuadro:

	A 10 horas	A 10 días	A 100 días
A 10 m .....	$d = 20,7$	$d = 27,3$	$d = 32$
A 100 m .....	$d = 11,2$	$d = 17,8$	$d = 22,5$
A 1.000 m .....	$d = 2,2$	$d = 8,3$	$d = 13$

b) El radio de influencia viene dado por la expresión:

$$R = 1,5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

a los cien días valdrá:

$$R = 1,5 \sqrt{\frac{500 \times 100}{2 \times 10^{-4}}} = 23.717 \text{ m}$$

c) Jacob es válido a partir del momento en que la  $u$  es menor de 0,1 luego:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} < 0,1$$

$$t > \frac{r^2 S}{4T \times 0,1}$$

$$t > 2,5 r^2 \frac{S}{T}$$

Como  $r = 1.000$  m

$$t > 2,5(1.000)^2 \frac{2 \times 10^{-4}}{500} = 1 \text{ día}$$

Es válido Jacob a partir de 1 día.

d) La fórmula a utilizar es la misma de Theis.

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

siendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

donde:

$$r = 500, \text{ y } t = 100 \text{ días}$$

Luego:

$$u = \frac{(500)^2 \times 2 \times 10^{-4}}{4 \times 500 \times 100} = 2,5 \times 10^{-4}$$

Entrando en las tablas de la función del pozo con  $u = 2,5 \times 10^{-4}$  se obtiene  $W(u) = 7,71$ .

Luego para este caso:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} 7,71$$

y como  $d = 1$

$$1 = \frac{Q \times 7,71}{4\pi \times 500}, \text{ , } Q = \frac{4 \times \pi \times 500}{7,71} = 815 \text{ m}^3/\text{día} = 9,43 \text{ l/s}$$

$$Q = 9,5 \text{ l/s}$$

*Ejercicio número 5*

Se realiza un ensayo de bombeo a caudal constante de  $Q = 150$  l/s.

Se miden los descensos en el pozo de bombeo y en un piezómetro situado a 100 m de distancia. Los resultados de las mediciones se reflejan en la siguiente tabla de campo:

Tiempo de bombeo en minutos	Descensos en el pozo en metros	Descensos en el piezómetro en metros
1	2.20	—
2	5.50	—
3	8.21	—
4	10.11	—
5	12.22	—
6	13.31	—
8	16.11	—
10	17.90	—
15	22.10	—
20	25.02	—
25	27.10	—
30	28.05	—
40	30.01	—
50	31.98	0.20
60	32.50	0.40
70	—	0.60
80	37.90	0.85
90	—	1.00
100	39.85	1.40
120	40.50	1.95
150	44.00	2.80
200	47.20	4.20
300	51.00	6.60
400	54.80	8.55
600	57.20	11.80
800	61.40	14.00
1.200	62.80	17.90
2.000	67.80	22.60
3.000	72.40	26.50
4.000	75.00	29.00
6.000	77.80	32.50

Sabiendo que el acuífero es una alternancia margo-caliza de 600 m de espesor, se pide:

- a) Calcular T y S por el método de Theis.
- b) Calcular T y S por el método de Jacob.
- c) Calcular T y S por el método de Chow.



RESOLUCION

a) En el gráfico 16 —descensos (doble logarítmico) en el pozo— se ajusta la curva patrón de Theis. En un punto sencillo de los gráficos se toma:

$$\text{Punto de coincidencia} \begin{cases} W(u) = 1 \\ 1/u = 10 \\ d = 10 \text{ m} \\ t = 10,25 \text{ min.} \end{cases}$$

$$T = \frac{Q \cdot W(u)}{4\pi d} = \frac{150 \times 86,4 \times 1}{4\pi \times 10} = 103 \text{ m}^2/\text{día}$$

En el pozo no se puede calcular el coeficiente de almacenamiento S.

En el gráfico 17 se dibuja la curva de  $\lg d - \lg t$  para el piezómetro.

Se hace, de un modo análogo, coincidir esta curva con la transparente patrón de Theis.

Se toma como punto de coincidencia el siguiente:

$$\text{Punto de coincidencia} \begin{cases} W(u) = 1 \\ 1/u = 10 \\ d = 9,8 \text{ m} \\ t = 1.300 \text{ min.} \end{cases}$$

$$T = \frac{Q \cdot W(u)}{4\pi d} = \frac{150 \times 86,4 \times 1}{4\pi \times 9,8} = 105 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{4Tt}{r^2 1/u} = \frac{4 \times 105 \times 1.300}{(100)^2 \times 10 \times 1.440} = 3,80 \times 10^{-3}$$

b) En el gráfico 18 se elabora el gráfico semilogarítmico  $d - \lg t$  en el pozo de bombeo.

La caída por ciclo en la recta ajustada es  $\Delta d = 22 \text{ m}$ .

Por tanto:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} = 0,183 \frac{150 \times 86,4}{22} = 108 \text{ m}^2/\text{día}$$

En el pozo de bombeo, análogamente al caso anterior, no puede hallarse el coeficiente de almacenamiento S.

Pasa a analizarse el gráfico 19 de descensos en el pozo de observación (piezómetro).

Como todavía no se sabe el período de validez de Jacob, se ajusta una recta de «tanteo» a los últimos puntos de la curva.

De esta recta se obtiene:

$$\begin{aligned}\Delta d &= 20 \text{ m} \\ t_0 &= 145 \text{ min.}\end{aligned}$$

y por tanto:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} = 0,183 \frac{150 \times 86,4}{20} = 118 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} = \frac{2,25 \times 118 \times 145}{(100)^2 \times 1.440} = 2,7 \times 10^{-3}$$

Con estos valores de T y S se calcula el período de validez de Jacob.

$$t > 2,5 \frac{r^2 S}{T} = \frac{2,5 \times (100)^2 \times 2,7 \times 10^{-3}}{118} = 0,58 \text{ días} = 824 \text{ min.}$$

Jacob es válido a partir de los 824 minutos. Por tanto, teniendo en cuenta esto, se ajusta una nueva y definitiva recta, a partir de este valor, despreciando todos los anteriores.

En esta nueva recta se obtiene:

$$\begin{aligned}\Delta d &= 22,5 \text{ m} \\ t_0 &= 170 \text{ min.}\end{aligned}$$

Luego:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} = 0,183 \frac{150 \times 86,4}{22,5} = 105 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} = \frac{2,25 \times 105 \times 170}{(100)^2 \times 1.440} = 2,8 \times 10^{-3}$$

Que son, lógicamente, valores muy parecidos a los obtenidos por el método de Theis.

c) El método de Chow es, como se sabe, de un ajuste más difícil que los anteriores.

Se usa el gráfico semilogarítmico  $d - \lg t$  en el piezómetro (gráfico 19).

Se traza la tangente a la curva en un punto arbitrario, por ejemplo, el punto (4, 5/210). Esta tangente marca, sobre un ciclo logarítmico, la caída por ciclo  $\Delta d = 11,5$ .

Se tiene, pues:

$$d = 4,5$$

$$t = 210$$

$$\Delta d = 11,5$$

y, por tanto:

$$F(u) = d/\Delta d = 4,5/11,5 = 0,39$$

Para  $F(u) = 0.39$  en el gráfico 11 de Chow se obtiene:

$$W(u) = 0,5 \quad , \quad u = 0,56$$

Mediante las fórmulas que se exponen a continuación (Theis) se calculan T y S, con los valores de  $u$ ,  $W(u)$ ,  $d$  y  $t$  obtenidos.

$$T = \frac{QW(u)}{4\pi d} = \frac{150 \times 86,4 \times 0,5}{4\pi \times 4,5} = 115 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{4Ttu}{r^2} = \frac{4 \times 115 \times 210 \times 0,56}{(100)^2 \times 1.440} = 3,8 \times 10^{-3}$$

Los valores, como se ha visto, salen análogos por los tres métodos y podría utilizarse el valor medio de ellos:

$$T = 105 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = 3,3 \times 10^{-3}$$

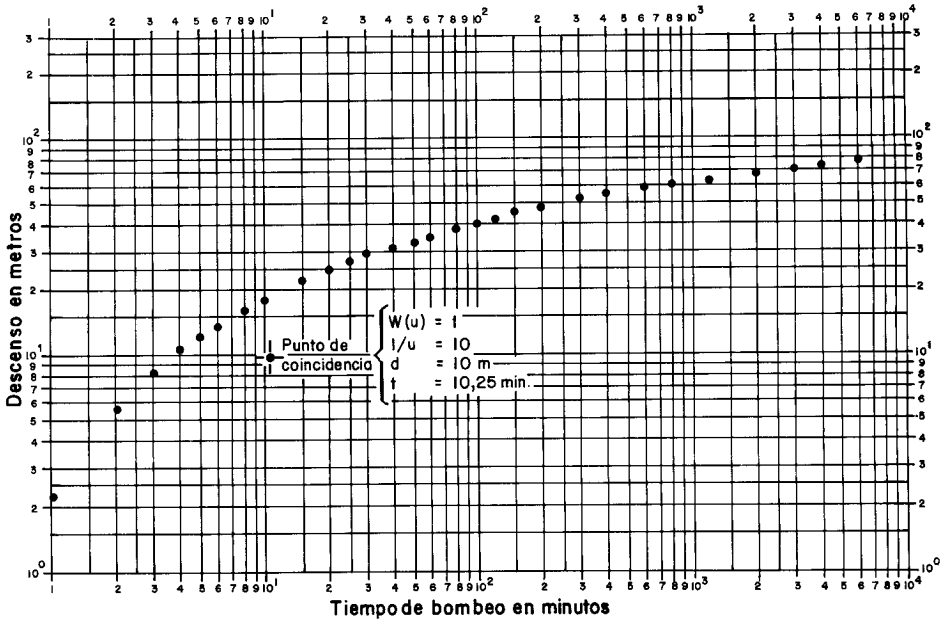


Gráfico 16.—Curva  $\lg d - \lg t$  de descensos en el pozo de bombeo para el ejercicio número 5.

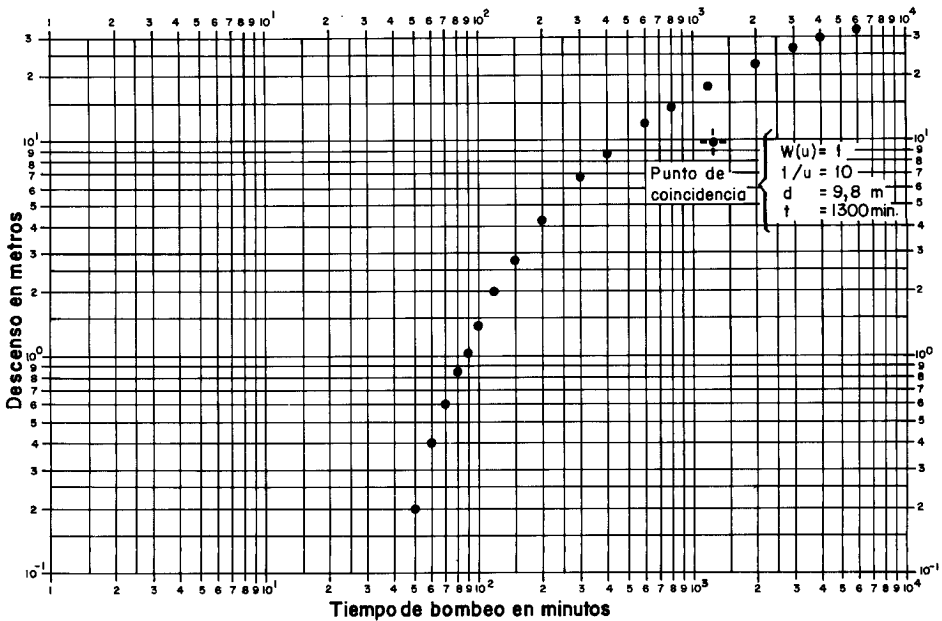


Gráfico 17.—Curva  $\lg d - \lg t$  de descensos en el piezómetro de observación para el ejercicio número 5.

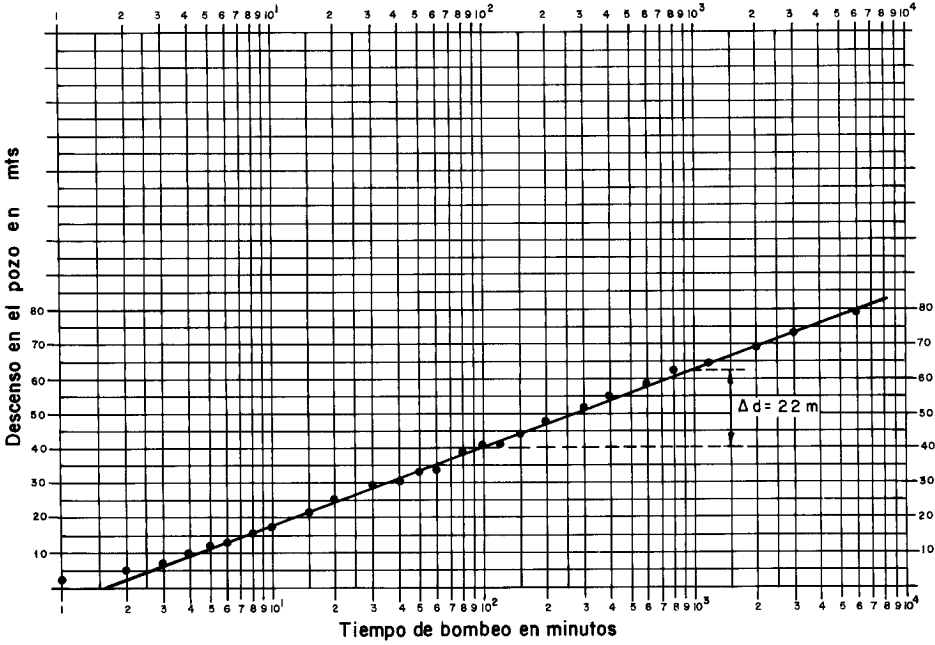


Gráfico 18.—Recta  $d - \lg t$  en el pozo de bombeo para el ejercicio número 5.

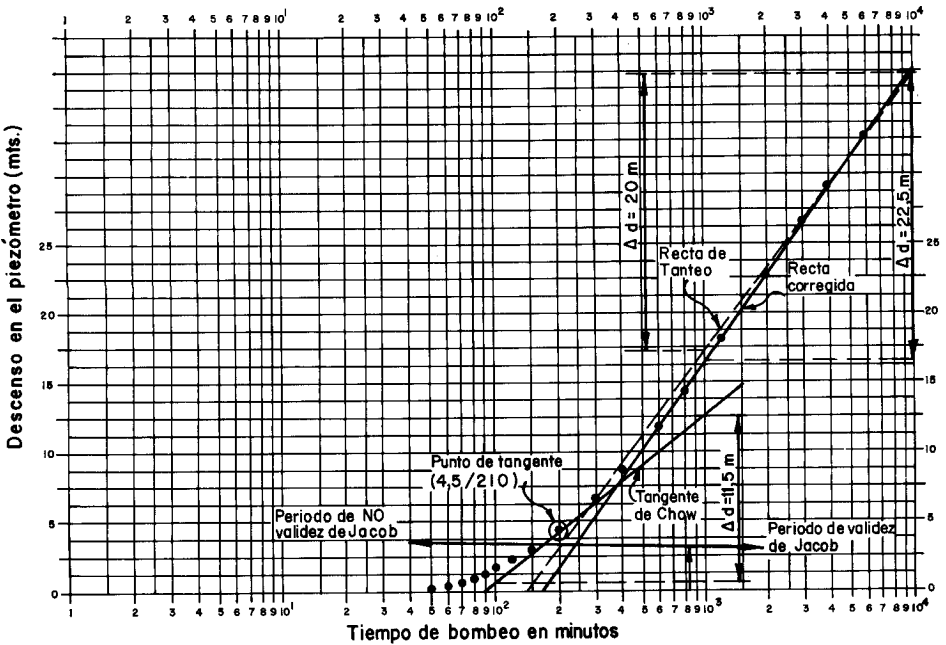


Gráfico 19.—Recta  $d - \lg t$  de descensos en el piezómetro para el ejercicio número 5.

*Ejercicio número 6*

Una unidad acuífera de 10 km<sup>2</sup> está constituida por los siguientes materiales a partir de la superficie:

- Un acuífero de 10 m de potencia de gravas conectado hidráulicamente a un río.
- Un acuitardo (paquete semipermeable) de limos de 12 m de potencia.
- Un acuífero de arenas de 50 m de potencia.
- El zócalo impermeable de la unidad lo forman materiales arcillosos de gran potencia.

El nivel inicial del acuífero superior e inferior es de 5 m por debajo de la superficie.

Se construye un pozo de más de 72 m de profundidad que llega hasta el zócalo arcilloso impermeable. Dicho pozo, de 300 mm de diámetro, se cementa en la parte superior dejándosele rejilla solamente en el acuífero inferior.

Se efectúa una prueba de bombeo en régimen variable, a un caudal constante de 45 l/s, midiéndose los descensos, tanto en el pozo de bombeo como en uno de observación realizado a tal efecto, con las mismas características, a 60 m del de bombeo.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tiempo en minutos	Descenso en el pozo de bombeo r = 0,15 m	Descenso en el piezómetro r = 60 m
1	0,90	0,00
2	1,50	0,00
5	2,60	0,46
8	3,20	0,80
12	3,80	1,20
20	4,70	1,70
30	5,30	2,20
40	5,70	2,50
60	6,50	3,00
80	7,00	3,30
100	7,30	3,60
150	8,00	4,00
200	8,30	4,30
300	9,00	4,60
400	9,30	4,70
650	10,00	4,90
800	10,30	4,95
1.200	11,00	5,00
1.600	11,20	5,00
2.000	11,30	5,00

Se pide:

- a) Calcular T, S y K'.

- b) Calcular el descenso en un piezómetro situado a 200 m, a los cien días de bombeo.
- c) Calcular el caudal máximo que podría extraerse de todos los pozos que exploten el acuífero inferior, supuesto un régimen de bombeo ininterrumpido.

RESOLUCION

- a) Se dibujan en el gráfico 20 los datos de evolución de descensos a lo largo del tiempo, en pozo y piezómetro, haciendo uso de un papel doblelogarítmico.

La coincidencia entre las curvas de campo y los patrones transparentes de Hantush da los siguientes puntos de ajuste:

Para la curva del pozo de bombeo:

$$W(u, r/B) = 10, \quad 1/u = 100, \quad d = 15 \text{ m} \quad t = 50'$$

Para la curva del piezómetro de observación

$$W(u, r/B) = 1, \quad 1/u = 10, \quad d = 1,5 \text{ m}, \quad t = 42' \quad r/B = 0,2$$

De estos valores se obtiene:

En el pozo:

$$T = \frac{Q \cdot W(u, r/B)}{4\pi d} = \frac{45 \times 86,4 \times 10}{4\pi \times 15} = 206 \text{ m}^2/\text{día}$$

En el piezómetro:

$$T = \frac{Q \cdot W(u, r/B)}{4\pi d} = \frac{45 \times 86,4 \times 1}{4\pi \times 1,5} = 206 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{4Tt}{r^2 1/u} = \frac{4 \times 206 \times 42}{(60)^2 \times 10 \times 1.440} = 6,7 \cdot 10^{-4}$$

Como  $r/B = 0,2$ :

$$B = \frac{60}{0,2} = 300$$

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}}$$

$$K' = \frac{Tb'}{B^2}$$

$$K' = \frac{206 \times 12}{(300)^2} = 3 \cdot 10^{-2} \text{ m/día}$$

Luego los parámetros pedidos son:

$$T = 206 \text{ m}^2/\text{día}, S = 6,7 \cdot 10^{-4} \text{ y } K' = 3 \cdot 10^{-2} \text{ m/día}$$

De este ejercicio puede observarse como conclusión lo difícil que es poder detectar en un pozo de bombeo un efecto de goteo vertical, mientras que cuanto más alejado está el piezómetro de observación es más fácil ver la estabilización, que se produce mucho más rápidamente. Dado que  $B = 300$ , en el pozo  $r/B = 0,15/300 = 0,0005$  y siguiendo las derivaciones de la curva patrón de Hantush, puede observarse que el efecto de estabilización en el pozo prácticamente no se produciría nunca. En realidad, los efectos de goteo vertical sólo podrán analizarse a partir de la interpretación de las curvas de descensos en piezómetros y lo más alejados posible del pozo de bombeo.

$$b) \quad d = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B)$$

$$\text{como } r/B = \frac{200}{300} = 0,66$$

$$\text{y } u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(200)^2 \times 6,7 \cdot 10^{-4}}{4 \times 206 \times 100} = 3,3 \cdot 10^{-4}$$

$$W(u, r/B) = W(3,3 \cdot 10^{-4}, 0,66) = 1,4317$$

El valor de la función  $W(u, r/B)$  se ha obtenido de la tabla 7. Por tanto:

$$d = \frac{45 \times 86,4 \times 1,43}{4\pi \times 206} = 2,15 \text{ m}$$

- c) El caudal máximo que podrá extraerse del acuífero inferior depende de la recarga por goteo máxima que le llegue del acuífero superior, dado que es la única alimentación que posee. La depresión máxima que puede hacerse es hasta el techo del acuífero inferior, es decir,  $12 + 5 = 17 \text{ m}$ .



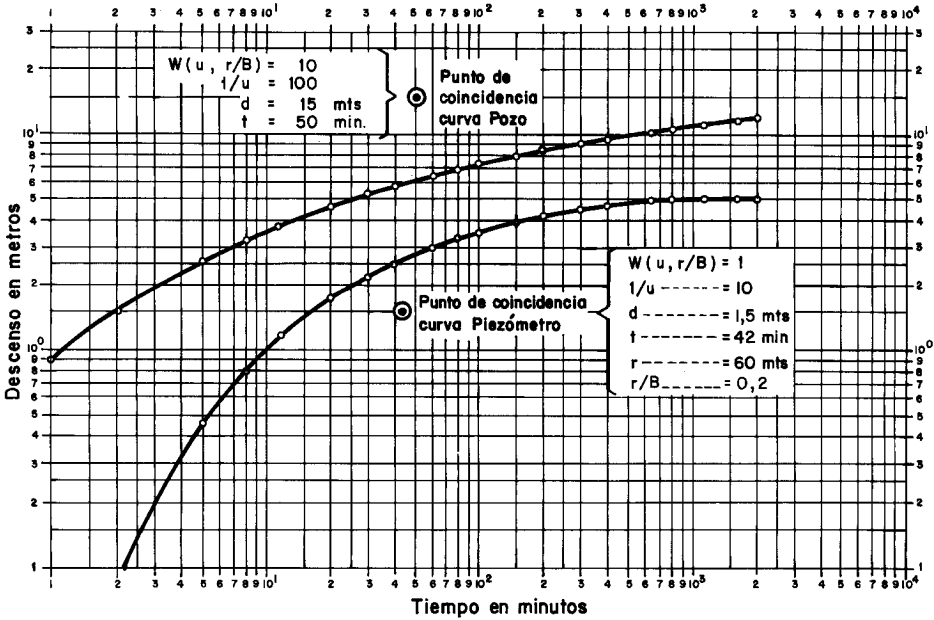


Gráfico 20.—Curvas  $\lg d - \lg t$  de descensos en pozo y piezómetro para el ejercicio núm. 6.

El caudal de paso según Darcy:

$$Q = K' \cdot A \cdot i$$

siendo:

$$K' = \text{permeabilidad vertical} = 3 \cdot 10^{-2} \text{ m/día}$$

$$A = 10 \text{ km}^2 = 10 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$$i = \frac{\text{máxima depresión del acuífero inferior}}{\text{espesor del paquete semiconfinante}} = \frac{17}{12}$$

$$Q = 3 \cdot 10^{-2} \times 10 \cdot 10^6 \times \frac{17}{12} = 4,25 \cdot 10^5 \text{ m}^3/\text{día}$$

Es una cifra altísima debido al poco espesor del paquete semiconfinante y a lo alto de su  $K'$ .

Esta operación sólo sería posible si el acuífero estuviera continuamente alimentado por un río.

En rigor, la explotación del acuífero inferior sería en realidad la explotación del río.



## CAPITULO IV

### METODOS DE RECUPERACION. REGIMEN VARIABLE

Los métodos de recuperación consisten en efectuar las interpretaciones del ensayo en base a los datos que se obtienen una vez que el pozo detiene su extracción de agua. A partir de la parada, los niveles empiezan a subir, hasta recuperar total o parcialmente el nivel inicial.

Estos métodos se basan en el análisis de la «recuperación» o evolución del ascenso de niveles posterior a la parada.

#### **Interpretación de la evolución de niveles después de la parada**

Para analizar la evolución de los niveles después de la parada de la bomba en el pozo hay que empezar por simular matemáticamente esta parada.

Para ello puede procederse, razonando, que el efecto de parar un pozo que lleva bombeando un tiempo  $t$  a caudal constante  $Q$  es el mismo que simular que el pozo no se para y que a partir del instante  $t$  se le inyecta un caudal constante  $Q$ .

El descenso que se observa en el pozo o «descenso residual», diferencia entre los niveles estático y dinámico, será como consecuencia de lo visto en el apartado de «Campos de pozos» y afecciones entre ellos, la diferencia entre el descenso producido por el bombeo desde que se inició el mismo y el ascenso producido por la inyección desde el momento de la parada.

La deducción matemática se resuelve con la ayuda de la figura 9.

El pozo está sometido a un bombeo con caudal  $Q$  que teóricamente no se interrumpe, y la curva de descensos producidos es  $\overline{OAB}$ .

Cuando ha transcurrido un tiempo  $t$  y el descenso producido es  $d_M$ , se para el pozo, o lo que es lo mismo se simula una inyección de caudal  $Q$ . La curva de ascensos teóricos vendrá dada por  $\overline{AE}$ , obtenida llevando dichos ascensos teóricos a partir de la horizontal de  $d_M$  y en el sentido negativo del eje de ordenadas.

La curva residual, que en rigor es la observada en campo, será la representada por  $\overline{AD}$  diferencia de las dos anteriores.

En un tiempo genérico  $t_r$  desde que se inició el bombeo, el pozo llevará parado un tiempo  $t' = t_r - t$ . En este momento, el descenso  $d_B$  debido al bombeo será:

$$d_B = \overline{FB} = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T(t + t')}{r_p^2 S}$$

siendo:

$Q$  = caudal de bombeo constante.

$T$  = transmisividad.

$r_p$  = radio del pozo.

$S$  = coeficiente de almacenamiento.

$t$  = tiempo que duró el bombeo real.

$t'$  = tiempo que ha transcurrido desde que se paró el bombeo.

El ascenso  $d_1$ , producido por la inyección a caudal  $Q$ , que se simula a partir del tiempo  $t$ , que es cuando se interrumpe el bombeo, viene dada por:

$$d_1 = \overline{CE} = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T t'}{r_p^2 S}$$

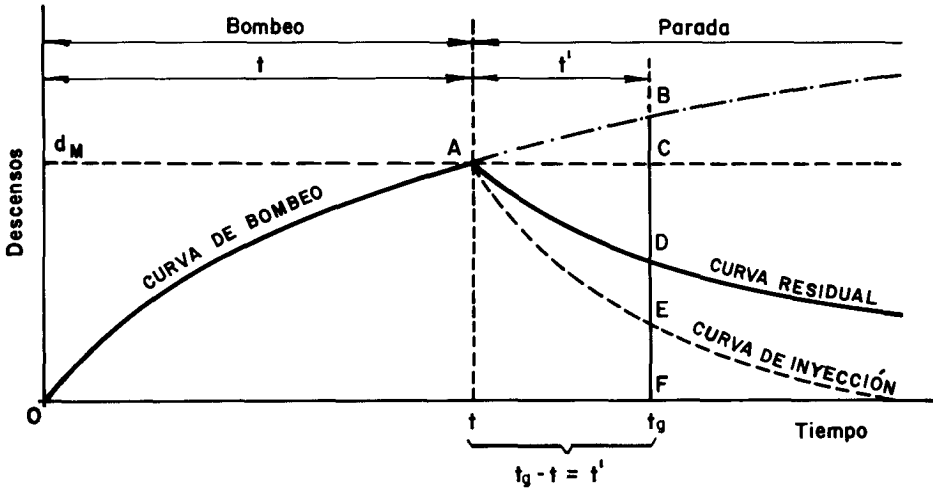


Fig. 9.—Esquema para la deducción del valor del descenso residual  $d_r$  en el análisis de la recuperación de niveles posterior a la parada.

Evidentemente, puede utilizarse la relación de Jacob, que prácticamente es siempre válida en el pozo de bombeo.

El descenso residual  $d_r$ , que es el que se observa en el pozo, es la diferencia entre el nivel estático anterior a iniciar el bombeo y el nivel que se mide realmente en el tiempo  $t_g = t + t'$ .

Vendrá dado por:

$$d_R = \overline{FD} = \overline{FB} - \overline{CE}$$

y, por tanto:

$$d_R = d_B - d_1$$

$$d_R = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T(t + t')}{r_p^2 S} - 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T t'}{r_p^2 S}$$

$$d_R = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{\frac{2,25 T(t + t')}{r_p^2 S}}{\frac{2,25 T t'}{r_p^2 S}}$$

de donde:

$$d_R = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t + t'}{t'}$$

Expresión en la que si se toma  $d_R$  como función, y  $\lg(t + t')/t'$  como variable, representa una recta de la forma:

$$y = mx$$

en la que:

$$y = d_R$$

$$x = \lg \frac{t + t'}{t'}$$

$$m = 0,183 \frac{Q}{T} \tag{1}$$

Esta recta pasa por el origen de coordenadas y queda representada en el gráfico 21.

La T, que es el parámetro que puede obtenerse en el análisis de la recuperación, se saca directamente de la pendiente de la recta  $m$  haciendo uso de la relación [1].

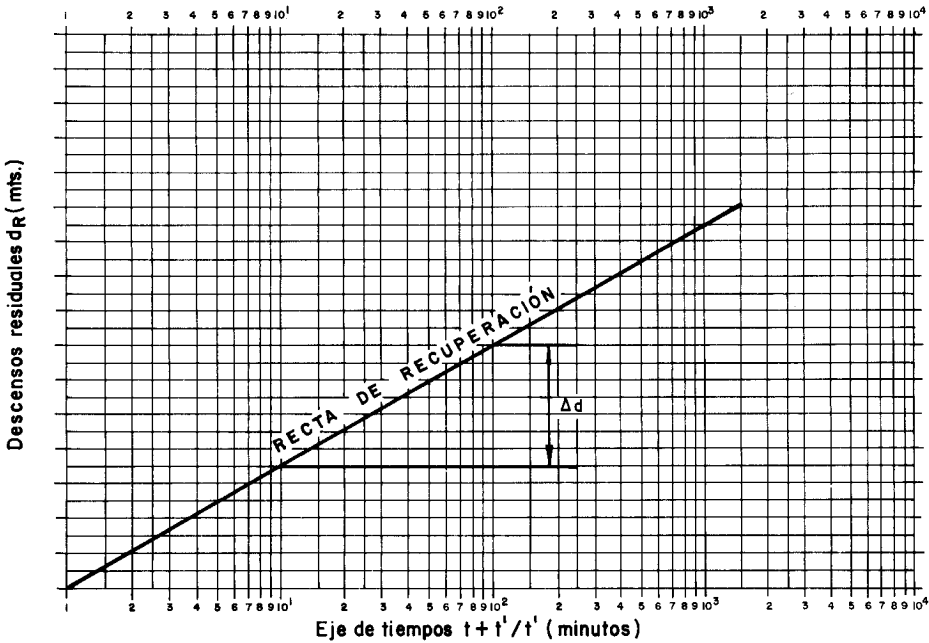


Gráfico 21.—Recta de recuperación.

$$T = 0,183 \frac{Q}{m}$$

Como ya se sabe  $m = \Delta d$ , siendo  $\Delta d$  la caída por ciclo logarítmico y por tanto:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} \quad [2]$$

El caudal de bombeo  $Q$  debe expresarse en  $m^3/\text{día}$  para obtener  $T$  en  $m^2/\text{día}$ .

La forma de operar en campo es la siguiente:

Se efectúa un bombeo a caudal constante  $Q$ . Al cabo de un tiempo  $t$ , la depresión es  $d_M$  y se interrumpe el bombeo. Los niveles, a partir de este momento, empiezan a subir y las depresiones a decrecer.

Las depresiones que se van midiendo son las depresiones o descensos residuales  $d_R$ . A partir de dicha parada, se miden los niveles (depresiones) con una secuencia en el tiempo análoga a la ya descrita para los bombeos, acorde con una escala logarítmica. Por ejemplo, minutos 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, etc.

Cada uno de estos minutos representa un tiempo  $t'$ , mientras que el tiempo de bombeo  $t$  es fijo.

Se representan en un gráfico semilogarítmico los valores de  $d_R$  en ordenadas (escala métrica) y los de cada  $(t + t')/t'$  en abscisas (escala logarítmica).

Se ajusta una recta a los puntos obtenidos y se obtiene el valor de  $T$  mediante la relación [2].

Esta recta suele presentar anomalías en su parte inicial, que es la de valores de  $t'$  bajos y, por tanto, valores altos para  $(t + t')/t'$ . Por ello debe en general interpretarse los tramos rectos que pasan por el origen de coordenadas y que se encuentran en la zona de la curva más próxima a el mismo.

### Campo de aplicación y reflexiones generales

Los ensayos en recuperación, que a simple vista sólo pueden proporcionar el parámetro  $T$ , son muy útiles a la hora de comprobar el grado de conexión del pozo con el acuífero. Es decir, la comunicación entre el tramo de acuífero próximo al pozo y otros más lejanos. También es interesante este tipo de análisis para comprobar las condiciones en que se ha realizado el ensayo: si se ha reciclado el agua, si ha habido recargas exteriores en general, o si el acuífero es limitado.

Es, por tanto, aconsejable que siempre que se realice un ensayo, se tomen las medidas de recuperación de niveles al final del mismo. Suponen en este sentido un importante complemento del análisis de los descensos en bombeo.

Sin embargo, dadas sus características pueden tener validez por sí mismos. Por ejemplo, no son demasiado sensibles a las variaciones del caudal de bombeo. Este puede ponderarse.

Si se realiza un bombeo con caudales:

$$\begin{array}{l} Q_1 \text{ durante un tiempo } t_1 \\ Q_2 \text{ durante un tiempo } t_2 \\ \dots\dots\dots \\ Q_n \text{ durante un tiempo } t_n \end{array}$$

Puede obtenerse un caudal medio ponderado

$$Q_M = \frac{Q_1 t_1 + Q_2 t_2 + \dots + Q_n t_n}{t_1 + t_2 + \dots + t_n}$$

que es el que debe introducirse en la relación que da la  $T$  en recuperación.

Se requiere que los caudales  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  no sean muy distintos.

El análisis de la recuperación es también aconsejable, si no imprescindible, en aquellas pruebas en las que durante el bombeo no ha sido posible la medición de niveles. Por ejemplo, en los bombeos con aire comprimido y en los valvuleos que se realizan mientras se construyen los sondeos. Se puede estimar un caudal medio de extracción y luego seguir la evolución de niveles en recuperación, para interpretarla por el método comentado.



El ensayo en recuperación es más corto que el de bombeo. Ello es debido a que el tiempo que se usa es:

$$\frac{t + t'}{t'}$$

Cuando el tiempo de recuperación  $t'$  es igual al tiempo de bombeo  $t$

$$\frac{t + t'}{t'} = 2$$

y la recta representativa llega al minuto 2 del gráfico logarítmico.

Es necesario, en general, terminar las mediciones en el primer ciclo de dicho gráfico. Es decir, con valores de  $(t + t')/t'$  comprendidos entre  $10^0$  y  $10^1$ .

$$10^0 < \frac{t + t'}{t'} < 10^1$$

Ello equivale a tiempos de recuperación  $t'$  comprendidos entre  $t$  y  $0,1 t$ .

Una recuperación debe durar como mínimo el 10 por 100 del tiempo de bombeo, pudiendo considerarse como muy aceptable en la mayoría de los casos tomar las medidas de ascenso de niveles durante un tiempo equivalente al 30 por 100 del bombeo. En este último caso, la recta habría alcanzado el minuto 4 de la escala logarítmica.

Dado que este tipo de ensayos son más cortos que los de análisis de descensos, es frecuente, en casos en los que se desean hacer muchas pruebas en un corto espacio de tiempo, utilizar un bombeo determinado para usar métodos de régimen permanente sin seguir la evolución de descensos, para interpretar posteriormente la evolución de los ascensos después de la parada, que requiere un tiempo de la tercera a la décima parte menor.

El punto donde la recta ajustada corta a los ejes tiene también un valor significativo.

En el gráfico 22 pueden verse las rectas de dos recuperaciones.

Estas rectas presentan la anomalía de no pasar por el origen de coordenadas. Por ello, de acuerdo con la metodología expuesta, estas dos rectas no son rigurosamente interpretables al objeto de calcular la  $T$ . El valor que se obtenga para este parámetro se ajustará más a la realidad cuanto más se acerque al origen de coordenadas el punto de corte de las rectas con los ejes.

El desplazamiento de las rectas tiene un significado. La primera de ellas corta al eje de ordenadas, lo que indica que los niveles no se han recuperado cuando ha transcurrido un tiempo suficientemente largo desde que se detuvo el bombeo. Ello es síntoma de que el acuífero se ha vaciado a consecuencia del volumen de agua que se le ha extraído durante el período de bombeo. El

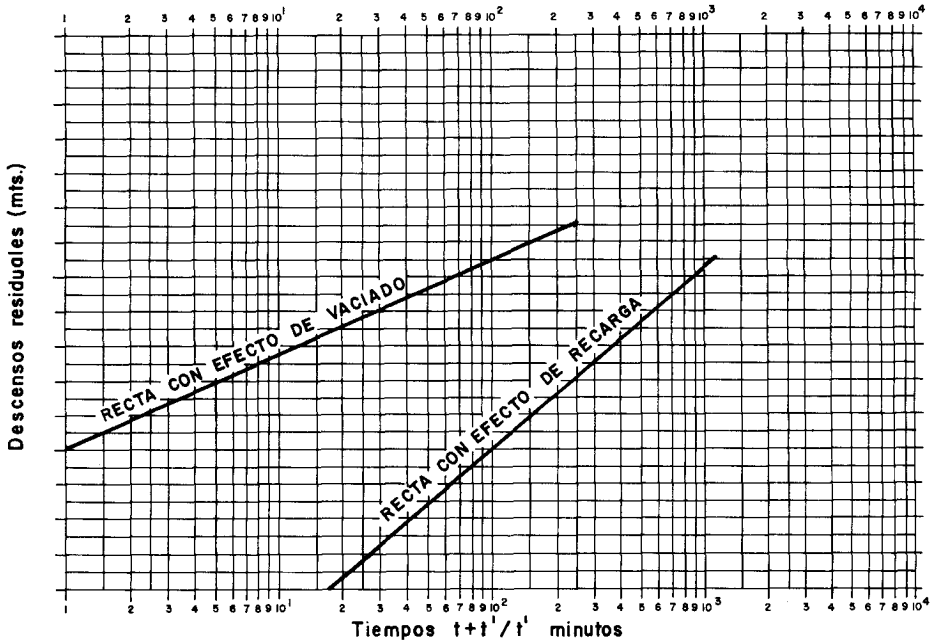


Gráfico 22.—Rectas de recuperación con efectos de vaciado y recarga.

ensayo no se ha realizado en las condiciones de contorno impuestas para la resolución de la ecuación general de la hidráulica en medios porosos. El acuífero ensayado no puede asimilarse a un acuífero infinito a efectos prácticos. En las curvas de bombeo seguramente se produjeron descensos anormales, que ahora pueden interpretarse como un efecto de vaciado. Los descensos totales en el bombeo son suma del descenso teórico (Theis) más una componente lineal del paulatino vaciado del acuífero. A veces puede deducirse la ley de vaciado y restituir la curva de descensos en bombeo, para una interpretación más rigurosa de la misma.

La segunda curva que se representa en el gráfico 22 corta al eje de abscisas. Ello implica que el pozo ha recuperado su nivel en un tiempo menor al teórico necesario, lo cual es solamente posible cuando ha existido una recarga de agua exterior al sistema pozo-acuífero. Estas recargas pueden tener, como se sabe, diversos orígenes: recargas por goteo vertical, laterales, infiltración desde cauces o balsas superficiales e incluso, y como más significativa, el reciclado del agua bombeada. Este tipo de anomalías se estudian con más detalle en los siguientes apartados.

Otra de las aplicaciones de este método consiste en poder, en ocasiones y bajo determinadas condiciones, calcular el área de embalse subterráneo. Si se realiza un bombeo de caudal  $Q$  durante un tiempo  $t$  y se observa en la curva de recuperación un vaciado claro del acuífero, puede procederse del siguiente modo:

Se calcula el espesor de acuífero vaciado  $h_v$  por intersección de la recta de recuperación con el eje de ordenadas. Si el área de embalse subterráneo es A, el volumen vaciado será:

$$\text{Volumen vaciado} = A \cdot h_v \cdot S$$

siendo S el coeficiente de almacenamiento.

Dicho volumen vaciado, deberá coincidir con el volumen extraído por el pozo durante el bombeo  $Q \cdot t$  y por tanto

$$Q \cdot t = A \cdot h_v \cdot S$$

$$A = \frac{Q \cdot t}{h_v \cdot S}$$

Que requerirá, como siempre, utilizar unidades homogéneas.

$$A(\text{km}^2) = \frac{Q(\text{m}^3/\text{día}) \cdot t (\text{días})}{h_v(\text{metros}) \cdot S \cdot 10^6}$$

Por último queda indicar que no tiene sentido ser riguroso con las desviaciones de la recta sobre el origen, y solamente deberán ser interpretadas como vaciado o recarga, si dichas desviaciones son significativas respecto a la depresión total en el caso del vaciado, o se producen antes del minuto 4 ó 5 de la escala logarítmica  $(t + t')/t'$ , en el caso de recargas exteriores.

### Problemas característicos

A continuación se exponen dos ejercicios típicos de desarrollo de esta metodología para la mejor comprensión del análisis de la evolución de niveles después de la interrupción del bombeo.

*Ejercicio número 7.*

Se realiza un bombeo a caudal constante de 20 l/s durante 1.400 minutos con una depresión final de 15,5 m.

Al término del bombeo se toman medidas de la recuperación de niveles con los siguientes resultados:

Tiempo en minutos	Depresión observada en metros
0	15,50
1	13,30
3	9,75
5	7,90
7	7,15
10	6,40
15	5,60
20	5,20
30	4,60
40	4,25
50	3,90
60	3,65
80	3,30
100	3,00
120	2,70
140	2,55
160	2,40
180	2,25
200	2,10
250	1,80
300	1,65
400	1,40

Se pide calcular la transmisividad T del acuífero.

RESOLUCION

Se confecciona en primer lugar la siguiente tabla:

Tiempo $t'$	$\frac{t + t'}{t'}$	Depresión observada en metros ( $d_R$ )
0	$\infty$	15,50
1	1.401	13,30
3	467	9,75
5	281	7,90
7	201	7,15
10	141	6,40
15	94	5,60
20	71	5,20
30	47	4,60
40	36	4,25
50	29	3,90
60	24	3,65
80	18	3,30
100	15	3,00
120	12,6	2,70
140	11	2,55
160	9,7	2,40
180	8,7	2,25
200	8	2,10
250	6,6	1,80
300	5,6	1,65
400	4,5	1,40

Los pares de valores obtenidos  $(d_R, \frac{t + t'}{t'})$  se representan en un gráfico semilogarítmico. Gráfico 23.

En este gráfico se ajusta una recta a los pares de valores representados, la cual tiene un tramo que pasa sensiblemente por el origen.

La pendiente de esta recta, dada por su caída por ciclo, será:

$$\Delta d = 3,15$$

y como

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d}$$

$$T = 0,183 \frac{20 \times 86,4}{3,15} = 100 \text{ m}^2/\text{día}$$

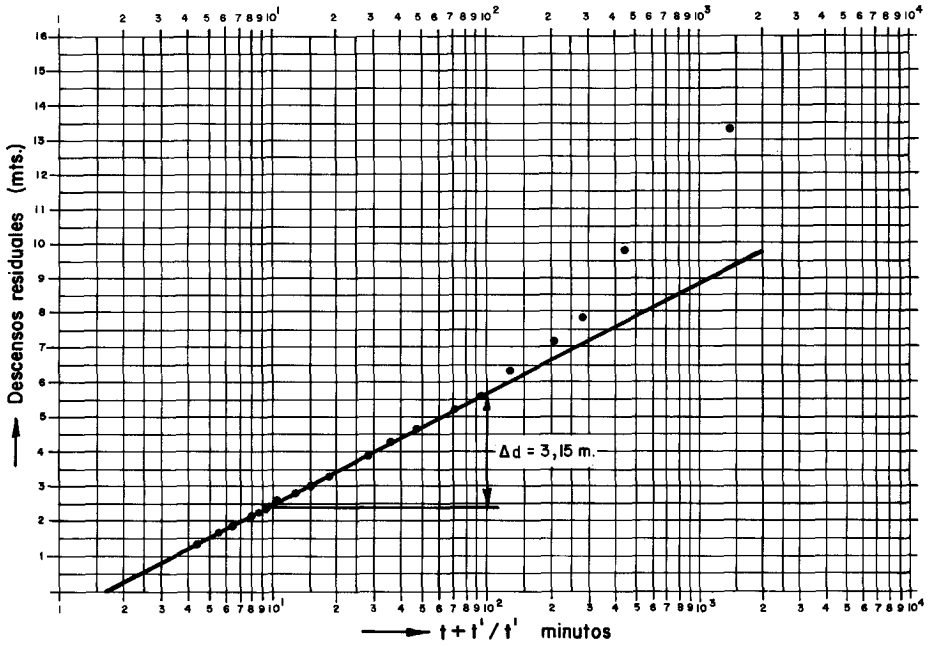


Gráfico 23.—Cálculo de «T» en recuperación para el ejercicio número 7.

*Ejercicio número 8*

Se realiza un ensayo de bombeo de veinticuatro horas de duración a caudal constante de 80 l/s.

La representación de los pares de valores  $\left(d_R, \frac{t + t'}{t'}\right)$  se incluyen en el gráfico 24.

Se pide:

- a) Calcular la T y comentar la validez del resultado obtenido.
- b) Calcular el área de embalse subterráneo, sabiendo que el coeficiente del almacenamiento vale  $S = 10^{-4}$ .

RESOLUCION

- a) La pendiente de la recta ajustada, dada por su caída por ciclo, es

$$\Delta d = 3,89$$

como

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d}$$

$$T = 0,183 \frac{80 \times 86,4}{3,89} = 325 \text{ m}^2/\text{día}$$

El valor de T no es el real, dado que la recta no ha pasado por el origen de coordenadas.

De todos modos, la distorsión no es muy grande, y podría darse por buena teniendo en cuenta que representa un valor «optimista».

- b) La recta corta al eje de ordenadas en  $d_R = 2$  m, que es, en principio, el espesor de acuífero que quedaría vaciado.

Se tiene

$$Q \cdot t = A \cdot d_r \cdot S$$

$$A = \frac{Q \cdot t}{d_r \cdot S}$$

$$A = \frac{80 \times 86,4 \times 1}{2 \cdot 10^{-4}} = 34.560.000 \text{ m}^2$$

$$A = 34,56 \text{ km}^2$$

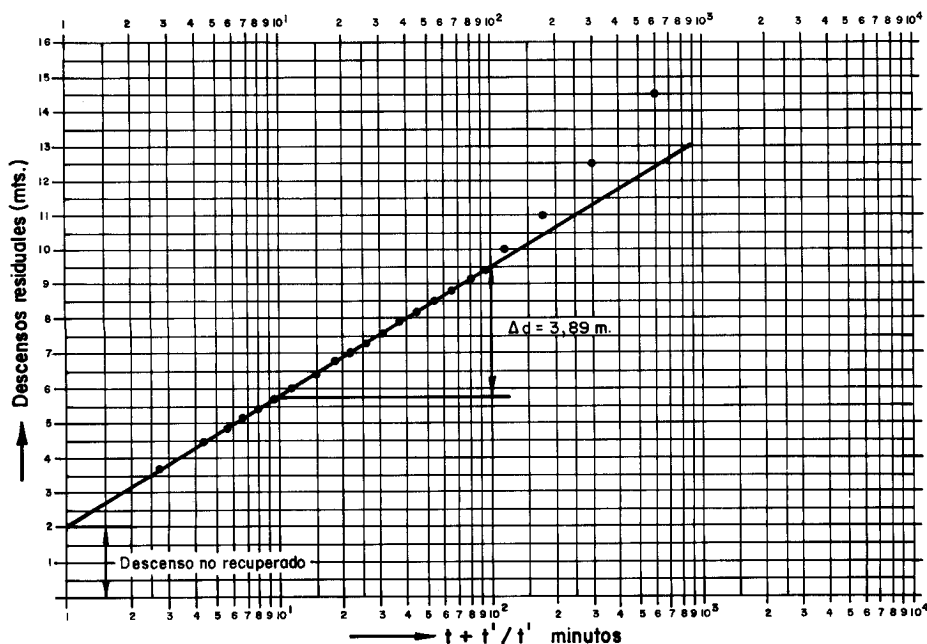


Gráfico 24.—Cálculo de «T» y del área de embalse. Curva de recuperación para el ejercicio número 8.





## CAPITULO V

### ANOMALIAS Y CASOS PARTICULARES QUE SE PRESENTAN EN LA REALIZACION DE LOS ENSAYOS

La resolución de la ecuación general de la hidráulica en medios porosos ha sido efectuada para los distintos casos aplicando una serie de simplificaciones y condiciones limitativas. Estas condiciones matemáticas tienen una realidad física que debe ser respetada a la hora de realizar e interpretar el ensayo.

Existen anomalías y casos particulares, que no respetan estas condiciones y, consecuentemente, las distorsiones en las curvas representativas requieren un análisis especial, o bien no pueden ser interpretadas.

Se ha desarrollado una importante metodología teórica para llegar a conseguir analizar algunos de estos casos particulares.

Sin embargo, el problema no es deducir cuáles son las distorsiones que van a sufrir las curvas representativas ante una anomalía teórica perfectamente definida sobre el papel, sino su inversa; es decir, ante unas curvas obtenidas de la observación en campo, deducir el esquema de funcionamiento y las limitaciones del acuífero.

Esta última versión del problema es mucho más compleja. Las curvas de campo son una serie de puntos que, unas veces, presentan alineaciones y tendencias perfectamente bien definidas, y otras, tienen distorsiones a causa de no haberse cumplido las condiciones de contorno. No es que no se cumpla una sola condición, que es lo que estudia la teoría para cada caso, sino que es frecuente que se solape el no cumplimiento de varias de estas condiciones. En estos casos, o se dispone de datos al margen de los estrictamente obtenidos del ensayo, o puede resultar imposible una interpretación real de las circunstancias acuífero-pozo. Los autores de este trabajo son de la opinión que el mejor

sistema operativo es, sin duda, eliminar los efectos de las anomalías que se sepa van a presentarse. Es la manera de operar en campo, la distribución de las operaciones, y los elementos adicionales (medidas, desagües, etc.) los que verdaderamente pueden decidir a la hora de eliminar efectos anómalos.

A título de ejemplo, se puede señalar un ensayo en el que existen un reciclado del agua del pozo, y otro tipo de recargas, como verticales por goteo o drenajes diferidos.

La forma de las curvas indicará solamente que ha habido un efecto de recargas exteriores al sistema. Sin embargo, no podrán analizarse.

El método adecuado será eliminar el reciclado de agua del pozo mediante un drenaje superficial correcto, y después, interpretar el efecto de goteo vertical o drenaje diferido.

Existen métodos para determinar el efecto de almacenamiento en pozos de gran diámetro. Sin embargo, este efecto desaparece al cabo de un cierto tiempo de bombeo, a partir del cual, las curvas tienen una interpretación normal. Es, en opinión de los autores, más eficaz prolongar el tiempo de bombeo hasta poder entrar en un período de interpretación válido, antes de hacer uso de los métodos existentes para analizar el efecto producido por el almacenamiento de agua en el pozo de gran diámetro.

Se han comentado estos casos a título de ejemplo, para entender cuál va a ser la óptica con la que se expone este capítulo.

Se tratará de enfocar las diversas anomalías preferentemente desde el punto de vista de las operaciones que deben realizarse para eliminarlas. En los casos en que no sea posible, se desarrollarán los métodos adecuados para la interpretación de cada uno en particular.

## **Efecto de falta de desarrollo**

Cuando los pozos no están desarrollados, al iniciarse el bombeo comienza el proceso de desarrollo. Las arcillas y finos en general se movilizan en un entorno próximo al pozo y se dirigen hacia él. A medida que desciende el nivel, la carga de agua en el exterior del entubado aumenta, rompiendo los tapones de arcilla y finos que salen al exterior con el agua extraída. Vuelve a subir el nivel como consecuencia del efecto de limpieza y, al disminuir la carga de agua, cesan o se reducen los arrastres de finos. Este proceso se repite, con oscilaciones alternativas de nivel, hasta que en la zona del acuífero próxima al pozo se hayan eliminado los materiales finos que reducen su permeabilidad real.

En el gráfico 25, puede verse un efecto simulado de este tipo.

La curva tiene dos partes: una en su período inicial, que marca las oscila-

ciones de nivel, y un tramo recto al final donde, una vez desarrollado el pozo, los descensos siguen su marcha teórica.

En el primer tramo, el agua sale normalmente sucia como consecuencia de arrastre de finos, arcillas, bentonitas, lodos de perforación, etc. En el segundo, debe permanecer totalmente clara.

La interpretación se efectuará en este último tramo.

La recta de Jacob puede estar desplazada en sentido vertical, pero mantendrá su pendiente y podrá obtenerse el valor de la T.

Sin embargo, lo que resulta verdaderamente recomendable es iniciar la prueba con el pozo totalmente desarrollado y, por tanto, con el agua clara, para el caudal al que se va a bombear.

### Recargas exteriores y reciclado

Una de las condiciones fundamentales requeridas para poder resolver la ecuación general de la hidráulica y poder llegar a las formulaciones de Theis o

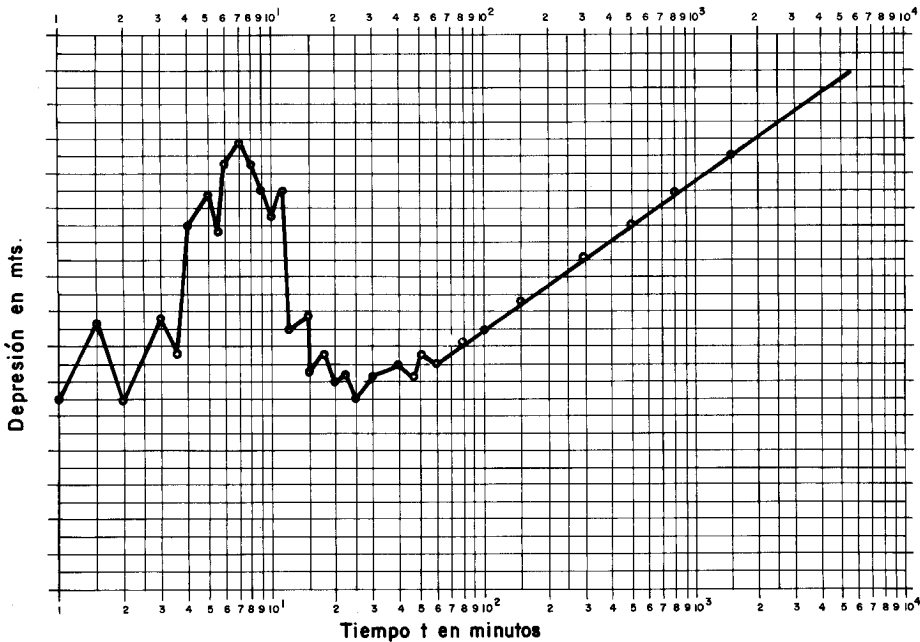


Gráfico 25.—Evolución descensos-tiempo en un pozo con falta de desarrollo.

Jacob era la no existencia de recargas ajenas al sistema. Sobre el cono de bombeo, no podrá llegar ningún aporte de agua distinto al existente al almacenado en el acuífero.

Sin embargo, es muy frecuente en la realización de los ensayos que existan recargas ajenas al sistema que alteren las condiciones teóricas de la prueba y distorsionen radicalmente las curvas de campo. Estas recargas pueden ser de muchos tipos, pudiendo citarse los goteos verticales, drenajes diferidos, reciclaje del agua de bombeo y cualquier otro proceso de recarga en el momento del ensayo, como lluvia (en acuíferos libres con el nivel alto) o regadío.

Los dos primeros tipos tienen una metodología específica para su análisis. Los restantes van a tratarse en este apartado de un modo cualitativo.

En primer lugar, este tipo de recargas son esporádicas, no se conoce su situación, ni su cuantía, ni el momento en el que han empezado a producirse. Ello implica que las distorsiones que producen en las curvas puedan ser muy variadas y no sea posible, en muchas ocasiones, su interpretación.

Las recargas ajenas al sistema pueden dividirse en dos grandes grupos:

- Recargas extendidas a lo largo de una gran superficie, como son los efectos de infiltración del agua de lluvia y los retornos de los regadíos.
- Recargas localizadas en un punto determinado, o en una zona bastante concreta, como es el caso del reciclaje por infiltración del agua bombeada y el efecto producido por alguna obra en la que por cualquier circunstancia, voluntaria o accidental, se esté inyectando agua en un entorno próximo al pozo que se está ensayando.

El primer caso suele ocurrir cuando se ensayan acuíferos libres que tienen el nivel muy próximo a la superficie. Si el acuífero es kárstico, este efecto se realiza igualmente, aunque el nivel esté algo más profundo.

De un modo cualitativo puede indicarse lo siguiente:

Al bombearse en el pozo un caudal  $Q$  se forma un cono de bombeo en el acuífero. A medida que pasa el tiempo, este cono aumenta sus dimensiones en profundidad y extensión. El agua que se vacía del acuífero al agrandarse el cono es la que sale por el pozo.

Si a partir de un tiempo  $t$  se inicia un proceso de recarga, más o menos homogéneo, sobre todo el cono de bombeo (infiltración de agua de lluvia o retorno de regadíos), pueden darse, en términos generales, las tres hipótesis que se indican en el gráfico 26.

Si el agua de recarga que por unidad de tiempo llega al cono de bombeo es igual, o muy parecida, a la que se está bombeando a caudal  $Q$ , todo el agua que se bombea en el pozo provendrá de la recarga ajena al sistema. El acuífero no necesita vaciarse, el cono no aumenta de tamaño y la depresión se estabiliza. A partir de este momento, la recta de campo representada en papel semilogarítmico inicia una tendencia paulatina a disminuir sus pendientes, acabando en una estabilización total de niveles, representada por un último tramo recto horizontal.

Pudiera ocurrir, en una segunda hipótesis, que el agua que recarga el cono de bombeo tuviera un valor, por unidad de tiempo, inferior al caudal que se está bombeando. Una parte del agua que se extrae por el pozo se obtendrá del almacenamiento del acuífero, y otra, de la recarga ajena al sistema pozo-acuífero. El descenso será más lento que en la fase anterior a la influencia, y la recta, en gráfico semilogarítmico, tenderá a disminuir su pendiente.

En el gráfico 27 se han dibujado estas distorsiones de las curvas teóricas en coordenadas bilogarítmicas. Los gráficos 26 y 27 son curvas coincidentes representadas en distintos ejes.

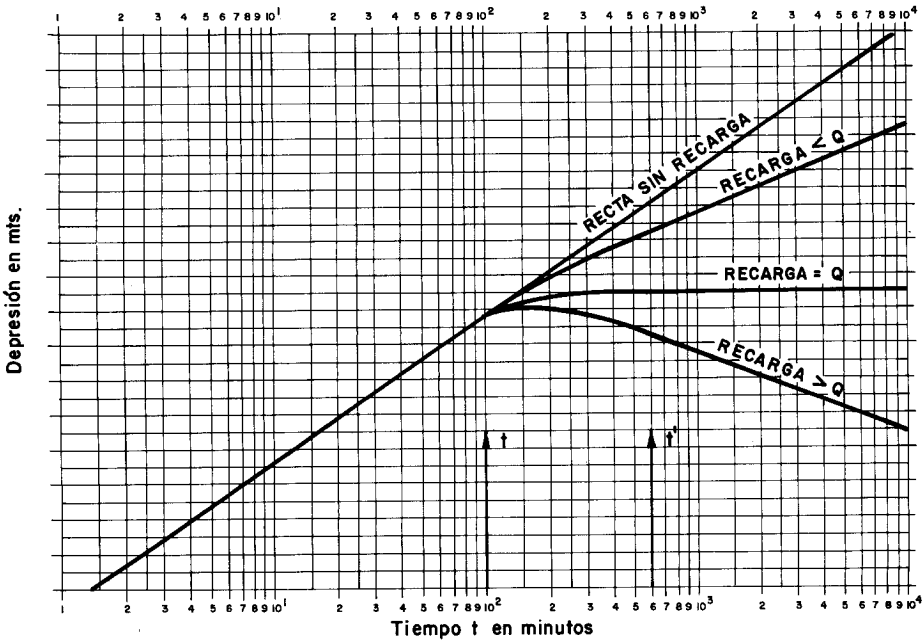


Gráfico 26.—Curvas de campo  $d - \lg t$  con efecto de recarga para distintas hipótesis.

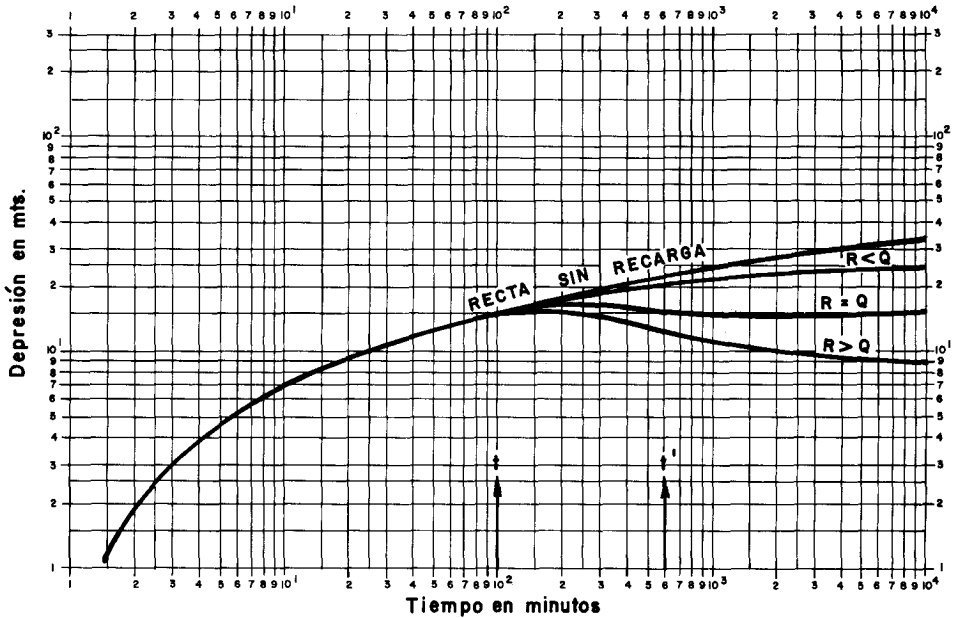


Gráfico 27.—Curvas de campo  $\lg d - \lg t$  con efectos de recarga para distintas hipótesis.

Por último, cuando el caudal de recarga anómalo supera el caudal de bombeo, el volumen de agua de recarga es suficiente para suministrar la que sale por el pozo, y además, para ir rellenando los poros del acuífero en el espacio del cono de bombeo, vaciados en la primera fase exenta de influencia.

En este caso, los niveles tienden a recuperar y la depresión disminuye como puede verse en los citados gráficos 26 y 27. Si la recarga se inicia a un tiempo  $t$ , hasta un tiempo  $t'$  las curvas no adquieren una normalización. Es decir, no toman una nueva alineación recta en gráfico semilogarítmico. Ello es lógico, si se piensa que este tipo de recarga es, en realidad, una suma diferencial de recargas a distancias variables del pozo de bombeo.

Es muy característico de los efectos de lluvia o retorno de regadío que el tiempo  $(t' - t)$  transcurrido entre el momento en que empieza a notarse el efecto y el momento en que las curvas vuelven a poder ajustarse a tramos rectos,

tenga una magnitud importante. La distorsión de las curvas no se efectúa de un modo brusco, sino que evolucionan de un modo paulatino.

Si el efecto de recarga desaparece y el bombeo es de suficiente duración, las rectas vuelven a distorsionarse, tomando la pendiente inicial, aunque en un plano inferior en el sentido del eje OY.

La interpretación podrá ajustarse al siguiente esquema:

- Curvas de descenso obtenidas en el pozo de bombeo:  
Se intentará obtener la T del primer tramo recto. Puede también intentarse del último tramo recto, caso de existir por haber desaparecido el efecto de recarga anormal.
- Curvas de descensos obtenidas en piezómetros próximos al pozo:  
Se intentará obtener la T y la S del primer tramo recto. Caso de desaparecer el efecto de recarga, puede tantearse la T en el último tramo recto, que como se sabe deberá ser paralelo al primero.

La S no debe obtenerse del segundo tramo, dado que éste se encuentra desplazado y la  $t_0$  que se obtenga por corte de la recta ajustada con el eje de tiempos no coincidirá con el real.

- Curvas de descensos obtenidas en piezómetros alejados del pozo:  
No es frecuente que sean interpretables, dado que el efecto del bombeo del pozo tarda en llegar, mientras que el efecto de recarga aparece al mismo tiempo que en el pozo.
- La recuperación tampoco es interpretable, pues la recta ajustada no pasará por el origen de coordenadas, y cortará al eje de abscisas antes de lo debido, como es típico en los esquemas de recargas anómalas.

Queda, por último, indicar que si el efecto de recarga empieza antes de iniciarse el bombeo o inmediatamente después de éste, no será posible la interpretación.

No debe iniciarse un ensayo si no se reúnen las condiciones necesarias, y los razonamientos expuestos, sólo deben utilizarse para el caso de que los efectos anómalos «sorprendan» la prueba, una vez transcurrido un tiempo de su iniciación.

En lo referente a recargas de tipo puntual, cabe también una gama interminable de distorsiones. Piénsese solamente en el caso de una obra de recarga, accidental o voluntaria en un entorno del pozo de bombeo comprendido dentro de su radio de influencia.

La distancia entre obra de recarga y pozo de bombeo, el tiempo en que se inició la recarga y el caudal de la misma, son los parámetros que distorsionan las curvas de campo respecto de las teóricas.

La tendencia es, en general, siempre la misma: las curvas de descensos disminuyen su pendiente en mayor o menor cuantía. Si se conocen los parámetros que se han citado del efecto de recarga puede estudiarse la posibilidad, de aplicar la teoría de campos de pozos e interferencias mutuas y tratar de restar los efectos de la recarga anómala de la curva de campo. Sobre todo si el efecto no es demasiado significativo. Estos casos, por fortuna, no son muy frecuentes.

Por último, queda por analizar un caso particularmente interesante, que es el efecto de reciclado del agua de bombeo por infiltración en el terreno en las inmediaciones del pozo que se está ensayando.

Este efecto se produce cuando se bombean pozos en acuíferos libres con el nivel muy próximo a la superficie y el desagüe del agua bombeada no es correcto. Es decir, cuando dicho desagüe ni es rápido ni se efectúa por zanjas impermeabilizadas hasta una distancia razonable del pozo. La distorsión de las curvas, como en los demás casos de recargas anómalas, se verifica en el sentido de disminuir su pendiente. Si la fracción del caudal bombeado que se infiltra es alta, se recuperan niveles, disminuyendo las depresiones y tomando valores negativos la pendiente de la recta de Jacob.

En el gráfico 28 se da un esquema de cómo se distorsionan las curvas de campo por efecto de reciclaje del agua bombeada.

Dicho efecto se inicia a partir de un tiempo  $t$  y se han dibujado tres desviaciones. Cada una de estas desviaciones representa un porcentaje diferente de infiltración del caudal que se bombea, correspondiendo los mayores porcentajes a las curvas de menor pendiente. En cierto modo, el efecto de reciclaje es muy similar al de recarga por lluvia o retorno por regadíos. Sin embargo, el cambio de pendiente de las rectas en el gráfico semilogarítmico suele ser mucho más brusco en los reciclajes y aún lo es más, cuanto mayor es el tiempo  $t$  transcurrido entre la iniciación del bombeo y la iniciación del efecto de infiltración del agua bombeada.

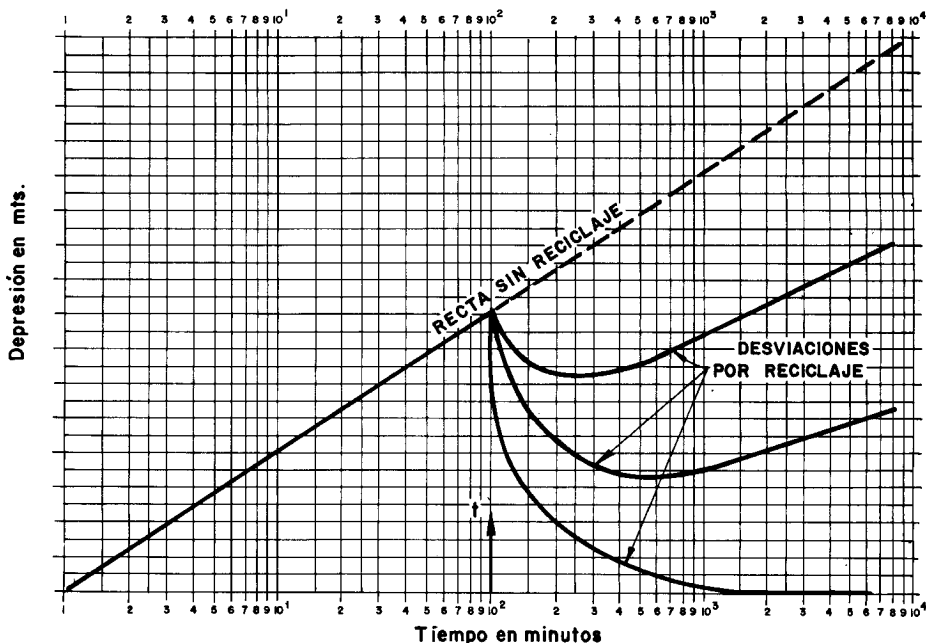


Gráfico 28.—Esquema de curvas de campo  $d - \lg t$  con efecto de reciclaje del agua bombeada.



La sugerencia es, en cierto modo, siempre la misma para estos casos:

- En el momento que aparece el efecto, tratar de anularlo en pocos minutos facilitando el desagüe del agua bombeada.
- Si no puede efectuarse la anterior operación rápidamente, lo más aconsejable es parar el bombeo, impermeabilizar los desagües y volver a empezar.
- Si nada de lo reseñado en los dos puntos anteriores es posible, habrá que intentar interpretar en el primer tramo recto del gráfico.
- Por último, no olvidar que este efecto se estudia para las inmediaciones del pozo. Cuando el reciclaje se realiza alejado del pozo, puede ser confundido con otros procesos de recarga anómala.

No se conoce que exista una metodología eficaz para interpretar los efectos de reciclajes y recargas anómalas. Ello es lógico si se tiene en cuenta la diversidad de casos con parámetros desconocidos que pueden presentarse.

No obstante, a título orientativo, pueden darse algunas ideas para analizar un poco más el fenómeno desde el punto de vista cualitativo.

Al bombear un pozo y aparecer el efecto de reciclaje a un tiempo  $t'$ , las curvas se distorsionan, como se indica en el gráfico 29.

Si el reciclaje se efectúa en las inmediaciones del pozo puede decirse, con una cierta aproximación, que a partir del tiempo  $t'$  la ecuación de descensos sería:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 Tt}{r^2 S} - 0,183 \frac{xQ}{T} \lg \frac{2,25 T(t - t')}{r^2 S}$$

siendo  $x$  la fracción del caudal  $Q$  que se recicla. Desconsiderando el período en el que Jacob no es válido para la inyección (reciclaje), dado que al verificarse en un tiempo avanzado, tendrá poca representación en el gráfico, la curva evolucionará desde el tiempo  $t'$  en el sentido de ser la diferencia de dos rectas, sólo que al estar en un gráfico semilogarítmico y una empezar a partir de un tiempo  $t'$ , queda distorsionada como se ve en el gráfico 29.

A medida que pasa el tiempo, los descensos evolucionan hacia una recta, cuya pendiente será la diferencia de las pendientes entre la curva de bombeo y la de inyección.

Pendiente debida al bombeo:  $0,183 \frac{Q}{T}$ .

Pendiente debida a la inyección:  $0,183 \frac{Qx}{T}$ .

Pendiente resultante:  $0,183 \frac{Q}{T} - 0,183 \frac{Qx}{T} = 0,183 \frac{Q}{T} (1 - x)$ .

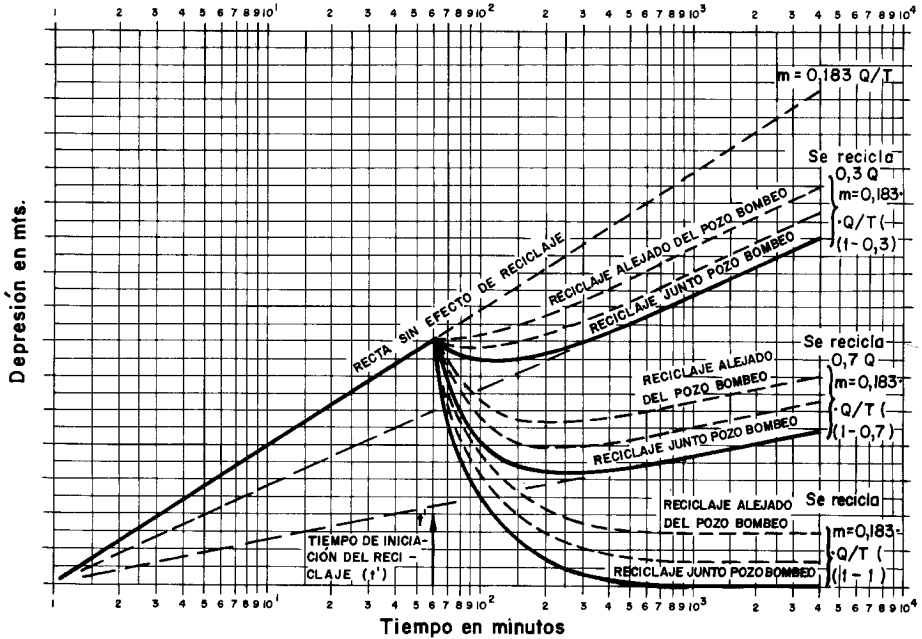


Gráfico 29.—Esquema para el análisis cualitativo del efecto de reciclaje.

En el gráfico se han representado tres casos de reciclaje:

— Para  $x = 0,3$ . Se recicla el 30 por 100 del caudal bombeado y la pendiente de la nueva recta es:

$$0,183 \frac{Q}{T} (1 - 0,3)$$

— Para  $x = 0,7$ . Se recicla el 70 por 100 del caudal bombeado, siendo la pendiente de la nueva recta:

$$0,183 \frac{Q}{T} (1 - 0,7)$$

— Para  $x = 1$ . Se recicla el total del caudal bombeado y la pendiente vale cero.

Las rectas finales pasan todas por el punto en que la recta sin reciclaje corta el eje de abscisas.

En el caso de que la recarga (reciclaje) se produjera más alejada del pozo,

se tendrían rectas con las mismas pendientes respectivas, pero desplazadas en el sentido positivo del eje de ordenadas.

Con este esquema simplificado seguramente se podrá tener una orientación sobre el porcentaje de agua bombeada que se ha reciclado, infiltrándose nuevamente en el acuífero, y estimación de la distancia del pozo de bombeo a que se produce dicha infiltración.

### **Barreras impermeables o bordes negativos. Método de las imágenes**

Las barras son tramos impermeables que pueden presentarse en el acuífero, o simplemente pueden ser los bordes impermeables que lo delimitan.

La condición de que el acuífero fuera infinito, para la resolución de la ecuación general de la hidráulica, no se cumple en estas circunstancias, y la interpretación sólo se hace posible para determinados casos concretos.

Cuando las barreras o bordes impermeables tienen formas aleatorias complejas puede no ser viable un análisis de las curvas de campo.

Sin embargo, si estos bordes pueden ser considerados como rectilíneos y de longitud infinita para la región de acuífero que se ensaya, existe un método llamado «método de las imágenes» que permite estudiar la evolución de los descensos, llegando a resultados bastantes aceptables sobre la realidad física del acuífero.

El método de las imágenes mantiene, y así se demuestra, que si se tiene un pozo bombeando a una determinada distancia de un borde impermeable rectilíneo e infinito, los descensos que se produzcan en el acuífero serán suma de los debidos al pozo de bombeo real más los debidos a otro pozo imaginario (pozo imagen), situado simétricamente del de bombeo, respecto a la barrera rectilínea impermeable y que hubiera comenzado a bombear al mismo tiempo.

En la figura 10 se representa el pozo imagen y los efectos del sistema pozo de bombeo-barrera (pozo imagen) sobre el acuífero.

El análisis de este efecto es bastante simple.

El descenso en un punto del acuífero, debido al pozo de bombeo, viene dado según Theis por:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{siendo:} \quad u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [1]$$

$r$  = distancia entre pozo de bombeo y pozo de observación.

El descenso en el mismo punto del acuífero, debido al supuesto bombeo en el pozo imagen, será:

$$d' = \frac{Q}{4\pi T} W(u') \quad \text{siendo:} \quad u' = \frac{r'^2 S}{4Tt} \quad [2]$$

$r'$  = distancia entre pozo imagen y pozo de observación.

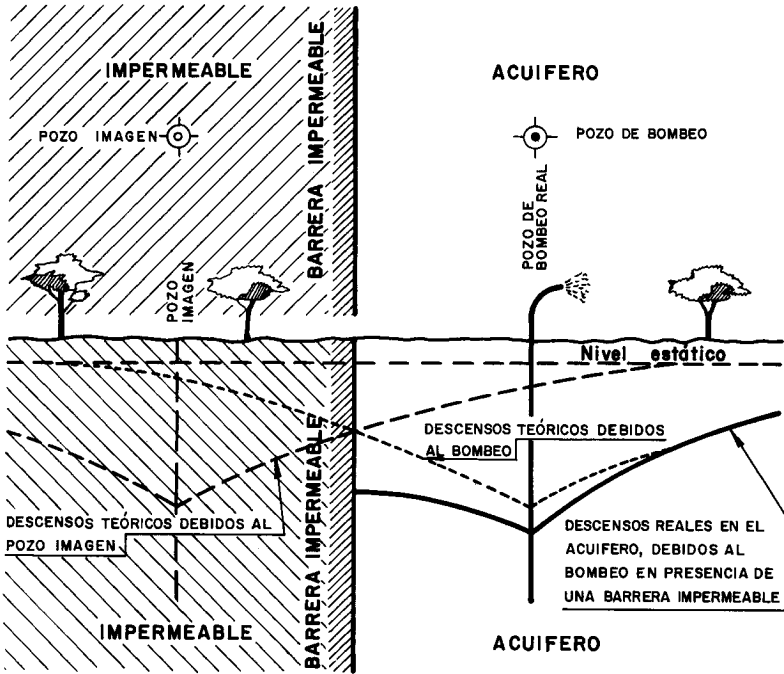


Fig. 10.—Esquema de los efectos de un bombeo en presencia de una barrera impermeable (pozo imagen).

La superposición de estos dos efectos daría la evolución con el tiempo del descenso total, que se observaría en el punto considerado.

Se demostró, al explicar el método de superposición y coincidencia de Theis, que la curva de campo ( $\lg d - \lg t$ ) y la curva patrón ( $\lg W(u) - \lg 1/u$ ) eran la misma, expresada en ejes distintos.

El desplazamiento de los ejes en el sentido de las ordenadas, estaba relacionado por el sumando:

$$\lg \frac{Q}{4\pi T}$$

En efecto, tomando  $\lg$  en [1].

$$\lg d = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u)$$

La  $d$  en la curva de campo y la  $W(u)$  en la curva patrón se desplazaban en el valor  $\lg \frac{Q}{4\pi T}$  considerado.

Tomando  $\lg$  en [2] se tiene:

$$\lg d' = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u')$$

Sumando estas dos últimas relaciones logarítmicas:

$$|\lg d + \lg d'| = 2 \lg \frac{Q}{4\pi T} + |\lg W(u) + \lg W(u')|$$

Los ejes sufren un desplazamiento doble cuando se considera que bombea un pozo imagen, simulación de un borde impermeable.

Si no existiera barrera impermeable, la superposición de las curvas patrón y del campo daría, considerando un punto singular, los dos pares de valores.

$d, t$  de la curva de campo,  
y  
 $W(u), 1/u$  de la curva patrón.

Cuando el efecto de la barrera (bombeo simulado en el pozo imagen) llega al punto de observación, la curva de campo se distorsiona, pudiéndose ajustar a ella la curva patrón con una nueva coincidencia. En esta nueva coincidencia, como los ejes, según se ha visto, se desplazan el doble en el sentido de ordenadas, para un mismo valor de  $W(u)$  se obtendrá una  $d$  doble.

Los efectos al calcular el valor de la  $T$  serán los siguientes:

Antes de notarse el efecto de barrera:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad , , \quad T = \frac{Q}{4\pi d} W(u)$$

Cuando ya ha llegado el efecto de barrera al pozo de observación:

$$(2d) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad , , \quad T = \frac{Q}{4\pi (2d)} W(u)$$

Luego se obtiene un valor de  $T$  mitad del real.

En el gráfico 30 se esquematiza el proceso de distorsiones por bombeo de un pozo en presencia de una barrera.

Se han dibujado las curvas de descensos teóricos como consecuencia de un bombeo en un acuífero infinito, y la curva de descensos como consecuencia de una simulación de bombeo a caudal  $Q$  en el pozo imagen. La suma de ambos efectos da la curva de descensos reales.

Se puede ver en el gráfico que esta última curva tiene dos tramos. Uno no influenciado por el efecto del pozo imagen, y otro, cuando ya ha transcurrido el tiempo necesario para que dicho efecto se produzca.

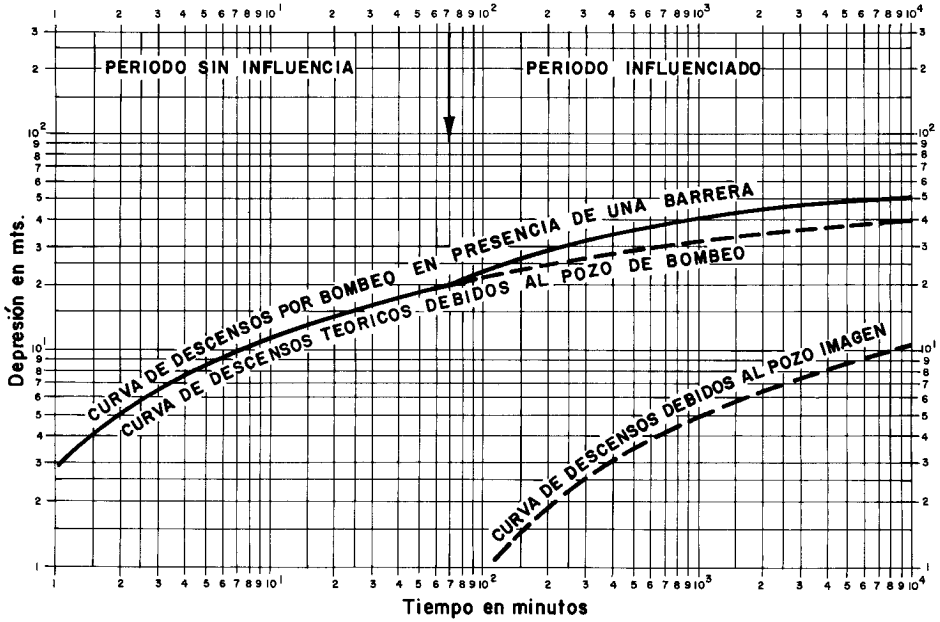


Gráfico 30.—Curvas  $\lg d - \lg t$  de descensos a causa de un bombeo en presencia de una barrera impermeable.

Del primer tramo podrá obtenerse la  $T$  y la  $S$ . Del segundo sólo podrá obtenerse la  $T$ , que será mitad de la real. La  $S$  no puede obtenerse del segundo tramo, dado que está desplazado en el eje de tiempos.

Este análisis resulta más simple y útil utilizando el método de Jacob, siempre y cuando se esté dentro de su período de validez.

En efecto, siguiendo el gráfico 31 se tiene:

Los descensos debidos al efecto del bombeo en el pozo real, a caudal constante  $Q$ , vienen dados por:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t_0} \quad , , \quad t_0 = \frac{r^2 S}{2,25 T}$$

Los descensos debidos a la simulación del bombeo, a caudal constante  $Q$ , en el pozo imagen, serán:

$$d' = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t'_0} \quad , , \quad t'_0 = \frac{r'^2 S}{2,25 T}$$

Las dos relaciones, tanto la debida al pozo de bombeo como la del pozo imagen, son dos rectas en papel semilogarítmico.

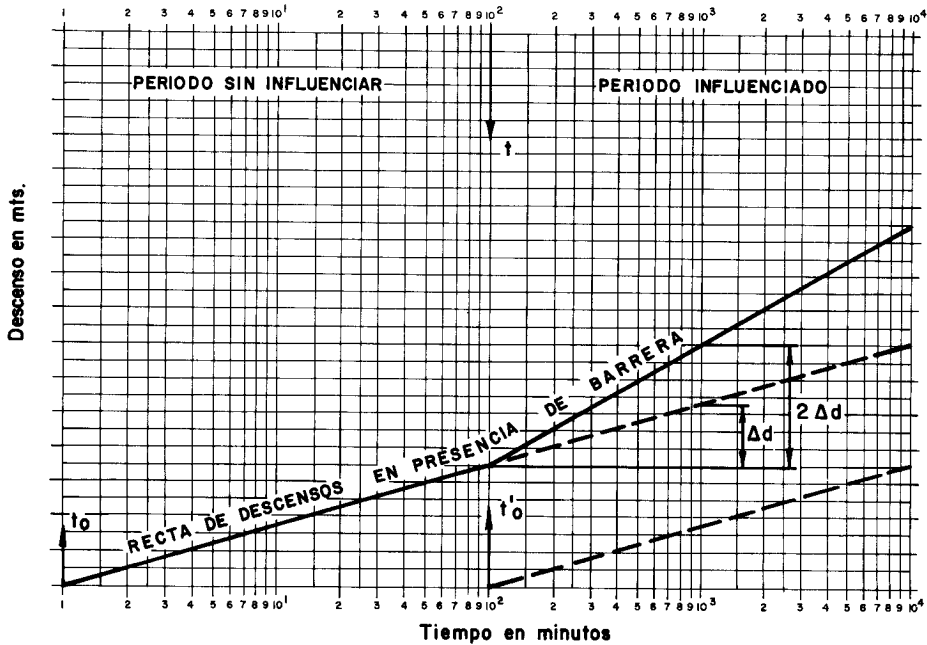


Gráfico 31.—Curvas  $d - \lg t$  de descensos a causa de un bombeo en presencia de una barrera impermeable.

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0$$

$$d' = 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0'$$

Estas dos rectas tienen la misma pendiente y cortan al eje de abscisas en dos puntos distintos  $t_0$  y  $t_0'$ .

Cuando en el instante  $t$  llega el efecto del bombeo en el pozo imagen al punto de observación, a la ley de descensos por el bombeo real se le suma la ley de descensos por el bombeo simulado:

$$d + d' = 2 \times 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0 t_0' \quad [3]$$

La pendiente de la nueva recta es ahora doble de la pendiente de la recta de descensos al bombear el pozo en un acuífero infinito.

Al doblarse la pendiente, se duplica la magnitud de la caída por ciclo  $\Delta d$ , que pasa a valer  $2 \cdot \Delta d$  y, por tanto, la  $T$  que se obtiene en el segundo tramo ya distorsionado es mitad de la real.

En efecto:

En primer tramo (sin influencia del pozo imagen). 
$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d}$$

En segundo tramo (con influencia del pozo imagen). 
$$T = 0,183 \frac{Q}{2\Delta d}$$

De la relación [3] puede obtenerse la ley general de descensos por un bombeo en presencia de una barrera rectilínea infinita.

$$D = d + d' = 2 \times 0,183 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg t_0 t'_0$$

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg t - 0,183 \frac{Q}{T} \lg \left( \frac{r^2 S}{2,25 T} \times \frac{r'^2 S}{2,25 T} \right)$$

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg t - 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{r' \cdot r \cdot S}{2,25 T}$$

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T t}{r' r S}$$

Conviene indicar que la distorsión de doblarse la pendiente no se efectúa del modo brusco representado en el gráfico 31. Ello es debido a que las primeras afecciones en el pozo de observación causadas por el bombeo hipotético en el pozo imagen no están dentro del período de validez de aplicación del método de Jacob y no se ajustan a una línea recta.

Deben ajustarse el primer y segundo tramo recto, y considerar puntos de cambio la intersección de ambos.

En determinadas circunstancias, es posible conocer la situación de la barrera partiendo de la distancia entre pozo imagen y pozo de observación, que tiene un cálculo sencillo.

En el gráfico 32 se representa una curva de campo  $d - \lg t$  con la distorsión típica, debida a la presencia de una barrera impermeable.

Sea  $r$  la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación, y  $r'$  la distancia del pozo de observación al pozo imagen.

En el primer tramo recto (no influenciado) se toma una depresión  $d$  cualquiera, que se verifica a un tiempo  $t$ . Esta depresión  $d$  ha sido debida al efecto de bombeo del pozo real.

En el segundo tramo (influenciado) se busca un punto en el que exista una depresión  $d' = d$ , debido al bombeo del pozo imagen. Esta depresión  $d'$  se



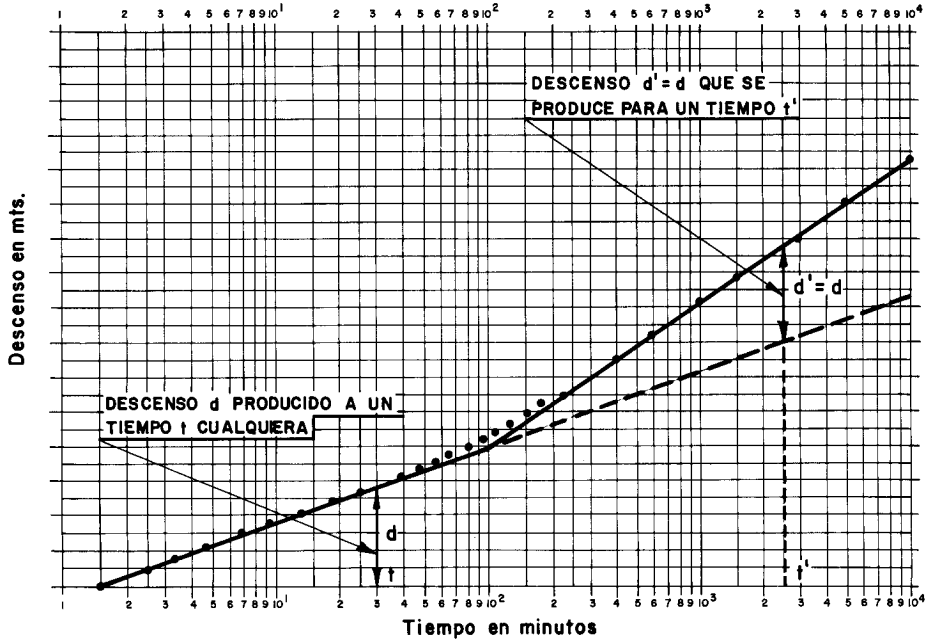


Gráfico 32.—Esquema para el cálculo de la distancia entre pozo imagen y pozo de observación.

verifica a un tiempo  $t'$ , y debe acotarse en ordenadas entre el segundo tramo recto y la prolongación del primero.

Se tiene:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d' = \frac{Q}{4\pi T} W(u')$$

Como  $d = d'$

$$\frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} W(u')$$

$$W(u) = W(u')$$

y  $u = u'$

por tanto, como:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad \text{y} \quad u' = \frac{r'^2 S}{4Tt'}$$

$$\frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{r'^2 S}{4Tt'}$$

luego:

$$\frac{r^2}{t} = \frac{r'^2}{t'}$$

y la distancia entre el pozo imagen y el pozo de observación será:

$$r' = r \sqrt{\frac{t'}{t}}$$

Podría también obtenerse  $r'$  despejándolo de las fórmulas generales de descensos, pero no resulta aconsejable, por ser más complicado de cálculos y, sin embargo, no más exacto.

El cálculo es análogo en gráficos doblelogarítmicos.

Conocido  $r'$ , no es siempre posible conocer la situación de la barrera, si no se tienen más datos.

A partir de los valores de  $r$  y  $r'$ , y teniendo alguna otra información, por ejemplo que están alineados en una dirección perpendicular a la barrera, puede conocerse la situación de ésta. Si no ocurre así, deberán tenerse tres piezómetros, con tres valores de  $r'$ . Tres círculos con centro en el piezómetro de observación y radio los tres diferentes valores de  $r'$ , se cortarán en el pozo imagen, siendo la barrera la mediatriz del segmento trazado entre éste y el pozo de bombeo.

Cuando sólo se tienen dos piezómetros, se obtienen únicamente dos circunferencias, que tendrán dos puntos de corte. Para conocer la situación exacta de la barrera es preciso tener una idea sobre la región del acuífero en que puede encontrarse.

Como norma general, para el análisis de bombeos influenciados por la presencia de una barrera rectilínea impermeable puede indicarse que la  $T$  y la  $S$  reales del acuífero se obtendrán del primer tramo, tanto en gráfico semilogarítmico como doblelogarítmico.

Del segundo tramo no podrá obtenerse la  $S$  por existir desplazamientos que variarán  $t_0$  y  $u$ . La  $T$  calculada en este segundo tramo será mitad de la real, pudiendo considerarse como  $T$  de comportamiento. Es decir, la  $T$  con la que

van a evolucionar los descensos en un punto del acuífero al que ya le han llegado las afecciones debidas al bombeo ficticio en el pozo imagen.

El análisis cuando existen varias barreras es análogo. Cada barrera rectilínea impermeable se sustituye por su pozo imagen que bombea de un modo ficticio con las mismas características del pozo real.

Por ejemplo, cuando existan dos barreras la curva ajustada en gráfico semilogarítmico tendrá tres tramos rectos: El primero sin influencias, el segundo a consecuencia de la influencia de la primera barrera y el tercero a consecuencia de la segunda.

El segundo tramo tendrá una pendiente doble del primero y el tercero triple del primero.

El esquema comentado no es rigurosamente cierto. Al existir dos barreras, existirán dos pozos imágenes y cada uno de éstos tendrá otro pozo imagen, simétricamente situado respecto de la barrera correspondiente (fig. 11).

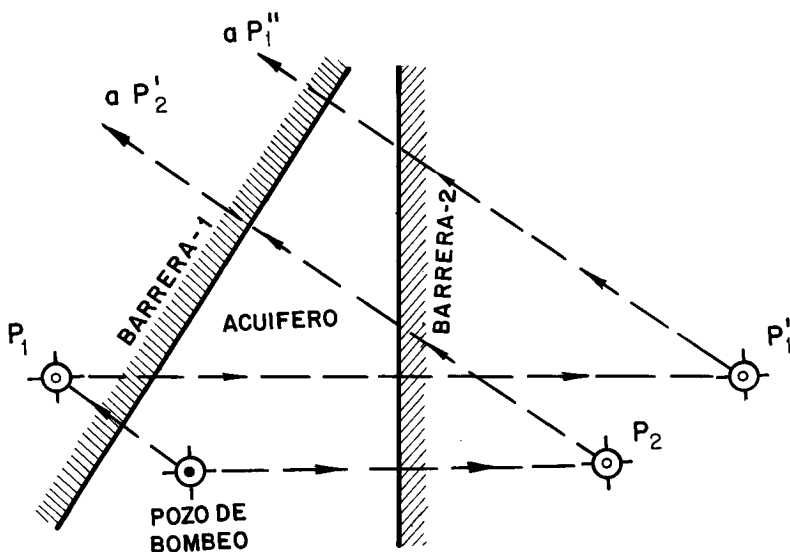


Fig. 11.—Esquema de formación de pozos imagen como consecuencia de un bombeo en presencia de dos barreras.

Así considerado, el número de pozos imagen llega a ser infinito.

Sin embargo, los sucesivos pozos imagen están cada vez más alejados y su influencia es más tardía. Cada uno de ellos dará lugar a un nuevo tramo recto que incrementará la distorsión con una pendiente igual a la del primer tramo. Los tramos segundo y tercero corresponden a las influencias de los dos primeros pozos imagen y son los que deben utilizarse para el cálculo de la situación de la barrera.

Dado que la duración de los ensayos es limitada, resulta difícil encontrarse con más de tres o cuatro tramos distorsionados.

Por último, cabe recomendar que siempre que se analicen casos de bombeos en presencia de barreras, debería reconocerse convenientemente la geología del lugar al efecto de saber la forma y situación de los materiales impermeables.

### Bordes positivos o recargas laterales

Un borde positivo, o borde de recarga, es un sistema superficial en el que existe agua a nivel constante y con capacidad de recargar el acuífero subyacente.

Si se bombea un pozo en las proximidades de un borde de recarga y éste cumple una serie determinada de condiciones, puede aplicarse el método de las imágenes, de una manera análoga a como se hizo con las barreras impermeables, sin más que sustituir la simulación del bombeo en el pozo imagen por una inyección en el mismo. Esta inyección será del mismo caudal que el bombeo real en el pozo y se considerará que se inicia al mismo tiempo.

Los bordes de recarga pueden ser: ríos, lagos, embalses, etc., y las condiciones que deben cumplir para que sea aplicable el método de las imágenes, son:

- Tener nivel constante.
- Ser totalmente penetrantes en el acuífero.
- Ser rectilíneos.
- Tener longitud infinita (dentro de los límites del ensayo).
- Que su comunicación con el acuífero sea franca y sin pérdidas de carga.

En la figura 12 se representa el pozo imagen y los efectos del sistema pozo de bombeo-borde de recarga (pozo imagen) sobre el acuífero.

El análisis de este efecto es muy simple y coincidente con el utilizado anteriormente en el estudio de las barreras impermeables.

El descenso en un punto del acuífero, debido al bombeo en el pozo real viene dado, según Theis, por:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u), \text{ siendo } u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [1]$$

$r$  = distancia del pozo de bombeo al pozo de observación.

El ascenso en el mismo punto del acuífero, debido a la supuesta inyección en el pozo imagen, será:

$$d' = \frac{Q}{4\pi T} W(u') \quad \text{siendo} \quad u' = \frac{r'^2 S}{4Tt} \quad [2]$$

$r'$  = distancia del pozo imagen al pozo de observación.

La superposición de estos dos efectos daría la evolución con el tiempo del descenso total que se observaría en el punto considerado.

$$D = d - d' = \frac{Q}{4\pi T} [W(u) - W(u')]$$

Siguiendo el método de superposición de Theis de la misma manera que en el apartado anterior, se toman logaritmos en las relaciones [1] y [2].

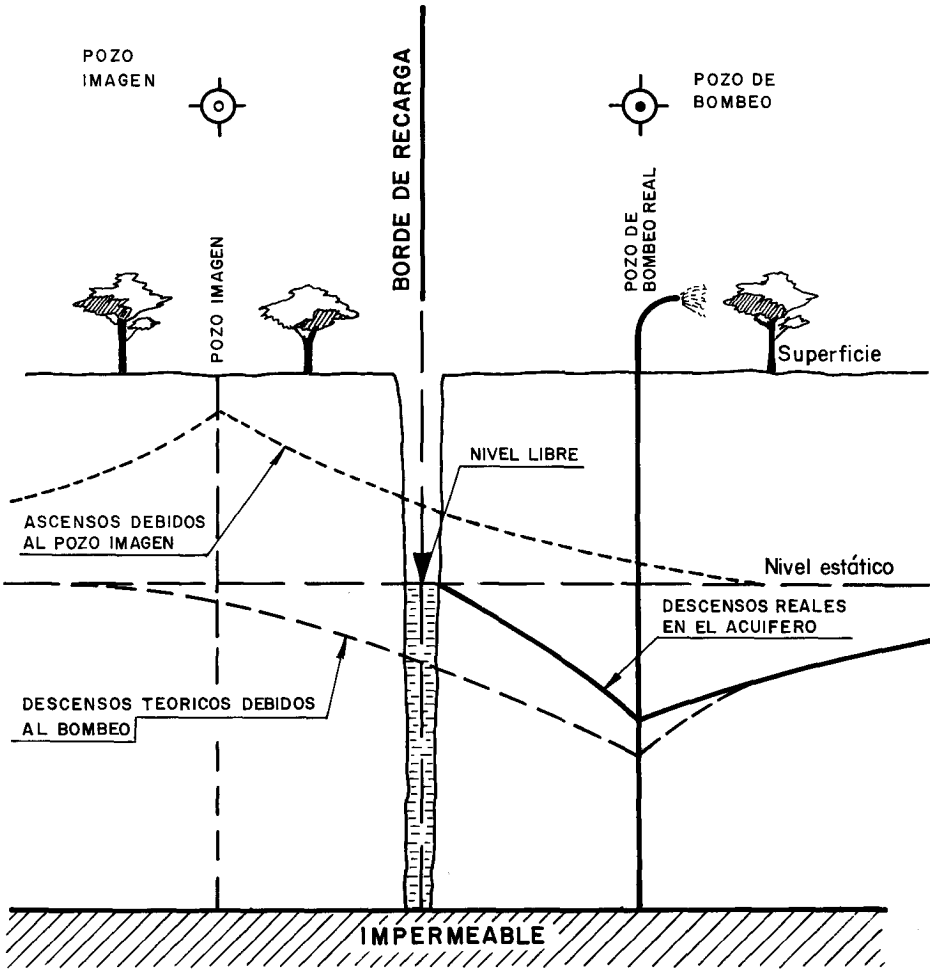


Fig. 12.—Esquema de los efectos de un bombeo en presencia de un borde de recarga (pozo imagen).

$$\lg d = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u) \quad [3]$$

$$\lg d' = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u') \quad [4]$$

Antes de iniciarse las afecciones en el pozo de observación a consecuencia del bombeo en el imagen, se podría ajustar la curva patrón de Theis a la curva de descensos producida por el bombeo real.

Los ejes de la curva patrón y la de campo diferían en el valor  $\lg \frac{Q}{4\pi T}$ , obteniéndose para un punto sencillo elegido en los gráficos los pares de valores:

$t$  y  $d$  de la curva de campo.

$1/u$  y  $W(u)$  de la curva patrón.

Cuando se inicia la afección debida al pozo imagen se pueden restar las relaciones [3] y [4].

$$|\lg d - \lg d'| = |\lg W(u) - \lg W(u')|$$

Al desaparecer el término  $\lg \frac{Q}{4\pi T}$  los ejes sufren un desplazamiento nulo, en el sentido de las ordenadas.

Esto significa, dentro del método operativo de superposición y coincidencia de Theis, que si en el primer tramo (sin influenciar) se obtuvo para  $W(u)$  un valor  $d$ , ahora en el tramo influenciado, al efectuar la superposición, para un mismo  $W(u)$ , se obtiene el valor  $d = 0$ .

Este resultado sería indicativo de valores teóricos infinitos en la  $T$  que implica una estabilización de niveles que dejaría la curva de campo horizontal a partir del momento en que empezara a hacerse efectiva la influencia del bombeo en el pozo imagen.

En el gráfico 33 se esquematiza al efecto de distorsión (estabilización) por bombeo de un pozo, en presencia de un borde de recarga.

Con consideraciones análogas puede llegarse a los mismos resultados, utilizando las relaciones de Jacob.

Siempre y cuando la  $u$  sea menor de 0,1 y pueda aplicarse dicho método, se tendrá (gráfico 34):

Descensos en el pozo de observación debidos al bombeo en el pozo real.

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t_0}, \quad \text{siendo:} \quad t_0 = \frac{r^2 S}{2,25 T}$$

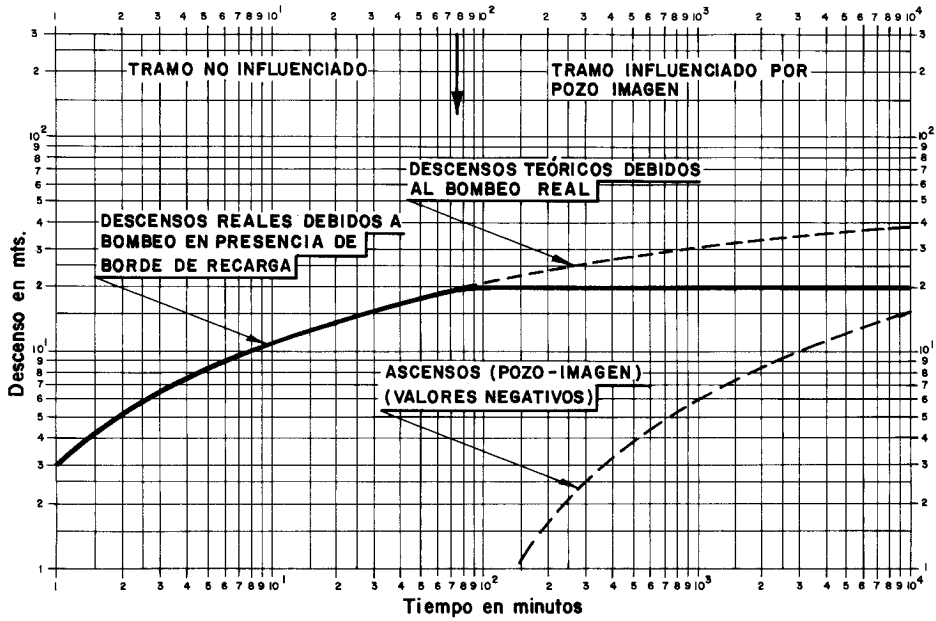


Gráfico 33.—Curva  $\lg d - \lg t$  de descensos por bombeo en presencia de un borde de recarga.

$r$  = distancia entre pozo de bombeo y pozo de observación.

Ascensos en el pozo de observación debidos a la simulación de inyección en el pozo imagen.

$$d' = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t'_0} \quad \text{siendo } t'_0 = \frac{r'^2 S}{2,25 T}$$

$r'$  = distancia entre pozo de observación y pozo imagen.

Y el descenso que se observará como consecuencia del bombeo en presencia de borde de recarga después de llegar al pozo de observación la influencia del pozo imagen, será:

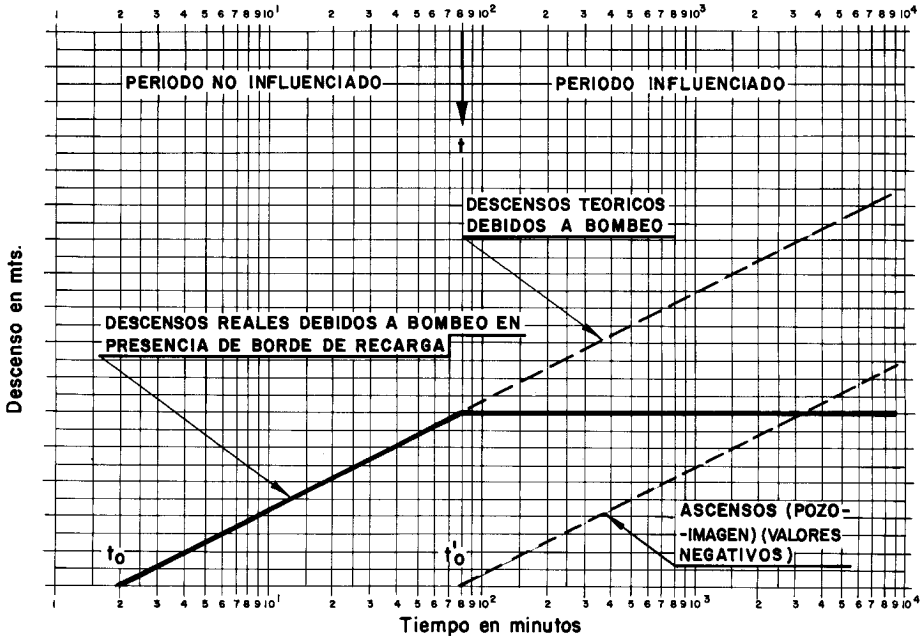


Gráfico 34.—Curva  $d - \lg t$  de descensos por bombeo en presencia de borde de recarga.

$$D = d - d' = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t_0} - 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t'_0}$$

$$D = d - d' = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t'_0}{t_0} \quad [5]$$

La depresión no depende del tiempo, es constante y, por tanto, a partir del tiempo  $t$  en que llega al pozo de observación, las afecciones del bombeo simulado en el pozo imagen, la recta de Jacob se sitúa horizontal, marcando una estabilización de niveles indefinida con el tiempo.

La interpretación de los parámetros del acuífero  $T$  y  $S$  solamente puede realizarse en el primer tramo, antes de transcurrido el tiempo  $t$  si éste es suficientemente largo.



Después de transcurrido dicho tiempo existirá en el pozo de observación un régimen permanente, siendo la depresión constante la que se hubiera alcanzado en el instante  $t$ .

El descenso puede ser obtenido de la expresión [5].

$$D = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t'_0}{t_0}$$

$$D = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{\frac{r'^2 S}{2,25 T}}{\frac{r^2 S}{2,25 T}}$$

$$D = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{r'^2}{r^2}$$

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{r'}{r}$$

Una transformación útil de esta última fórmula que relaciona el descenso con la distancia del pozo al borde de recarga (río, lago, embalse, etc.) puede deducirse considerando que el pozo de bombeo de radio  $r_p$  es también pozo de observación, siendo la distancia entre éste y el borde de recarga  $X_0$ .

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{2X_0}{r_p}$$

Conviene indicar aquí, tal y como se hizo en el anterior apartado, que la estabilización no se produce del modo brusco marcado en el gráfico 34. El rigor matemático se ha omitido con el ánimo de dar una mayor claridad en la exposición.

En el gráfico 35 se dibujan las curvas de pozo real, pozo imagen y las resultantes de la diferencia de ambas de una manera más realista.

Anteriormente se había considerado que hasta llegar al instante  $t'_0$ , la curva de descensos en el pozo de observación no sufría distorsiones y que a partir de este momento quedaba totalmente estabilizada.

Sin embargo, antes del tiempo  $t'_0$  se producen descensos en el pozo de observación debidos al supuesto bombeo en el pozo imagen, aunque la evolución de los mismos no pueda ajustarse a la recta teórica de Jacob, y mientras no transcurra un tiempo  $t''_0$ , que es el mínimo para la aplicación válida de dicho

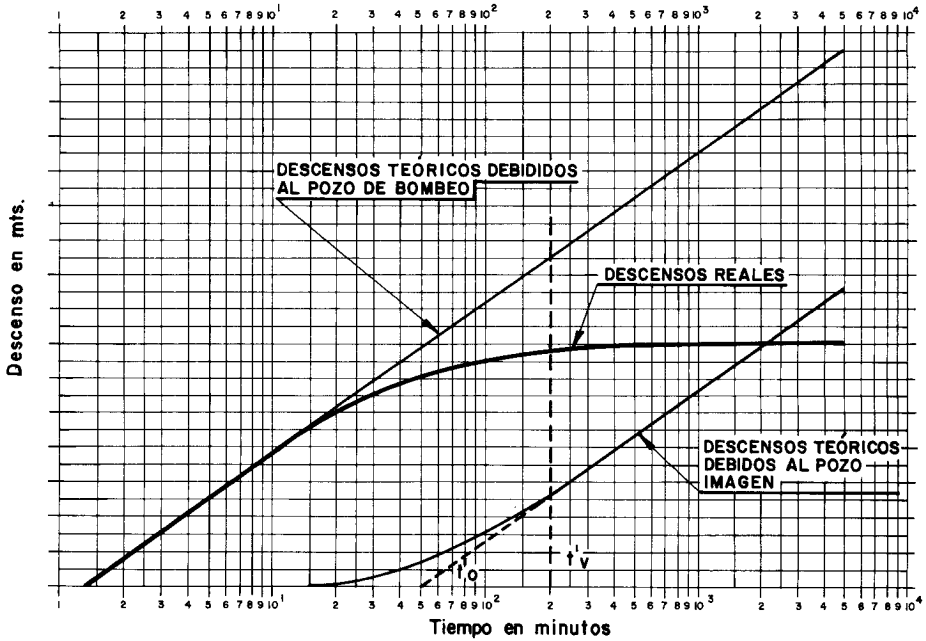


Gráfico 35.—Bombeo en presencia de borde de recarga.

método, no serán ajustables los descensos a una alineación recta y, por tanto, no se producirá la estabilización total.

En el citado gráfico 35 puede verse, en esquema, cómo el proceso de estabilización no se realiza de un modo brusco, sino paulatino.

El tiempo  $t_e$  al que se verifica la estabilización absoluta vendrá dado por el tiempo mínimo necesario, para que sea válido el método de Jacob, para el análisis de descensos en el pozo de observación producidos por el bombeo ficticio en el pozo imagen.

En este caso:

$$u < 0,1$$

$$u = \frac{r'^2 S}{4Tt}$$

y por tanto:

$$0,1 > \frac{r'^2 S}{4Tt}$$

$$t > 10 \cdot \frac{r'^2 S}{4T}$$

Si se considera que el pozo de observación es el mismo pozo de bombeo:

$$r' = 2X_0$$

y el tiempo de estabilización vendría dado por:

$$t_e = 10 \frac{X_0^2 S}{T}$$

Sin embargo, este tiempo se refiere a la estabilización absoluta mientras que, a efectos prácticos, el pozo llevará un cierto tiempo con descensos muy próximos al de dicha estabilización absoluta. Por ello, en función del error que desee cometerse y de la distancia a la que esté el río pueden aplicarse los coeficientes correctores de la tabla 8.

TABLA 8

COEFICIENTE CORRECTOR DEL TIEMPO DE ESTABILIZACION  $t_e = 10 \frac{X_0^2 S}{T}$

Distancia al río en m	Errores en %						
	1 %	2 %	4 %	5 %	6 %	8 %	10 %
50	0,80	0,40	0,20	0,16	0,13	0,1	0,08
100	0,72	0,36	0,18	0,14	0,12	0,9	0,72
200	0,65	0,32	0,16	0,13	0,11	0,08	0,06
400	0,60	0,30	0,15	0,12	0,10	0,07	0,06
800	0,55	0,27	0,13	0,11	0,09	0,06	0,05
2.000	0,50	0,25	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05

El uso de las fórmulas y razonamientos empleados son de gran utilidad en el estudio de las relaciones acuífero-río.

Cuando se alcanza el tiempo de estabilización absoluta el acuífero se comporta como un mero transmisor del agua del río, lago o embalse; es decir, el

agua bombeada en el pozo corresponde a la que está cediendo el río al acuífero, sin que se obtenga ninguna fracción del almacenamiento de éste.

La relación entre el caudal obtenido del acuífero y el obtenido del río, en función del parámetro auxiliar:

$$\frac{t T}{X_0^2 S}$$

se representa en el gráfico 36 debido a Jenkins.

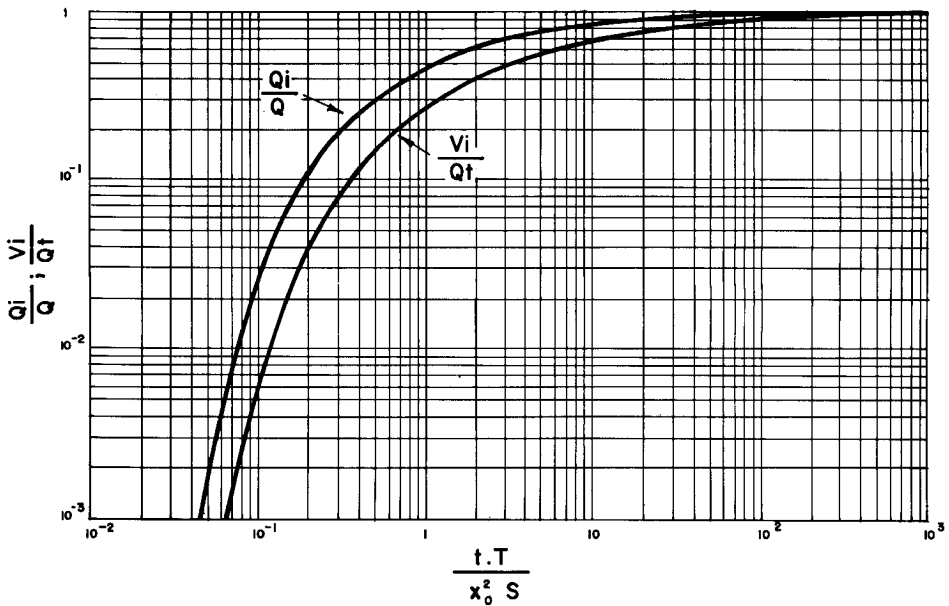


Gráfico 36.—Abaco de Jenkins.

En este gráfico se usa la siguiente notación:

- Q = Caudal constante bombeado.
- $Q_i$  = Caudal derivado del río.
- $Q \cdot t$  = Volumen total bombeado hasta el tiempo  $t$ .
- $V_i$  = Volumen total recargado del río hasta el tiempo  $t$ .
- T = Transmisividad.
- S = Coeficiente de almacenamiento.
- $X_0$  = Distancia del pozo al río o borde de recarga.
- $t$  = Tiempo desde que se inició el bombeo.

Los ábacos de Jenkins permiten conocer, en un tiempo dado  $t$ , qué fracciones del caudal bombeado  $Q$ , proceden del río y del almacenamiento del acuífero, o qué volúmenes de los totales extraídos, proceden de uno u otro sitio. Los valores del gráfico 36 también se expresan en la tabla 9.

Cuando se interrumpe el bombeo, el río sigue cediendo agua al acuífero, dado que su nivel está más alto que la zona de acuífero vaciada durante el bombeo. Si se desea conocer la evolución de los caudales, que con carácter decreciente va cediendo el acuífero al río, pueden efectuarse los cálculos suponiendo que el bombeo continúa y que, en el instante de la parada, se inicia una inyección de caudal  $Q$  en el pozo de bombeo.

A un tiempo determinado de la parada, el efecto resultante será la diferencia de ambos efectos.

Queda, por último, indicar que, en general, los bordes de recarga positivos no son totalmente penetrantes, ni rectilíneos, ni su conexión hidráulica con el acuífero es perfecta. En estos casos puede demostrarse que el problema se reduce a conseguir calcular una distancia del pozo al río, que siendo mayor o menor que la real  $X_0$ , solape los efectos reseñados.

Por ello, los ensayos de bombeo que se realizan al objeto de conocer las relaciones acuífero río deben hacerse de larga duración para observar suficientemente las estabilizaciones, midiendo además, caso de ser posible, las disminuciones del caudal del río. Se obtendrán valores teóricos de  $X_0$  que, comparados con el real, permitirán las oportunas correcciones.

## Efectos de almacenamiento en pozos de gran diámetro

Cuando se ensaya un pozo de gran diámetro, el caudal bombeado tiene dos orígenes: uno, el aportado por el acuífero, y el otro, el aportado por el volumen de agua que el mismo pozo tiene almacenado en el momento de iniciar el bombeo.

Las curvas de descensos reales no se ajustarán a las curvas patrón en la primera parte del ensayo.

Los descensos en esta primera parte serán inferiores a los teóricos, ya que existen aportaciones de agua adicionales que provienen del almacenamiento en el pozo.

A medida que transcurre el ensayo, los descensos, por unidad de tiempo, son cada vez más bajos y, como consecuencia, el efecto de almacenamiento en el pozo pierde importancia, hasta ser despreciable.

Según Papadopoulos y Cooper, el error en los niveles, al aplicar las fórmulas para pozo sin almacenamiento, es menor del 2 por 100 cuando ha transcurrido un tiempo desde que se inició la prueba equivalente a:

$$t_e > 25 \frac{r_p^2}{T}$$

TABLA 9  
VALORES TABULADOS DEL ABACO DE JENKINS

$\frac{T}{X_0^2 S} t$	$Q_i/Q$	$V_i/Q \cdot t$	$\frac{T}{X_0^2 S} t$	$Q_i/Q$	$V_i/Q \cdot t$
0	0	0	1,6	0,576	0,375
0,07	0,008	0,001	1,7	0,588	0,387
0,10	0,025	0,006	1,8	0,598	0,398
0,15	0,068	0,019	1,9	0,608	0,409
0,20	0,114	0,037	2,0	0,617	0,419
0,25	0,157	0,057	2,2	0,634	0,438
0,30	0,197	0,077	2,4	0,648	0,455
0,35	0,252	0,097	2,6	0,661	0,470
0,40	0,264	0,115	2,8	0,673	0,484
0,45	0,292	0,134	3,0	0,683	0,497
0,50	0,317	0,151	3,5	0,705	0,525
0,55	0,340	0,167	4,0	0,724	0,549
0,60	0,361	0,182	4,5	0,739	0,569
0,65	0,380	0,197	5,0	0,752	0,587
0,70	0,398	0,211	5,5	0,763	0,603
0,75	0,414	0,224	6,0	0,773	0,616
0,80	0,429	0,236	7	0,789	0,640
0,85	0,443	0,248	8	0,803	0,659
0,90	0,456	0,259	9	0,814	0,676
0,95	0,468	0,270	10	0,823	0,690
1,0	0,480	0,280	15	0,855	0,740
1,1	0,500	0,299	20	0,874	0,772
1,2	0,519	0,316	30	0,897	0,810
1,3	0,535	0,333	50	0,920	0,850
1,4	0,550	0,348	100	0,944	0,892
1,5	0,564	0,362	600	0,977	0,955

Donde  $r_p$  es el radio del pozo de gran diámetro en la zona de variación del nivel.

Segun Forkasiewicz, en los piezómetros de observación el error es despreciable cuando:

$$t_e > 12,5 \frac{r_p^2}{T} \frac{d_p + d}{d_p}$$

Donde  $d_p$  es el descenso en el pozo y  $d$  el descenso en el piezómetro en el mismo instante.

La interpretación debe efectuarse ajustando las curvas de descensos después del tiempo  $t_e$ , requiriéndose tener medidas de descensos durante un intervalo de tiempo suficiente, una vez transcurrido dicho tiempo  $t_e$ .

Existen métodos que analizan las curvas de descensos a lo largo de todo el

tiempo de bombeo. Papadopoulos y Cooper han establecido un método que puede ser utilizado por suposición y coincidencia. Asimismo, Porchet ha puesto a punto otro mediante el uso conjunto del descenso y la recuperación, que permite conocer en todo instante el caudal que aporta el acuífero al pozo independientemente del aportado por el almacenamiento de dicho pozo.

Estos métodos pueden verse en los artículos reseñados en la bibliografía de este texto.

Sin embargo, en la realidad práctica, los pozos de gran diámetro presentan una serie de imponderables de difícil solución. El diámetro no es uniforme en general, debido a que con mucha frecuencia han sido excavados manualmente y han tenido desprendimientos. La mayor parte de ellos no atraviesan completamente la formación acuífera. Las depresiones suelen ser excesivas en relación con el espesor saturado, y para mayor dificultad, es frecuentísimo que estén atravesados por galerías, construidas al objeto de obtener más agua.

Por ello, casi todos los métodos suelen tener serias dificultades para su aplicación.

Las curvas  $d - \lg t$ , para bombeos en pozos de gran diámetro, suelen ser del tipo de las expuestas en el gráfico 37.

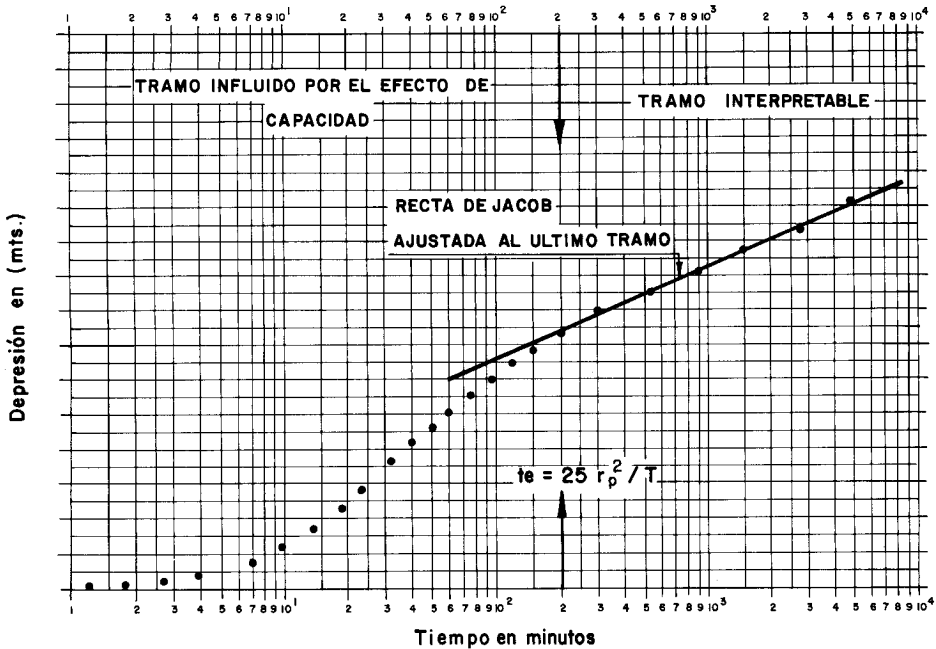


Gráfico 37.—Curva  $d - \lg t$  con efecto de capacidad por bombeo en pozo de gran diámetro.

La recomendación que se hace es prolongar el bombeo el tiempo suficiente para poder interpretar el tramo recto posterior al tiempo

$$t_e = 25 \frac{r_p^2}{T}$$

Este tiempo será únicamente largo en los casos en que el radio  $r_p$  sea muy grande y la  $T$  muy pequeña. Sin embargo, tiempos de bombeo de setenta y dos horas, comunes en este tipo de pruebas, suelen ser suficientes aun en los casos más desfavorables.

### Acuíferos colgados. Bombeos a caudal crítico

El material que se utiliza en la realización de los ensayos de bombeo no es siempre el más adecuado. Ocurre, a veces, motivado por el desconocimiento de las posibilidades del pozo antes de ensayarlo, que se instalan bombas capaces de dar caudales muy superiores a los que puede suministrar la captación. En estas condiciones, el nivel dinámico desciende hasta el nivel de la bomba, permaneciendo constante en ese punto. El caudal no permanece constante y empieza a disminuir con el tiempo. Este efecto también es asimilable al caso en que el acuífero quede «colgado». Es decir, cuando el nivel dinámico baja por debajo de la cota del muro del acuífero y desciende hasta la aspiración de la bomba de un modo inmediato.

En la figura 13 se representa esquemáticamente este efecto, que suele llamarse efecto de «descuelgue», efecto de acuífero «colgado» o, en términos generales, bombeo a caudal crítico.

El descenso en el pozo viene dado por:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 Tt}{r^2 S}$$

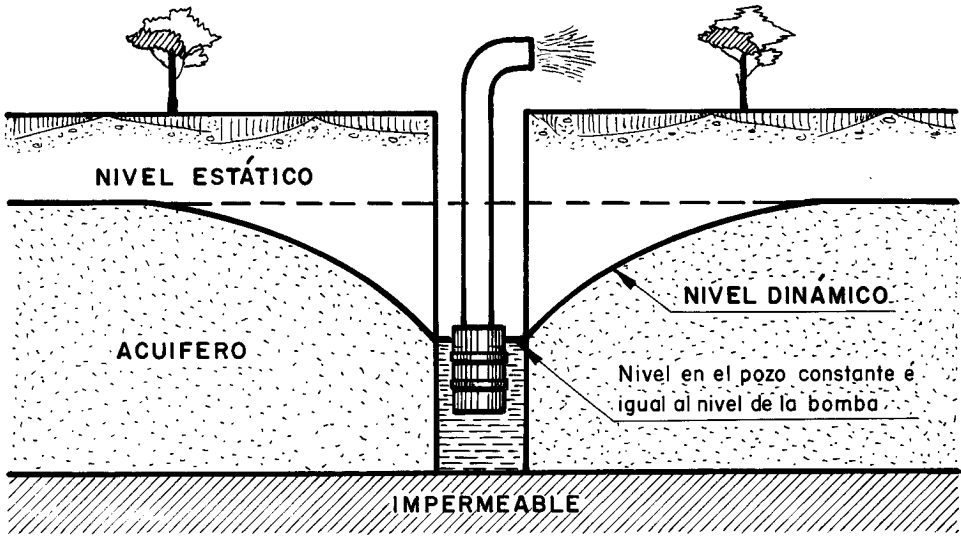
o lo que es lo mismo:

$$\frac{1}{Q} = \frac{0,183}{d \cdot T} \lg \frac{t}{t_0}$$

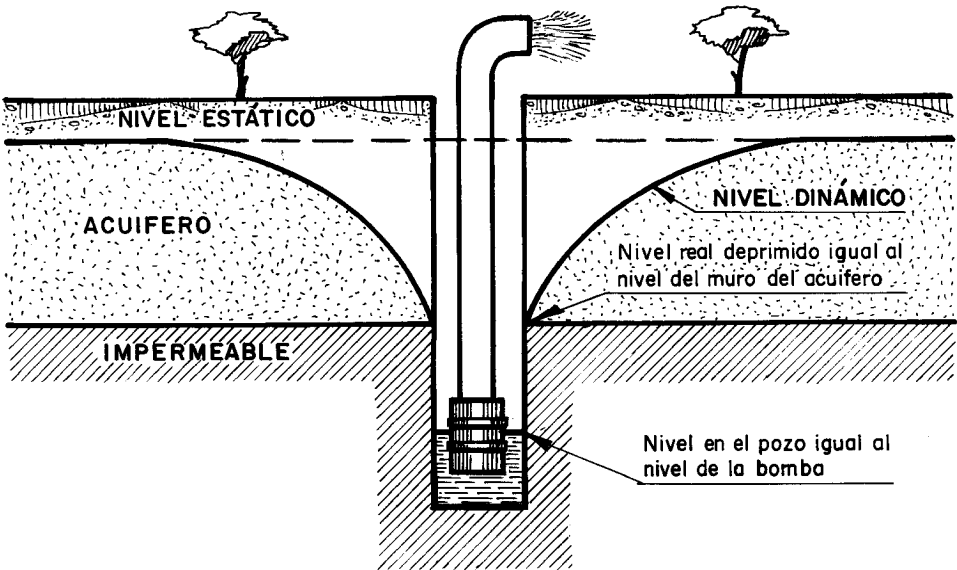
siendo como siempre:  $t_0 = \frac{r^2 S}{2,25 T}$

Si el nivel permanece constante, bien a la altura de la bomba o bien a la altura del muro del acuífero, la variación del caudal viene definida por la relación anterior.





a) Efecto por llegar el nivel dinámico al nivel de la bomba



b) Efecto por acuífero "colgado"

Fig. 13.—Esquemas de bombes a caudal crítico.

$$\frac{1}{Q} = \frac{0,183}{d \cdot T} \lg t - \frac{0,183}{d \cdot T} \lg t_0$$

Que representada en papel semilogarítmico es una recta de la forma:

$$y = mx + n$$

donde  $m$  es la pendiente

$$m = \frac{0,183}{d \cdot T}$$

Dicha recta se representa en el gráfico 38.

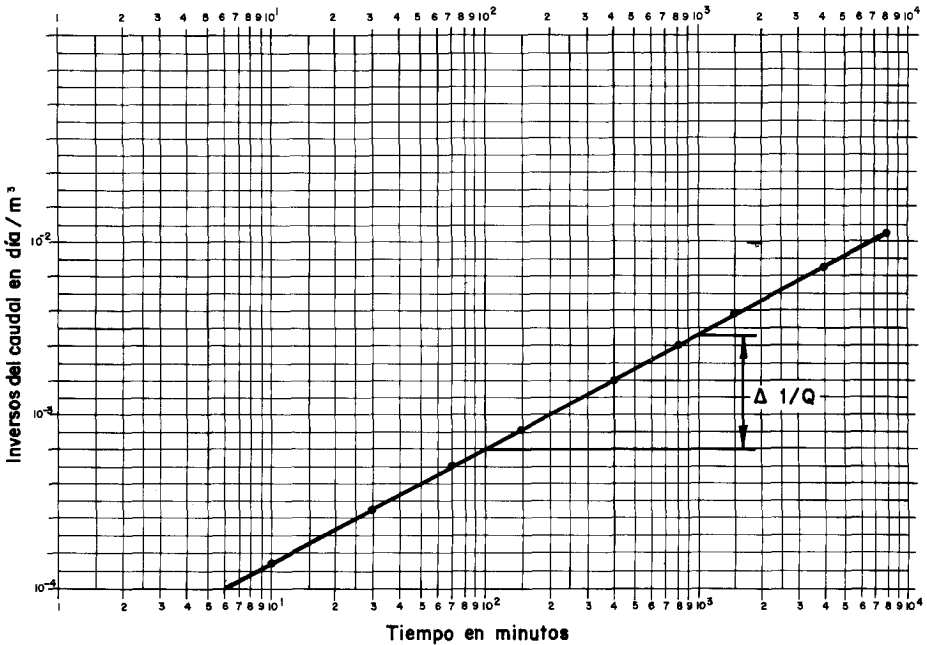


Fig. 38.—Curva de campo  $1/Q - \lg t$  para interpretación de bombeos a caudal crítico.

La manera de proceder en campo es la siguiente.

Se bombea al máximo caudal posible, para que el nivel llegue a la rejilla de la aspiración de la bomba con gran rapidez. Esta condición es fundamental

para poder utilizar esta metodología de interpretación. El agua deberá estar en la rejilla en los primeros diez, veinte o, como mucho, treinta minutos de iniciado el ensayo.

A partir de este momento, la depresión  $d$  permanece constante y el caudal  $Q$  empieza a disminuir. Se toman medidas de dicho caudal  $Q$  a intervalos adaptables a una escala logarítmica, al igual que se medían las depresiones  $d$  cuando eran variables. La frecuencia de medidas puede ser menor en atención a que las medidas de caudal no suelen ser siempre fáciles de tomar.

Se llevan los valores inversos del caudal medido  $1/Q$  a la escala métrica de un gráfico semilogarítmico. En la escala logarítmica se llevan los valores del tiempo  $t$  a que se produjeron dichos caudales.

Se ajusta una recta y se mide su caída por ciclo  $\Delta(1/Q)$ .

Se tiene:

$$m = \Delta(1/Q) = \frac{0,183}{d \cdot T}$$

de donde:

$$T = \frac{0,183}{d \cdot \Delta(1/Q)}$$

que permite obtener la transmisividad  $T$ .

El valor de  $d$  que debe introducirse en la fórmula será el que corresponda a la situación de la rejilla de la aspiración de la bomba. En el caso de que el acuífero quede «colgado» se usará como valor de  $d$  el correspondiente a la cota del muro del acuífero.

En la recuperación, cuando el acuífero queda «colgado», suele oírse la caída del agua hasta el fondo del pozo. Este ruido termina cuando el nivel asciende hasta alcanzar de nuevo el muro del acuífero.

El valor de la  $d$  en este momento suele ser significativo para conocer, si no se dispone del corte del sondeo, dónde se encuentra situada la parte más profunda del acuífero real.

Queda, por último, indicar que aunque el método suele ser un aceptable auxilio en muchas ocasiones, no siempre es posible llegar, a través de él, a resultados satisfactorios en la interpretación del ensayo.

## Efecto de drenaje diferido

De un modo general, se dirá que un drenaje diferido es una recarga vertical anómala que incide sobre el esquema teórico pozo-acuífero, y cuyo efecto se inicia con el bombeo, empieza a poder observarse transcurrido un tiempo determinado y no perdura indefinidamente.

Consecuentemente, en principio y de un modo esquemático, las curvas teóricas sufrirán una distorsión, dando lugar a tres tramos, que no siempre podrán diferenciarse de una manera clara.

El primer tramo de las curvas de campo será «más o menos normal», pudiendo ajustarse a los esquemas teóricos.

En el segundo tramo, la recarga diferida empieza a dejar notar su efecto y, como ocurre ante los procesos de recarga, las curvas tienden a estabilizarse.

Por último el efecto de recarga anómala desaparece y las curvas vuelven a tomar su forma normal.

Los gráficos 39 y 40 muestran esquemáticamente la distorsión debida a un posible drenaje diferido.

Un drenaje diferido en el sentido amplio que se ha comentado puede ser debido a muchas causas, de muy distinto origen en su concepto físico y, según sea este concepto, puede motivar distintos criterios en la interpretación de los ensayos.

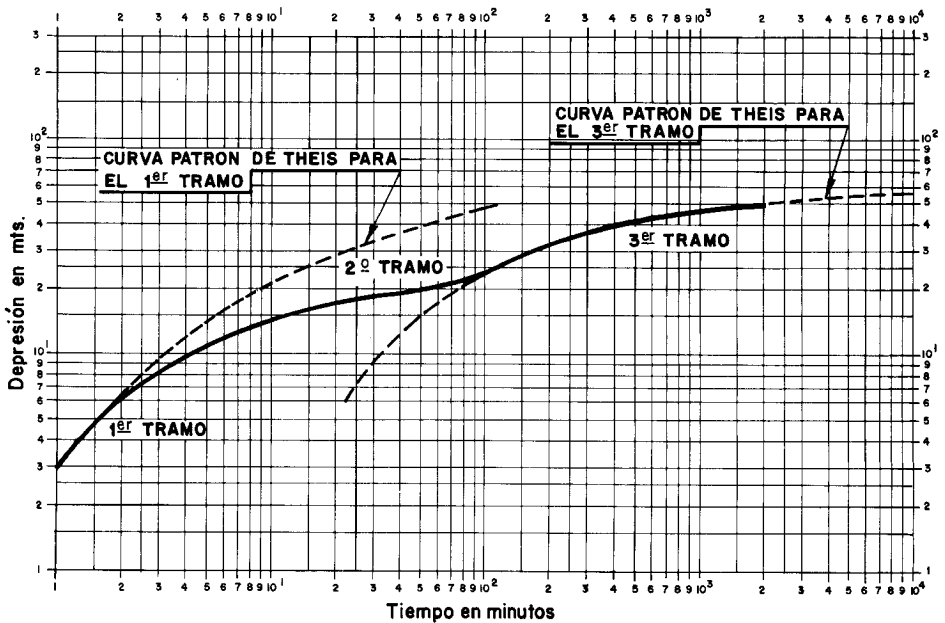


Gráfico 39.—Distorsión de las curvas de Theis por efecto de drenaje diferido.

Los valores de la T, que arrojan el primer y tercer tramos, serán coincidentes tanto si se usa el método de Theis como el de Jacob, o al menos deberían serlo si se está en un esquema de drenaje diferido. Ello es lógico si se piensa que en el primero y en el tercero no existen las influencias de la recarga anómala. El fenómeno es más fácilmente explicable acudiendo a las rectas de

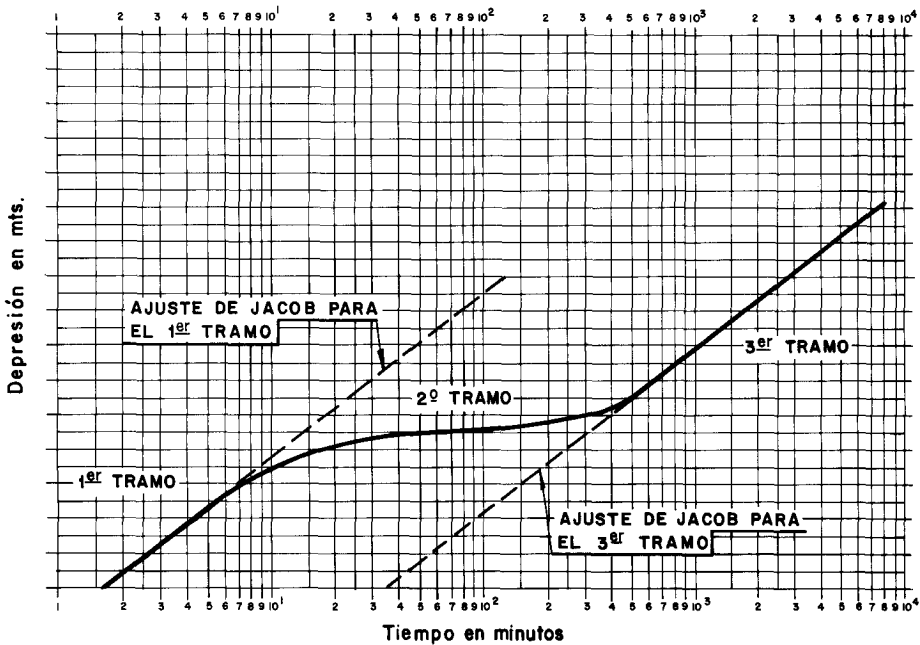


Gráfico 40.—Distorsión de las rectas de Jacob por efecto de drenaje diferido.

Jacob. En el primer tramo, supuesta la posibilidad de estar dentro del período de validez para la aplicación del método, la recta toma una pendiente función del caudal de bombeo  $Q$ , que se está reclamando del acuífero, y de la transmisividad  $T$ .

$$\text{pendiente} = m = \Delta d = 0,183 \frac{Q}{T}$$

En el segundo tramo el caudal  $Q$  se compone de dos partes: el que realmente se obtiene del acuífero y el que proviene del efecto anómalo por recarga vertical diferida. El acuífero real tiene que ceder menos agua, y la pendiente, según la relación anterior, disminuye iniciando un proceso de pseudo-estabilización.

En el tercer tramo deja de existir la recarga anómala; el caudal que reclama la bomba instalada en el pozo se obtiene en su totalidad del acuífero. La recta adopta de nuevo una pendiente, que depende de  $Q$  y de  $T$ .

$$\text{pendiente} = \Delta d = 0,183 \frac{Q}{T}$$

que es la misma del primer tramo.

Dado que las pendientes y, por tanto, las caídas por ciclos de las rectas ajustadas al primer y tercer tramo son iguales, las transmisividades  $T$ , que se calculen para ambos, serán la misma.

Para los coeficientes de almacenamiento  $S$ , el problema varía. Baste indicar, que si existen dos rectas, existirán dos puntos de corte  $t_0$  con el eje de abscisas, pudiendo obtenerse dos distintos valores de  $S$ .

La discusión surge en este punto. Muchos técnicos, especialistas en este tema, se inclinan por utilizar uno u otro tramos para el cálculo de  $S$ . Sin embargo, parece ser lo más lógico utilizarlos indistintamente en función de las circunstancias físicas del ensayo; por ello se trata a continuación de reflexionar sobre algunos de los diversos mecanismos de funcionamiento, que pueden dar lugar a un esquema de drenaje diferido.

Un grupo importante de casos lo constituye el bombeo en los acuiferos libres con permeabilidad por porosidad intergranular. En este caso, el almacenamiento del acuífero aporta el agua, fundamentalmente por drenaje gravitacional de los poros.

El cono de bombeo se forma rápidamente, pero en dicho cono queda agua retenida, que va bajando por gravedad lentamente hasta el nivel dinámico.

El agua que cede el acuífero por unidad de descenso en el primer tramo es menor que la real, dado que una parte, en muchos casos importante de la misma, queda retenida en la zona desaturada del cono de bombeo y baja muy lentamente. Por ello no sirve el primer tramo para el cálculo de la  $S$ , dado que el valor que se obtendría sería muy inferior al real.

Cuando ya se ha incorporado toda el agua gravífica al nivel dinámico saturado, el agua que cede el acuífero por unidad de descenso, es ya acorde con su coeficiente de almacenamiento, que coincidirá con su porosidad eficaz y, por tanto, puede efectuarse su cálculo en el tercer tramo.

Boulton, Prickett y Walton estudiaron matemáticamente este fenómeno, y con las condiciones de contorno habituales para la deducción de la fórmula de Theis, añadiendo la necesidad de que la base impermeable del acuífero fuese horizontal y que el descenso fuera despreciable frente al espesor saturado, llegaron mediante la resolución de la ecuación fundamental de la hidráulica de medios porosos, a la relación:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/D) \quad [1]$$

siendo:

$$u = \frac{r^2 S'}{4Tt} \text{ para tiempos largos (tercer tramo)}$$

$$D = \sqrt{\frac{T}{\alpha S'}}$$

$S'$  = coeficiente de almacenamiento funcionando como acuífero libre.  
En los primeros momentos:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

siendo:

$S$  = coeficiente de almacenamiento funcionando como acuífero confinado.  
 $\alpha$  = constante empírica de dimensiones  $t^{-1}$  y,  $1/\alpha$ , llamada índice de retraso y medible en unidades de tiempo, representa el desfase del agua al caer gravíficamente, hasta el nivel dinámico, a través del medio poroso no saturado.

Cuando la granulometría es muy grande,  $1/\alpha$  es muy pequeño. Por el contrario, para granulometrías finas, el índice de retraso puede ser de varios días.

A título orientativo, puede indicarse que los valores de  $1/\alpha$ , son de la siguiente magnitud:

Gravas y arenas muy gruesas	Despreciable
Arenas gruesas	6 a 30 minutos
Arenas medias	30 a 120 minutos
Arenas finas	120 a 600 minutos
Arenas muy finas	600 a 2.500 minutos

Los limos pueden alcanzar valores de varios días.

Cuando el índice de retraso es muy pequeño, no se retiene apenas agua en el cono desaturado, y por tanto el acuífero funciona como libre exento de drenaje diferido.

En este caso, en la ecuación [1],  $1/\alpha \rightarrow 0$   $\alpha \rightarrow \infty$  y

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u')$$

que es la relación de Theis para acuífero libre, admitiendo descensos muy pequeños frente al espesor saturado.

Si, por el contrario, el índice de retraso es muy grande, que físicamente significaría que el acuífero tuviera encima un paquete de materiales saturados muy poco permeables y de granulometría muy fina, el esquema físico sería de acuífero cautivo.

En la relación [1],  $1/\alpha \rightarrow \infty$ ,  $\alpha \rightarrow 0$  y

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

que es la relación de Theis para acuífero cautivo.

La ecuación:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/D)$$

es muy parecida a la de Hantush para el drenaje vertical.

La función  $W(u, r/D)$  no tiene solución analítica y está tabulada. Se representa en el gráfico 41, que es debido a Prickett.

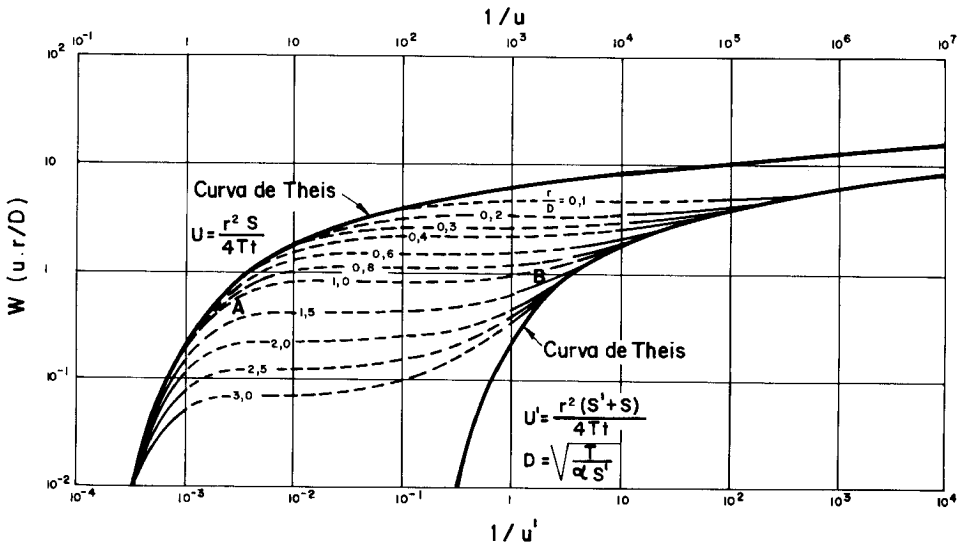


Gráfico 41.—Curvas tipo para bombeo en acuífero libre con drenaje diferido según Prickett.



Estas curvas pueden ser utilizadas como curvas patrón para aplicar a las curvas de campo el método de superposición y coincidencia de un modo análogo al expuesto en los métodos de Theis y Hantush. La curva patrón en papel transparente se adjunta en la contraportada de este libro.

El método operativo es casi análogo al de Hantush.

Se hace coincidir la curva A y la derivación ( $r/D$ ), que se ajuste con el primer y segundo tramo de la curva de campo, dibujada, naturalmente, en papel doblelogarítmico. Se toma un punto sencillo pudiendo obtenerse  $1/u$ ,  $W(u, r/D)$  y  $r/D$  de la curva patrón y  $d$  y  $t$  de la curva de campo.

Se podrá obtener:

$$T = \frac{Q \cdot W(u, r/D)}{4\pi d}$$

$$S = \frac{4Tt}{r^2(1/u)}$$

Se desplazan los ejes en el sentido del eje de abscisas, sin que se incremente el desplazamiento en el sentido de las ordenadas y se ajusta la curva patrón B al tercer tramo de la curva de campo. Se obtienen de un modo análogo los valores  $W(u', r/D)$ ,  $1/u'$ ,  $d$  y  $t$ , y se calculan, por tanto:

$$T = \frac{Q \cdot W(u', r/D)}{4\pi d}$$

$$S' = \frac{4Tt}{r^2(1/u')}$$

Como es conocido ( $r/D$ ) puede calcularse el índice de retraso  $1/\alpha$  según:

$$D = \sqrt{\frac{T}{\alpha S'}} \quad r/D = \frac{r}{\sqrt{\frac{(1/\alpha)T}{S'}}} \quad 1/\alpha = \frac{r^2 S'}{(r/D)^2 T}$$

La T es la misma para el primer y tercer tramos.

De una parte, por los razonamientos expuestos, había de ser la misma. De otra, el método operativo seguido no permite que existan variaciones de un tramo a otro, habida cuenta que al desplazarse los ejes en el sentido de las abscisas sin incremento en las ordenadas, para una  $W(u, r/D)$  elegida en la curva patrón se va a tener un valor de  $d$  en la curva de campo que no variará

con el desplazamiento. En la fórmula para la obtención de  $T$  se introducirán los mismos parámetros tanto en el primer como tercer tramos, obteniéndose idénticos valores de transmisividad.

Según Prickett, el coeficiente de almacenamiento  $S$  obtenido en el primer tramo coincide con el que tiene el acuífero, trabajando como cautivo, y el  $S'$  obtenido en el tercero es el que tendría en su funcionamiento como libre; es decir, su porosidad eficaz.

$S$  y  $S'$  deberán estar ligados por el coeficiente de compresibilidad del agua y el módulo de elasticidad del acuífero.

Consecuentemente, se tomará el valor del coeficiente de almacenamiento calculado a partir del último tramo.

El modelo expuesto es excesivamente teórico y existen muchas circunstancias en las que será necesario apartarse de este método operativo.

Por ejemplo: Imagínese un acuífero constituido por un nivel de gravas muy gruesas (índice de retardo despreciable). Encima de éste se encuentra otro de muy poco espesor, constituido por arenas finas. En el primer minuto de bombeo, el nivel, que estaba lo suficientemente alto para saturar parte de las arenas, desciende por debajo del techo de gravas, comportándose este acuífero como libre desde que se inicia la prueba. Las arenas empezarán a drenar agua, disminuyendo la pendiente de la recta de descensos. Cuando el efecto termina, dicha recta toma de nuevo su curso normal.

Si se quiere conocer la  $S$  de las gravas, habrá que obtenerla del primer tramo. El último estará desplazado e influido por los aportes de agua provenientes de las arenas que no son el acuífero real en el esquema expuesto. Este último esquema sería válido para aquellos acuíferos sobre los que existiera un paquete detrítico parcialmente saturado y de mucha menos entidad acuífera. Por último, también deberá obtenerse la  $S$  a partir de la interpretación en el primer tramo en los casos equivalentes a acuíferos semiconfinados con drenaje vertical en los cuales no exista acuífero superficial bien alimentado y el semiconfinante sea de poco espesor.

Los drenajes diferidos están matemáticamente estudiados desde un ángulo muy teórico. En la naturaleza son muy frecuentes, incluso en medios fracturados, a pesar que los diversos autores no los consideran. La cantidad de casos distintos que pueden presentarse, dando lugar a distorsiones parecidas, es innumerable. Por todo ello carece de lógica tratar de conocer el fenómeno o esquema de funcionamiento a partir de las formas de las curvas. El proceso debe ser inverso. Teniendo una idea del posible fenómeno, seleccionar los tramos de las curvas y sus métodos interpretativos para poder obtener los parámetros del acuífero más acordes con la realidad física.

Tratando de analizar cómo pueden presentarse las distorsiones en las curvas de campo, conviene empezar por fijarse en las curvas de Prickett del gráfico 41.

Cuanto menor es el valor ( $r/D$ ), dado por la derivación correspondiente, más difícilmente observable es el efecto de drenaje diferido. Si se están analizando los descensos en el mismo pozo de bombeo, dado que  $r$  es muy

pequeño,  $(r/D)$  es también muy pequeño y, consecuentemente, para la mayoría de los casos, es muy difícil poder observar el efecto.

Siguiendo en esta línea, cuanto más lejano está el piezómetro, más fácilmente observable es el efecto de drenaje diferido. Al ser  $r$  grande, el valor  $(r/D)$  aumenta, y con valores grandes de este último parámetro, el tramo central se acusa más rápidamente y de un modo más brusco.

El método de superposición y coincidencia, que tiene una precisión aceptable cuando se ajustan curvas de campo sin distorsiones, tiene, en el caso de que dichas distorsiones sean importantes y haya que ir al ajuste de pequeños tramos, grandes dificultades en su aplicación. Es muchas veces función del punto de vista de la persona que interpreta que la superposición y coincidencia de curvas se realice en uno u otro lugar.

Por este motivo suele ser recomendable utilizar también el método de Jacob en el gráfico semilogarítmico. El procedimiento presenta a su vez el problema de que siendo los piezómetros más alejados los de más clara interpretación, es, sin embargo, en ellos donde más tiempo tarda en ser aplicable el ajuste rectilíneo. Ocurre con mucha frecuencia, como se indica en el gráfico 42, que la pseudoestabilización por recarga diferida se inicia antes de que sea aplicable el método de Jacob y, por tanto, antes de que se defina el primer tramo recto.

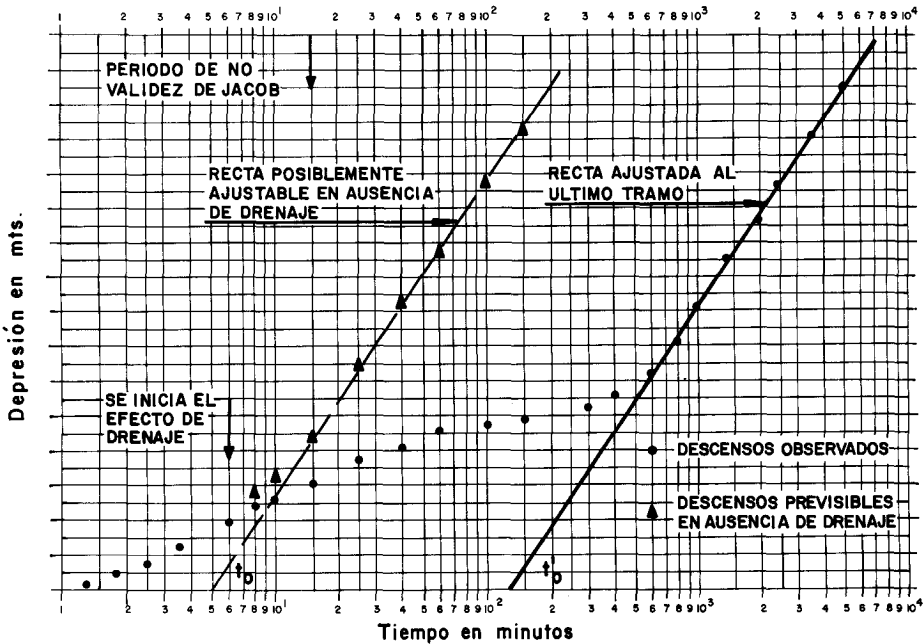


Gráfico 42.—Esquema de drenaje diferido, en el que aparece la estabilización central antes de entrar en el período de validez de Jacob, desapareciendo así el primer tramo recto.

La T y S se obtendrán del último tramo recto, haciendo uso de la pendiente de dicho tramo y su punto de corte con el eje de abscisas  $t'_0$ .

Si las circunstancias físicas del ensayo, previamente conocidas, aconsejasen obtener la S del primer tramo, se presenta el problema de no poder ser calculada, por no poder obtenerse por este procedimiento el valor de  $t_0$ .

Suele ser recomendable, aunque no sea muy ortodoxo utilizar el siguiente procedimiento práctico:

Una vez obtenida la T por el método de Jacob (último tramo), se representan los descensos en papel doblelogarítmico. Se ajusta la curva patrón de Theis al último tramo, procurando que se obtenga la misma T que se obtuvo por el método de Jacob. Se desplazan los ejes paralelos al eje de abscisas, sin que cambien las ordenadas, hasta lograr una nueva coincidencia en el primer tramo. De esta coincidencia puede obtenerse el valor de S.

Se concluye recomendando que en los ensayos de bombeo en los que puedan existir efectos de drenaje diferido, y en general, en cualquier tipo de ensayo, es necesario conocer previamente, lo mejor posible, las circunstancias geológicas y físicas de la zona para poder así proceder a intentar la interpretación con mayores garantías de éxito.

## Efecto de pozos incompletos

Se entiende por pozo incompleto aquel que no penetra totalmente la formación acuífera, o bien el que penetrándola de un modo total no tiene rejilla en toda su longitud.

La figura 14 representa un pozo incompleto con sus elementos característicos y su incidencia en el flujo del acuífero hacia la captación.

Siendo  $\lambda$  la longitud de rejilla,  $b$  el espesor del acuífero y  $a_1$  y  $a_2$  las distancias de los bordes de la rejilla al muro y techo del acuífero, respectivamente, se define:

Longitud relativa de la zona fintrante  $\delta = \lambda/b$ .

Excentricidad relativa de la zona filtrante:  $\varepsilon = \frac{a_1 - a_2}{2b}$  (valor absoluto)

En los pozos incompletos, el flujo no es radial, tiene componentes en el sentido del eje OZ y la resolución de la ecuación general se hace muy compleja.

Son diversos los autores que han tratado el tema, desde el punto de vista teórico, llegando a una formulación relativamente extensa. En las referencias bibliográficas que se hacen al final de este texto pueden verse algunos de los artículos que estudian dicha formulación.

En este apartado se va a tratar el tema de la forma más simple posible, encaminada a conocer el tipo de correcciones que deben hacerse a los descensos observados, para obtener los descensos en un hipotético pozo completo y poder aplicar la metodología ya expuesta para dichos pozos completos.

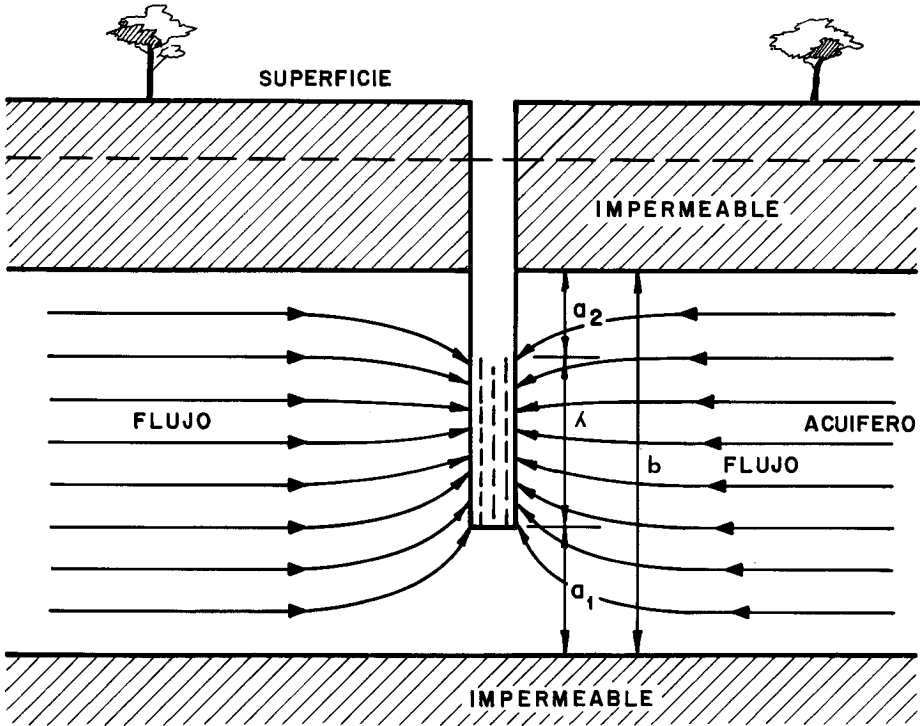


Figura 14.—Esquema de pozo incompleto.

Para el análisis de los descensos en el pozo, considerado el régimen permanente, se propone la siguiente fórmula aproximada (T.N.O., 1964).

$$d_1 - d_c = \frac{Q}{2\pi T} \cdot G$$

siendo:

$d_1$  = descenso teórico en el pozo incompleto,

$d_c$  = descenso teórico en el pozo completo,

y  $G$  una función de  $r_p$ ,  $b$ ,  $\delta$ ,  $\epsilon$  dada por:

$$G = \frac{1 - \delta}{\delta} \left[ \ln \frac{4b}{r_p} - F(\delta, \epsilon) \right]$$

Estando tabulados los valores de la función  $F(\delta, \epsilon)$  en la tabla 10.

TABLA 10  
 VALORES DE F (δ, ε) SEGUN T. N. O., 1964  
 (ε en valor absoluto)

$\begin{matrix} \pm \varepsilon \\ \delta \end{matrix}$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0,1	4,298	4,297	4,294	4,287	4,276	4,259	4,232	4,184	4,084	3,605
0,2	3,809	3,806	3,797	3,781	3,756	3,716	3,650	3,525	3,116	
0,3	3,586	3,581	3,566	3,537	3,490	3,425	3,276	2,893		
0,4	3,479	3,471	3,445	3,395	3,312	3,165	2,786			
0,5	3,447	3,433	3,388	3,302	3,145	2,754				
0,6	3,479	3,455	3,374	3,208	2,786					
0,7	3,586	3,538	3,370	2,893						
0,8	3,809	3,688	3,116							
0,9	4,298	3,605								

De esta fórmula no parece, en principio, que pueda obtenerse la T, que podría ser uno de los objetivos del ensayo.

Operando se tiene:

$$d_1 - d_c = \frac{Q}{2\pi T} G$$

$$d_c = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p} \quad (\text{Descenso en pozo completo y régimen permanente, Thiem})$$

$$\frac{d_1 - d_c}{d_c} = \frac{G}{\ln R/r_p}$$

siendo:

R = radio de influencia.

r<sub>p</sub> = radio del pozo.

$$\frac{d_1}{d_c} = 1 + \frac{G}{\ln (R/r_p)}$$

$$d'_c = \frac{d_1}{1 + \frac{G}{\ln (R/r_p)}} \quad [1]$$

Esto implica que conocido el descenso estabilizado en un pozo incompleto  $d_1$ , puede conocerse el descenso  $d_c$  en un pozo completo hipotético, sin más que dividir  $d_1$ , por el valor:

$$1 + \frac{G}{\ln \frac{R}{r_p}}$$

A partir del valor  $d_c$  se puede obtener la T. Necesita conocerse o estimarse el valor de R.

Estos cálculos han de realizarse en ausencia de pérdidas de carga en el pozo. Por ello, cuando se ensaya un pozo incompleto, deben estimarse las pérdidas de carga por alguno de los métodos descritos en los capítulos VI y VII de este trabajo. Se descontarán dichas pérdidas del descenso observado, obteniéndose así el descenso teórico en pozo incompleto  $d_1$ , que al ser corregido por los métodos expuestos da el valor de  $d_c$ , con el que puede obtenerse el valor de T.

Si se quisiera conocer el descenso real en un pozo completo que bombee el mismo caudal, al  $d_c$  habría que estimarle unas pérdidas de carga adicionales.

Una vez obtenida la T, sería muy simple conocer los valores de Q (teóricos) que cedería un pozo completo para diversas depresiones, mediante la aplicación de la fórmula de Thiem.

El análisis de los descensos en los piezómetros de observación cuando se bombea en un pozo incompleto tiene también una elaboración compleja, que puede resumirse efectuando las oportunas correcciones a dichos descensos.

En el gráfico 43 se representan los gráficos debidos a Jacob que permiten estas correcciones.

Estos gráficos dan el valor de la corrección ( $\Delta d$ ) que debe efectuarse, restándose a al valor observado del descenso ( $d_1$ ) para obtener el descenso corregido ( $d_c$ ), que es con el que debe trabajarse en los cálculos de la T.

Los valores de ( $\Delta d$ ) vienen dados en función de  $\pi r/b$  y  $\delta$  para la doble hipótesis de que el piezómetro esté abierto en el techo del acuífero o en la base del mismo.

Analizando los ábacos de Jacob, puede verse que para valores de  $r$  superiores a  $1,5 b$  no se requiere, a efectos prácticos, hacer la corrección.

Con estas consideraciones, cuando se dispone de un sistema de pozo de bombeo y piezómetros que se van a interpretar en régimen permanente, deben tomarse los valores de descensos en los piezómetros en los que  $r > 1,5 b$ , sin corregir, y efectuar la corrección en aquellos que  $r < 1,5 b$ . Si el acuífero fuese libre y los descensos fuesen importantes frente al espesor saturado, se efectuará además la corrección de Dupuit para acuíferos libres. Se dibuja el perfil de descensos en papel semilogarítmico y se obtiene T y el radio de influencia R.

Con estos valores puede terminarse la interpretación en el pozo haciendo la oportuna corrección por aplicación de la fórmula [1].

Cuando el análisis se efectúa en régimen variable, hay que sujetarse a

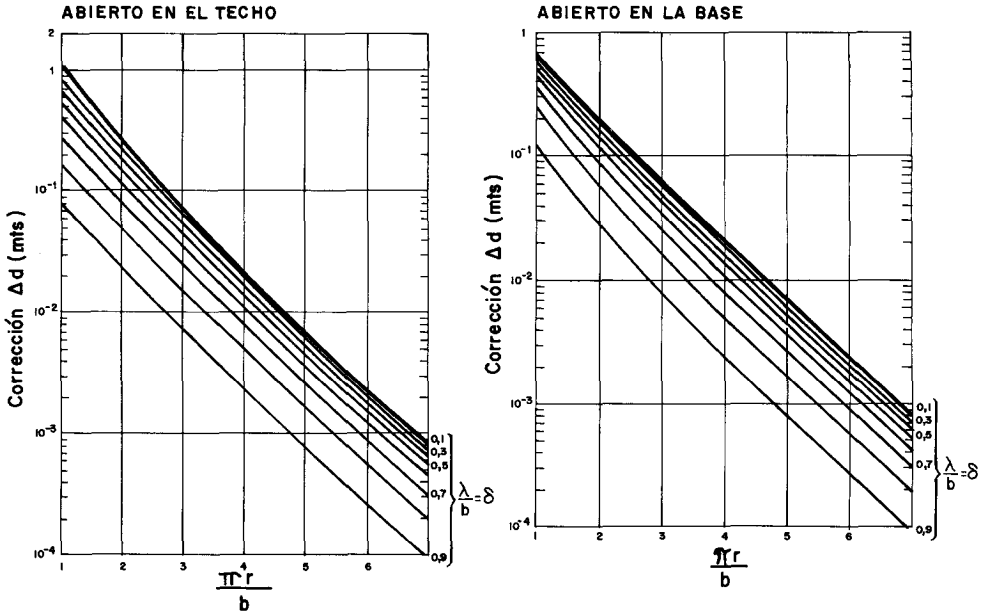


Gráfico 43.—Correcciones de los descensos en piezómetros de observación debidos al bombeo en un pozo incompleto.

consideraciones distintas a las efectuadas para el régimen permanente. Las formulaciones generales todavía se complican más, y seguramente sea lo más adecuado atenerse a las instrucciones que a continuación se exponen.

Si el acuífero es isótropo, los descensos producidos en puntos de observación situados a distancias superiores a 1,5 veces el espesor del acuífero ( $r > 1,5 b$ ) no necesitarán corrección. Si el acuífero tiene una anisotropía definida por una permeabilidad horizontal  $K_h$  distinta a la vertical  $K_v$ , la corrección no será precisa para valores:

$$r > 1,5 b \frac{K_h}{K_v}$$



Estas consideraciones deben aplicarse cuando los piezómetros son parcialmente penetrantes. Si los piezómetros atraviesan todo el espesor acuífero, el efecto de pozo incompleto se compensa, siendo los descensos en ellos producidos análogos a los que se tendrían si el pozo fuera totalmente penetrante.

Las curvas de descensos  $d - \lg t$ , expresados en papel semilogarítmico para los piezómetros, tienen un primer tramo recto de mayor pendiente que la correspondiente a la T del acuífero. Gráfico 44.

La transmisividad  $T_1$  de este primer tramo viene dada por la caída por ciclo  $\Delta d_1$  según:

$$T_1 = 0,183 \frac{Q}{\Delta d_1}$$

siendo  $T_1 = K_h \cdot \lambda$

Es decir, el comportamiento en este primer tramo es como si el espesor del acuífero fuera igual a la penetración  $\lambda$ .

Para tiempos mayores de:

$$t > \frac{b^2 S}{2T}$$

La recta evoluciona disminuyendo su pendiente hasta alcanzar un nuevo tramo recto.

La T que se obtiene de este tramo es la real del acuífero, pudiendo calcularse por la expresión de Jacob:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} = K_h \cdot b$$

Es frecuente no conocer el espesor real del acuífero y un primer tanteo puede efectuarse de los dos valores de T obtenidos:

$$T_1 = K_h \cdot \lambda$$

$$T = K_h \cdot b$$

$$\frac{T_1}{T} = \frac{\lambda}{b}$$

Donde  $T_1$  y T se han obtenido del primer y segundo tramos de la curva de descensos, y  $\lambda$  es la penetración del pozo en el acuífero, que debe también ser conocida por los datos de la perforación.

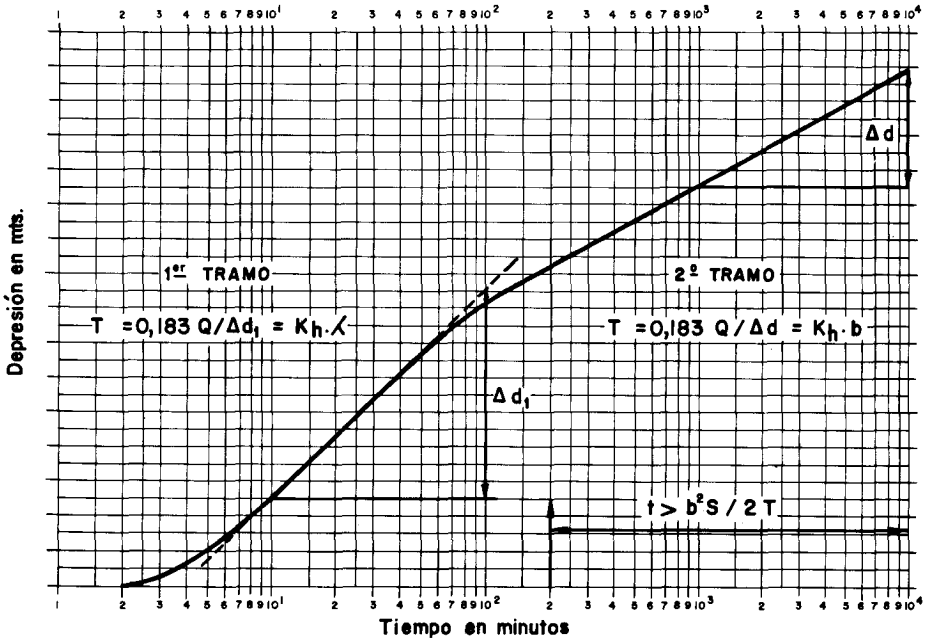


Gráfico 44.—Evolución de descensos en un piezómetro parcialmente penetrante a consecuencia del bombeo en un pozo incompleto.

La recuperación en los piezómetros, como fácilmente se comprende, sólo es aplicable en circunstancias muy específicas. El período de validez para la aplicación del método de Jacob condiciona la operación.

Si las citadas circunstancias lo permiten, puede procederse a la interpretación.

La curva de recuperación es sensiblemente simétrica a la de descensos. El último tramo recto pasa por el origen y la  $T$  puede obtenerse de la pendiente del mismo.

Por las razones expuestas, este último tramo recto sólo será apreciable si se verifica:

$$\frac{4T\tau}{r^2S} > 10^4$$

siendo  $\tau$  el tiempo transcurrido desde que se inició la recuperación.

Dicho tramo recto empezará a perfilarse a partir de:

$$\frac{t + \tau}{t} < 1 + \frac{2T\tau}{b^2S}$$

## Bombes en pozos con drenes horizontales radiales

Este tipo de obras de captación de aguas tiene la ventaja de incrementar considerablemente el caudal que podría conseguirse mediante la ejecución de un sondeo o pozo común. Es obvio que no todos los acuíferos son aptos para la realización de un pozo con colectores o drenes radiales. Son los acuíferos poco profundos y que cuentan con una fuente de alimentación próxima (ríos, lagos, etc.), los que mejores condiciones ofrecen para la realización de un pozo con drenes horizontales radiales.

El elevado costo de este tipo de obras condiciona la profundidad de las mismas y, en cualquier caso, hace aconsejable un estudio meticulado sobre las características hidráulicas del acuífero en base a las cuales se podrá estimar, con pequeño margen de error, el caudal que puede aportar una captación de este tipo, pudiendo hacerse un estudio económico sobre la conveniencia o no de realizar la obra.

Un pozo de colectores radiales horizontales consta fundamentalmente de dos partes:

Pozo de captación para la recogida de aguas:

Se trata de un anillo de hormigón armado que se profundiza por el procedimiento de hincado indio. La parte inferior del anillo va provista de una cuchilla que facilita la labor de hinca. El espesor de la pared de hormigón, según el sistema utilizado, varía entre 25 y 40 cm.

La casa Fehlmann utiliza mezclas a base de bentonita que se inyectan entre el cajón del pozo y el terreno para facilitar la penetración, disminuyendo el rozamiento.

La firma Ranney utiliza mayores espesores en las paredes con el fin de aumentar el peso del anillo, facilitando así dicha penetración en el terreno.

El diámetro interior del pozo suele ser de 4 m, y en él se alojarán las válvulas de cierre de los drenes, con sus correspondientes mandos. El cajón o anillo se profundiza ligeramente por debajo del lecho impermeable y, una vez fraguado el hormigón de las paredes, se cierra el fondo con un tapón de hormigón armado.

Drenes o colectores:

En esencia, los drenes o colectores son filtros que permiten el paso del agua del acuífero hacia el interior del pozo.

La hinca de estos drenes se efectúa directamente por presión con el auxilio de gatos hidráulicos (Ranney), o bien introduciendo los drenes en un tubo de hincado, que es el que soporta la presión (Fehlmann).

La distribución y ubicación de cada uno de los drenes se hace atendiendo a las más favorables características del acuífero a explotar.

Durante la fase de penetración de los drenes se realiza una operación de

desarenado o desarrollo previo; siendo al finalizar la obra cuando se efectúa un desarrollo intenso y definitivo. Esta operación es de gran importancia y, en buena medida, el caudal aportado por el colector o dren depende del grado de desarenado conseguido en su entorno. Cuando el desarrollo de los drenes es bueno, éstos actúan a modo de galerías filtrantes con radios que pueden alcanzar 1 m.

En la figura 15 se dibujan las dos partes descritas.

Como ya se ha indicado, la principal ventaja de los pozos de colectores es su elevado rendimiento, siendo en ocasiones el único procedimiento para satisfacer una determinada demanda de agua.

A título orientativo baste decir que un pozo Ranney de ocho colectores horizontales de 40 m de longitud cada uno, y un diámetro medio desarrollado de 2 m, a lo largo del dren, tiene una superficie filtrante unas 40 veces superior a la que se conseguiría con un pozo ordinario de 2 m de diámetro, con un descenso de 2 m, que estuviera situado en el mismo acuífero.

Entre las ventajas que tienen estos pozos hay que señalar que, además del importante incremento de caudal sobre cualquier otro tipo de pozo (del orden de cinco veces superior), los pozos de drenes radiales ofrecen las siguientes:

- Los drenes o colectores pueden situarse en las zonas preferentes, atendiendo a las mejores características del acuífero, así como a las direcciones más favorables de circulación. También pueden aprovecharse simultáneamente varios acuíferos, colocando los drenes convenientemente distribuidos entre los diversos horizontes acuíferos.
- La velocidad de circulación del agua hacia el cajón del pozo es muy pequeña, siendo despreciables los arrastres de partículas sólidas, así como las colmataciones por incrustación de las mencionadas partículas de grano fino en las ranuras de los drenes.

La casa Ranney da como velocidad de circulación máxima la de 1 cm/seg, mientras que Fehlmann afirma que dicha velocidad es igual a la de la permeabilidad del terreno acuífero.

Para el cálculo de los caudales deberá comenzarse por el estudio previo que es imprescindible realizar antes de acometer una obra de este tipo. Se determinarán, por los métodos convencionales, las constantes hidráulicas del acuífero que se pretende explotar.

Para ello se perforará un sondeo que permita la instalación del oportuno grupo moto-bomba para la realización del ensayo de bombeo. Varios piezómetros de pequeño diámetro, convenientemente situados, servirán de puntos de observación durante el ensayo, suministrando los datos pertinentes que permitan el cálculo de las constantes del acuífero y el radio de acción del bombeo con la mayor precisión posible.

Schneebeli, haciendo una semejanza entre el funcionamiento hidráulico de un pozo de drenes radiales y una zanja vertical, da la siguiente fórmula para el cálculo del caudal en un pozo de colectores:

Acuífero libre:

$$Q = \pi \cdot K \cdot \frac{h_0^2 - h_d^2}{\ln\left(\frac{R}{c/\sqrt[n]{4}}\right) + f(n) \frac{h_d}{c} \ln\left[\left(\frac{h_d}{2\pi r d}\right) \cdot \frac{1}{\operatorname{sen} \frac{\pi a}{h_d}}\right]}$$

siendo:

- K = permeabilidad del terreno acuífero.
- $h_d$  = altura mínima del agua sobre los drenes.
- $h_o$  = altura máxima de columna de agua, estando el nivel en reposo.
- R = radio de acción del bombeo.
- n = número de colectores o drenes.
- c = longitud de los drenes.
- a = altura del eje de los drenes sobre el fondo del acuífero.

$$f(n) = \frac{1}{2n\left(1 - \frac{1}{\sqrt[n]{2}}\right)}$$

A pesar de la complejidad de la fórmula, que incluye aspectos geométricos del acuífero, no es posible valorar el grado de desarrollo de los drenes que de modo tan decisivo influye en el caudal de explotación del pozo.

La expresión simplificada de Schneebeli, para el cálculo del caudal, es:

$$Q = \frac{2\pi T d}{\ln \frac{R \sqrt[n]{4}}{c}}$$

siendo:

- T = transmisividad del acuífero.
  - d = descenso producido por el bombeo ( $d$  pequeño frente  $h_o$ ).
- Según Ranney, el caudal viene dado por la fórmula siguiente:

$$Q = 2\pi T \frac{d}{\ln \frac{2R}{r}}$$

$r$  = radio efectivo del pozo  $\approx 2/3 c$ .

Esta casa considera que el máximo radio efectivo es de 30 m y el radio de acción R lo cifra en 3.000 m.

## Bombeo en zanjas y galerías

Se entiende por zanja de drenaje toda excavación horizontal, a cielo abierto y de cierta longitud, destinada a la captación de aguas subterráneas que tengan su nivel piezométrico próximo a la superficie del terreno.

Cuando el terreno en que se practica la zanja no tiene la suficiente consistencia, este tipo de captaciones irán revestidas con obra de fábrica, dejando los necesarios espacios libres para que el agua circule hacia el interior de la misma sin dificultad.

Si la excavación se efectúa de modo subterráneo, en forma de túnel, se denomina galería. Al igual que en el anterior caso, la galería irá revestida siempre que el terreno atravesado así lo aconseje.

Este tipo de captaciones suelen disponerse de forma perpendicular a las líneas de flujo, y el caudal que pueden aportar dependerá, además de las características específicas del acuífero, de la longitud que tenga la zanja o galería. Es fácil entender que la anchura de la obra tiene una despreciable influencia sobre el caudal que de ella se puede extraer.

Normalmente, estas obras suelen situarse en las proximidades de cursos de agua que aseguren los recursos necesarios para una explotación continuada. Para estas condiciones, el régimen será permanente a partir de un cierto tiempo relativamente corto. Este tiempo es el necesario para que el radio de acción del bombeo alcance la fuente de alimentación.

No es propósito de este apartado entrar en análisis matemáticos, limitándose a exponer las fórmulas sencillas que permitan la estimación de los caudales que podrían extraerse de una obra de este tipo conocidos los parámetros del acuífero.

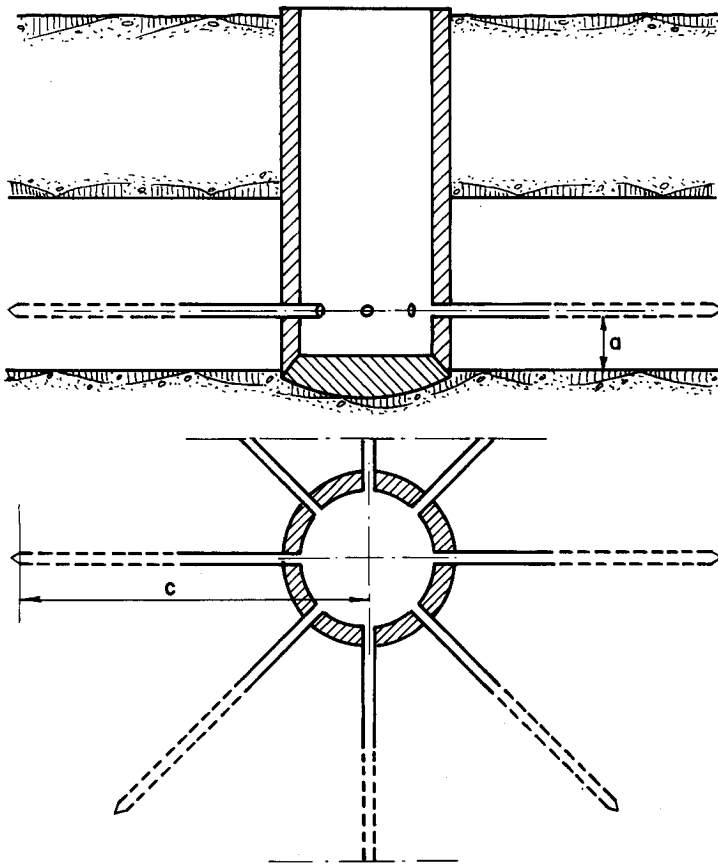
El caudal que puede extraerse de una zanja, funcionando en régimen permanente en las proximidades de un río y paralela al mismo, viene dado por la siguiente relación:

$$Q = \frac{dT}{X_0} L$$

siendo:

- Q = caudal.
- d = descenso en la zanja.
- T = transmisividad.
- X<sub>0</sub> = distancia de la zanja al río.
- L = longitud de la zanja.

Esta fórmula es válida para acuíferos cautivos, que rara vez se presentan en estos casos, y para libres en los que el descenso *d* sea reducido frente al espesor saturado H<sub>0</sub>.



CORTE ESQUEMÁTICO DE POZO DE COLECTORES RADIALES HORIZONTALES

Fig. 15.—Corte esquemático de pozo de colectores radiales horizontales.

Si el descenso  $d$  es importante respecto de  $H_0$ , es válida la fórmula sin más que sustituir  $d$  por  $d - \frac{d^2}{2H_0}$ , quedando la fórmula general

$$Q = \frac{\left( d - \frac{d^2}{2H_0} \right) T}{X_0} L$$

En el caso de que la zanja no se realice en las proximidades de un río, no existirá régimen permanente.

El caudal  $Q$  que se obtenga será variable para un descenso prefijado.

Si la longitud de la zanja es importante, puede usarse con aproximación la siguiente relación:

$$Q = 2d \sqrt{\frac{ST}{\pi t}} L$$

Pudiendo hacerse las mismas consideraciones apuntadas para el caso de acuífero libre.

## **Campo de aplicación y reflexiones generales**

El capítulo estudiado de anomalías y casos particulares que pueden presentarse en los ensayos de bombeo, trata de suministrar algunas herramientas de interpretación para los casos complejos de funcionamiento de acuíferos que no se ajustan de un modo claro, en sus condiciones físicas, a las condiciones matemáticas impuestas para la resolución de la ecuación general.

El objetivo de un ensayo de bombeo era analizar el pozo y el acuífero en que se ubicaba.

Dentro del análisis del acuífero, el estudio de las anomalías y casos particulares permite en muchos casos obtener información sobre esquemas generales de funcionamiento, límites impermeables que condicionan la explotación, recargas exteriores al sistema, etc. Otras veces, desgraciadamente muy frecuentes, el esquema de funcionamiento de los acuíferos es complejo y no existen desarrollos matemáticos que permitan su interpretación, o bien se solapan varios efectos sin posibilidad de discernimiento.

En los sistemas de acuíferos multicapa, sobre todo cuando cada acuífero tiene un nivel piezométrico distinto, los sondeos cortocircuitan dichos acuíferos, que al tener diferentes potenciales pueden crear un flujo de agua de unos a otros a través de la captación. No resulta posible en estos casos interpretar los parámetros reales de los acuíferos, ni tan siquiera tener una media representativa. A medida que desciende el nivel, los valores relativos pueden cambiar. Como mucho podrá obtenerse del ensayo, una idea del caudal de explotación y la depresión necesaria para conseguirlo.

Existen, como el anterior, muchos casos de funcionamiento de acuíferos que no podrán ser interpretados a través de ensayos de bombeo.

La gama de casos particulares presentada puede ser muy útil y suministrar información sobre el esquema de funcionamiento de los acuíferos, en algunos casos particulares. El sistema operativo no debería ser nunca tratar de interpretar la realidad física del acuífero a través de las formas de las curvas, sino más bien, con una hipótesis de funcionamiento deducida de la investigación hidrogeológica en general, tratar de ampliarlas o comprobarlas mediante la ejecución de los ensayos.



La teoría de las imágenes proporciona una inestimable ayuda a la hora de relacionar el acuífero con sus limitaciones espaciales. El estudio de los bordes impermeables y su comprobación mediante los ensayos permite evitar las sorpresas que a largo plazo suelen dar los acuíferos limitados, en el sentido de sufrir un proceso de vaciado que los haga, con frecuencia, inutilizables para el fin con que se inició su explotación.

El análisis de los bordes de recarga positivos, fundamentalmente en lo referente a la disminución de caudales del río como consecuencia del bombeo en un pozo próximo a dicho río, presenta la particular característica de poder estudiar las posibilidades del acuífero como embalse natural regulador de las aportaciones superficiales. Se incluye por su interés un problema tipo de esta metodología en el siguiente apartado.

Los métodos de estudio de drenajes diferidos, pozos de gran diámetro, pozos incompletos, bombeos a caudal crítico, etc., permiten obtener las características reales de los acuíferos, a pesar de los efectos distorsionantes de estos modelos en las curvas de descensos.

Por último, la formulación para pozos con drenes radiales y captaciones horizontales permitirá conocer aproximadamente el aumento de caudal que puede obtenerse con este tipo de obras, sobre el de un pozo convencional.

### **Problemas característicos**

Se incluyen a continuación una serie de problemas que pueden ser útiles para dar un ejemplo de las posibilidades que ofrece la metodología expuesta como apoyo a la investigación hidrogeológica.

*Ejercicio número 9*

Se realiza un ensayo de bombeo en un acuífero cautivo próximo a una falla.

El pozo de bombeo y el de observación se encuentran alineados en una dirección perpendicular a la línea de falla. El pozo de observación se encuentra a 100 m del de bombeo y situado entre este último y la falla.

Los valores de los descensos obtenidos en el piezómetro cuando el pozo bombea a un caudal constante de 20 l/s son los siguientes:

Tiempo de bombeo (minutos)	Descensos en el piezómetro (m)	Tiempo de bombeo (minutos)	Descensos en el piezómetro (m)
3	0,00	65	3,80
4	0,30	80	4,10
5	0,50	100	4,50
6	0,60	150	5,20
7	0,90	200	5,80
10	1,30	300	7,20
15	1,70	400	8,20
20	2,00	500	8,90
25	2,30	700	10,00
30	2,50	1.000	11,30
40	3,00	1.500	12,60
50	3,40	1.800	13,40

Calcular:

- Transmisividad  $T$  y coeficiente de almacenamiento  $S$  reales, así como la permeabilidad  $K$  del acuífero, sabiendo que tiene 80 m de potencia.
- Transmisividad de comportamiento  $T'$ .
- Distancia del pozo de bombeo a la falla, que hace el efecto de barrera impermeable.

RESOLUCION

- En el gráfico 45 se representan los descensos en función del tiempo en papel semilogarítmico. Se observa un cambio de pendiente debido a la presencia de una barrera.

Del primer tramo, que es el representativo de las características reales del acuífero, se obtiene:

$$\Delta d = 3,7 \text{ m}$$

$$t_0 = 6 \text{ minutos}$$

y por tanto:

$$T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d} = \frac{0,183 \times 20 \times 86,4}{3,7} = 85 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} = \frac{2,25 \times 85 \times 6}{(100)^2 \times 1.440} = 8 \cdot 10^{-5}$$

La permeabilidad K será del orden de:

$$K = \frac{T}{b} = \frac{85}{80} = 1,06 \sim 1 \text{ m/día}$$

- b) La transmisividad de comportamiento  $T'$  se obtendrá del segundo tramo. En éste se obtiene:

$$\Delta d' = 7,6 \text{ m y por tanto}$$

$$T' = 0,183 \frac{Q}{\Delta d'} = \frac{0,183 \times 20 \times 86,4}{7,6} = 42 \text{ m}^2/\text{día}$$

La transmisividad obtenida en este último tramo recto es la mitad de la obtenida para el primero, como corresponde a un efecto de barrera. Se la denomina transmisividad de comportamiento, porque aun no siendo la real del acuífero, es la que va a definir la evolución de los descensos a tiempos largos.

- c) Como puede verse en el gráfico 45, se toma un descenso  $d$  cualquiera en el primer tramo, que se verifica para un tiempo  $t$ .

Por ejemplo:

$$d = 2,8 \text{ m}$$

$$t = 15 \text{ minutos}$$

En el segundo tramo se toma un descenso  $d' = d$  que se verificará para un tiempo  $t'$ .

$$d' = 2,8 \text{ m}$$

$$t' = 400 \text{ minutos}$$

Se tiene:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$d' = \frac{Q}{4\pi T} W(u')$$

como  $d = d'$ .

$$\frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} W(u') \quad ; \quad W(u) = W(u')$$

y  $u = u'$

se tiene:

$$\frac{r'^2 S}{4Tt'} = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad , \quad \frac{r'^2}{t'} = \frac{r^2}{t}$$

$$r' = r \sqrt{\frac{t'}{t}} = 100 \sqrt{\frac{400}{15}} = 516 \text{ m}$$

$r'$  es la distancia entre pozo imagen y pozo de observación. El pozo de bombeo se encuentra 100 m más alejado en la misma dirección. Por tanto:

Distancia pozo de bombeo-pozo imagen = 616 m.

Como la falla, que hace de borde impermeable es el eje de simetría, se tiene definitivamente:

Distancia falla-pozo de bombeo = 308 m.

### Ejercicio número 10

En un pozo de 600 mm de diámetro y 75 m de profundidad, situado en un acuífero detrítico de 70 m de espesor, a 800 m de un río e hidráulicamente conectado al mismo, se realiza un ensayo de bombeo de larga duración para conocer las relaciones acuífero-río.

Se obtiene una  $T = 500 \text{ m}^2/\text{día}$  y una  $S = 0,1$ . El río no era totalmente penetrante en el acuífero. En el ensayo se puede comprobar que el efecto de falta de penetración del río podía corregirse considerando que la distancia pozo-río aumenta de 800 a 1.200 m.

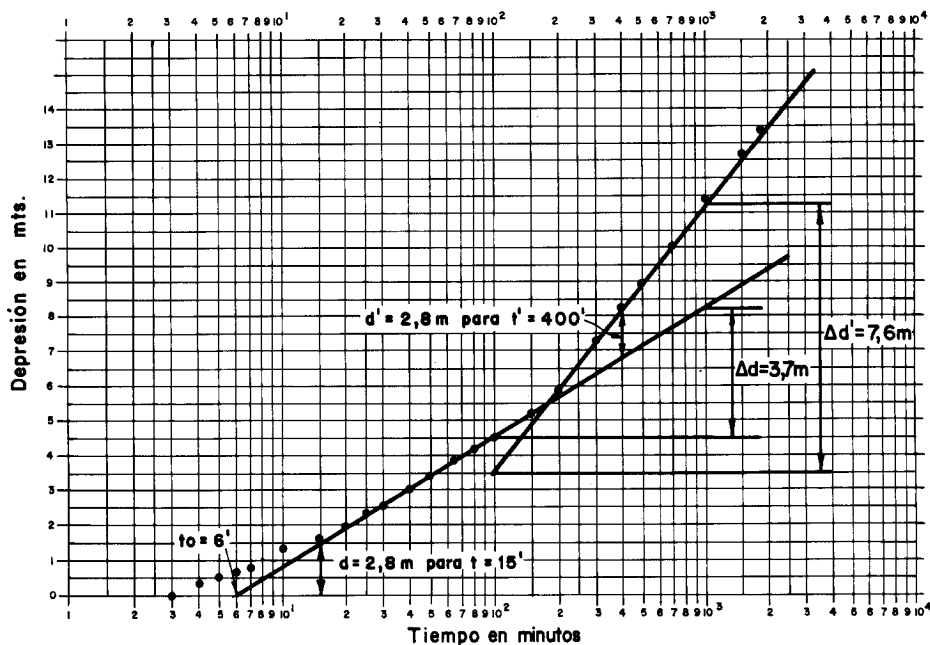


Gráfico 45.—Gráfico  $d - \lg t$  de descensos en el piezómetro para el ejercicio número 9.

Se pide:

- Tiempo de estabilización con errores máximos del 5 por 100 y del 10 por 100 cuando se bombea a un caudal cualquiera.
- Descenso en el pozo una vez conseguida la estabilización, con un bombeo de 100 l/s.
- Descenso en el pozo a los ciento veintitrés días de iniciado el bombeo de  $Q = 100$  l/s.
- Los aforos del río realizados a primeros de cada mes, para un año representativo considerado media de años secos, son los siguientes:

Meses	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S
Caudal (l/s)	80	100	150	200	160	140	210	240	160	90	70	60

Si se bombea el pozo a razón de 100 l/s durante los meses de julio, agosto, septiembre y octubre de cada año, dibujar en un gráfico el nuevo régimen de caudales del río. Representar asimismo el régimen de caudales si toda el agua bombeada se vertiera al río.

RESOLUCION

- a) De lo expuesto en el apartado 4 del capítulo V se sabe que el tiempo de estabilización absoluto viene dado por:

$$t_e = 10 \frac{X_0^2 S}{T} = 10 \cdot \frac{(1.200)^2 \times 0,1}{500} = 2.880 \text{ días}$$

Para obtener el tiempo con que ha de conseguirse la estabilización a efectos prácticos (errores del 5 y 10 % del descenso total) se aplican los coeficientes correctores de la tabla 8.

Para  $X_0 = 1.200$  m y 5 por 100 de error, coeficiente corrector = 0,1

Para  $X_0 = 1.200$  m y 10 por 100 de error, coeficiente corrector = 0,05.

Por tanto:

$$t_e \text{ con el } 5 \text{ por } 100 \text{ de error} = 2.880 \times 0,1 = 288 \text{ días}$$

$$t_e \text{ con el } 10 \text{ por } 100 \text{ de error} = 2.880 \times 0,05 = 144 \text{ días}$$

A efectos prácticos, la estabilización se consigue en un tiempo muy inferior al teórico.

- b) El descenso al cual quedan estabilizados totalmente los niveles, viene dado en la formulación del citado apartado del capítulo V.

$$D = 0,366 \frac{Q}{T} \lg \frac{2X_0}{r_p}$$

$$D = 0,366 \frac{100 \times 86,4}{500} \lg \frac{2 \times 1.200}{0,3} = 24,7 \text{ m}$$

- c) El descenso en el pozo a los ciento veintitrés días vendrá dado por la diferencia entre los descensos en el pozo debidos al bombeo y los ascensos debidos a la inyección del mismo caudal en el pozo imagen.

$$D = d - d' = \frac{Q}{4\pi T} W(u) - \frac{Q}{4\pi T} W(u')$$

$$D = \frac{Q}{4\pi T} (W(u) - W(u'))$$

siendo:

$$u = \frac{r_p^2 S}{4Tt} = \frac{(0,3)^2 \times 0,1}{4 \times 500 \times 123} = 3,6 \times 10^{-8}$$

$$u' = \frac{(2X_0)^2 S}{4Tt} = \frac{(2 \times 1.200)^2 \times 0,1}{4 \times 500 \times 123} = 2,3$$

De la tabla 5 de función de pozo se obtiene:

para $u = 3,6 \times 10^{-8}$	$W(u) = 16,56$
para $u' = 2,3$	$W(u') = 0,032$

luego:

$$D = \frac{Q}{4\pi T}(16,56 - 0,032) = \frac{100 \times 86,4 \times 16,53}{4\pi \times 500} = 22,7 \text{ m}$$

- d) El gráfico 36 o la tabla 9, debida a Jenkins, da los valores de la relación  $Q_i/Q$  entre el caudal que se sustrae al río y el que se está bombeando, en función del parámetro auxiliar:

$$\frac{T}{X_0^2 S} t$$

Después de transcurridos cuatro meses de bombeo se interrumpe éste, pero el río sigue cediendo caudales al acuífero hasta volver a rellenar la porción vaciada.

Para el cálculo de la evolución de los caudales derivados del río después de la parada, se supone que al final del cuarto mes de bombeo, en el momento en que debía pararse éste, en vez de hacerlo se inyecta en el pozo un caudal de 100 l/s, igual al de bombeo. Las sucesivas diferencias entre las pérdidas en el río debidas al bombeo y las ganancias debidas a la inyección darán la variación de las pérdidas de caudal en el río después de la parada.

Para el caso expuesto, el parámetro auxiliar:

$$\frac{T}{X_0^2 S} t, \text{ vale } \frac{500}{(1.200)^2 \times 0,1} t = 0,0035 t$$

Para los diversos tiempos transcurridos, medidos a primero de cada mes y con la ayuda de la tabla 9, se obtiene el siguiente cuadro:

Fecha	t en días	$\frac{T}{X_0S}$	Caudal teórico (l/s) derivado del río a causa del bombeo	Caudal teórico (l/s) ganado por el río debido a la inyección	Caudal real derivado del río (l/s)
1 julio	0	0	0	0	0
1 agosto	31	0,1085	3	0	3
1 septiembre	62	0,2170	13	0	13
1 octubre	92	0,3270	22	0	22
1 noviembre	123	0,4305	28	0	28
1 diciembre	154	0,5390	33	3	30
1 enero	185	0,6475	38	13	25
1 febrero	213	0,7475	41	22	19
1 marzo	244	0,8540	44	28	16
1 abril	274	0,9590	47	33	14
1 mayo	305	1,0675	49	38	11
1 junio	335	1,1725	51	41	10
1 julio	365	1,2775	53	44	9

En el gráfico 46 se representa el régimen de caudales del río, la repercusión del bombeo en el régimen del río con el nuevo régimen resultante obtenido por diferencia y, por último, el régimen del río si, durante los cuatro meses de bombeo, todo el caudal bombeado se vertiera al mismo.

Obsérvese que a primeros de julio del año siguiente, el río todavía cede al acuífero 9 l/s a causa del bombeo del año anterior. Al año siguiente, es decir, dos años después de iniciado el primer bombeo, este caudal es solamente de 3 l/s, como fácilmente podría comprobarse. Este caudal se considerará despreciable.

Considerando, por tanto, que el efecto de cada bombeo puede durar dos años, se ha corregido en el gráfico la influencia de dichos bombeos en el régimen del río. Sólo ha sido preciso ampliar el cuadro adjunto un año más.

Los beneficios de utilizar el acuífero como embalse regulador del río quedan claros en el gráfico 46. Aunque una distribución de bombeos más adecuada podría aún mejorar más los resultados, puede verse que los 70 l/s de que se disponía en la época de máximo estío (1 de septiembre), han aumentado a 140 l/s en la misma fecha, pudiendo duplicarse la cantidad de agua a usar.

### Ejercicio número 11

Calcular el caudal de explotación de un pozo, con cinco drenes radiales ( $n = 5$ ) y una longitud de dren de 40 m, para un descenso de 3 m.

El acuífero es libre y tiene un espesor saturado de 8 m.

Se sabe que en el oportuno ensayo de bombeo, realizado previamente en un pozo piloto, se ha obtenido un valor de la transmisividad de  $T = 45 \text{ m}^2/\text{h}$  ( $1.800 \text{ m}^2/\text{día}$ ) y el del radio de acción del bombeo  $R = 3.000 \text{ m}$ .



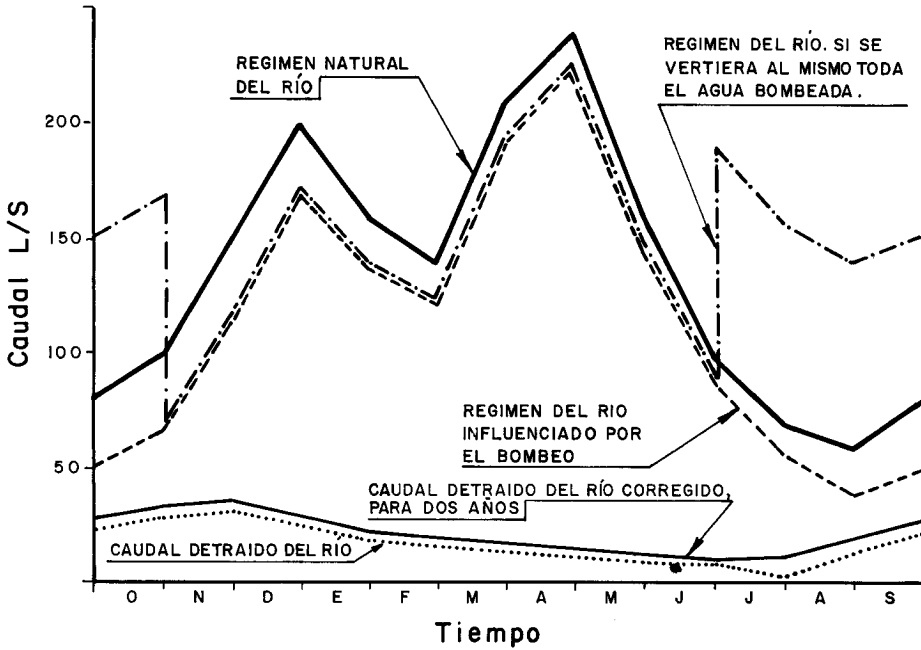


Gráfico 46.—Régimen de caudales en el río antes y después del bombeo, para el ejercicio número 10.

### RESOLUCION

Aplicando a los datos conocidos la fórmula simplificada de Schneebeli, se tiene:

$$Q = \frac{2\pi \times 45(\text{m}^2/\text{h}) \times 3(\text{m})}{\ln \left[ \frac{3.000(\text{m}) \sqrt[5]{4}}{30(\text{m})} \right]} = 184,88 \text{ m}^3/\text{h} = 51,3 \text{ l/s}$$

Utilizando el procedimiento Ranney, se llega al siguiente resultado:

$$Q = \frac{2\pi \times 45(\text{m}^2/\text{h}) \times 3(\text{m})}{\ln \left[ \frac{2 \times 3.000(\text{m})}{30(\text{m})} \right]} = 160 \text{ m}^3/\text{h} = 44,46 \text{ l/s}$$

Como puede observarse, la diferencia obtenida entre la aplicación de los dos procedimientos es del orden del 10 por 100, que es admisible en valoraciones de este tipo.



## CAPITULO VI

### ESTUDIO DE LAS CARACTERISTICAS DEL POZO

#### Consideraciones generales sobre las pérdidas de carga

El descenso total producido en un pozo por efecto de un bombeo es debido a diferentes causas, unas vienen definidas por los parámetros específicos del acuífero bombeado, y otras tienen su origen en la calidad de construcción de dicho pozo. La suma de los descensos originados por ambas causas se denomina «descenso total».

$d_1$  = descenso total observado.

$d_2$  = descenso en exterior del entubado.

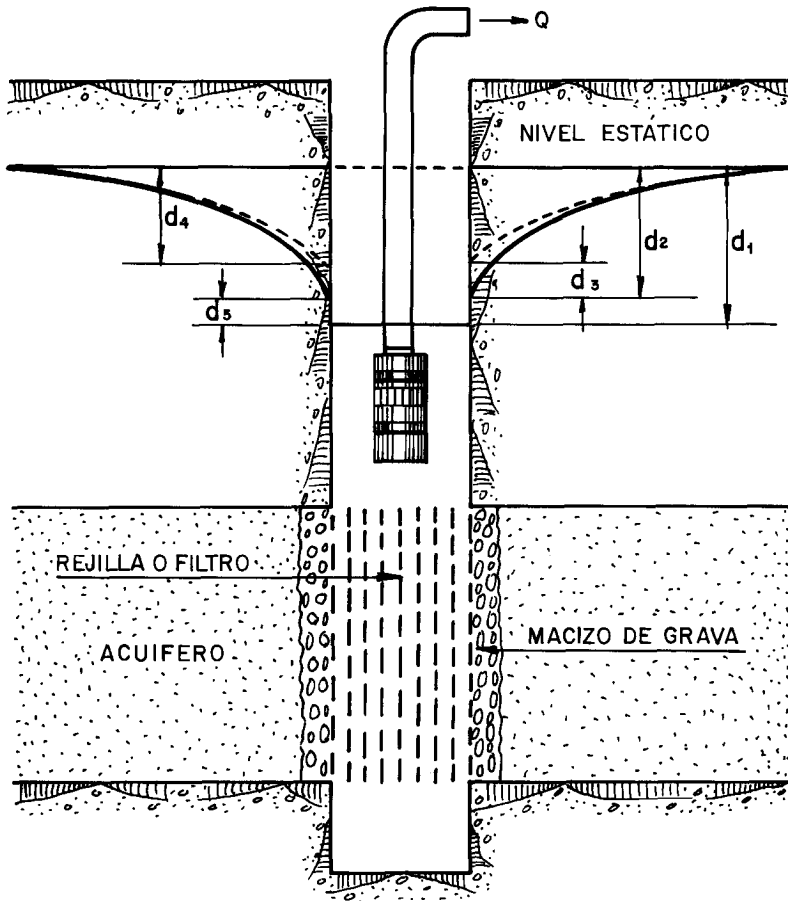
$d_3$  = descenso en el empaque de gravas y por régimen turbulento en las proximidades del pozo.

$d_4$  = descenso teórico.

$d_5$  = descenso al atravesar el entubado del pozo (filtro).

Las pérdidas de carga en el acuífero pueden ser de dos tipos:

- En primer lugar, deben considerarse las que se producen en zonas más alejadas del pozo, donde la velocidad de circulación del agua hacia el mismo es lenta, siendo el régimen laminar y cumpliéndose la ley de Darcy. En este caso, el descenso es proporcional al caudal, como se ha visto en las relaciones de descensos teóricos expresados en los capítulos II y III de este texto.
- En segundo lugar están las que se producen en las inmediaciones del



- $d_1$  = Descenso observado
- $d_2$  = Descenso en exterior del entubado
- $d_3$  = Descenso en el empaque de gravas y por regimen turbulento en las proximidades del pozo
- $d_4$  = Descenso teórico
- $d_5$  = Descenso al atravesar el entubado del pozo (filtro)

Fig. 16.—Descensos producidos por efecto de un bombeo.

pozo, donde la velocidad del agua entre los poros del acuífero aumenta como consecuencia de un estrechamiento de las líneas del flujo radial hacia dicho pozo. En este caso, el régimen no es laminar, no se cumple la ley de Darcy, y el descenso producido en este tramo del acuífero es proporcional a una cierta potencia del caudal.

Las pérdidas de carga en el pozo pueden asimismo atender a otros tres tipos de razones:

- Las debidas al rozamiento del agua al atravesar el macizo de grava filtrante.
- Las que se originan como consecuencia del rozamiento del agua a su paso por las ranuras de los filtros o las practicadas en la tubería de revestimiento.
- Las que se producen en el interior del pozo por circulación del agua hasta la aspiración de la bomba, o las que pueden ocasionarse en dicha aspiración por no disponer del suficiente espacio anular libre. Tanto unas como otras suelen ser poco importante o despreciables, por lo que no serán tenidas en cuenta en lo sucesivo. En este sentido es recomendable que la aspiración de la bomba tenga un espacio anular libre, entre bomba y entubado, no inferior a tres pulgadas.

Las pérdidas en el entorno del acuífero próximo al pozo pueden reducirse mediante un proceso de desarrollo adecuado.

Las pérdidas en el propio pozo, tanto las debidas al empaque de grava como a los filtros, se aminoran con un buen diseño de estos elementos. Se aconseja que la velocidad del agua al atravesar los filtros no supere los 3 cm/segundo.

Al conjunto formado por las pérdidas en el entorno del acuífero próximo al pozo y a la totalidad de las pérdidas en el mismo pozo es lo que se ha denominado, de un modo general, como «pérdidas de carga».

En la figura 16 se reflejan de un modo gráfico los descensos correspondientes a las diferentes causas.

El descenso total originado por un bombeo puede expresarse por la fórmula:

$$d = AQ + BQ^n \text{ (Rorabaugh)} \quad [1]$$

El término AQ representa el descenso teórico, y BQ<sup>n</sup> las pérdidas de carga debidas a los demás factores.

El coeficiente A se obtiene de la fórmula de Jacob

$$A = 0,183 \frac{1}{T} \lg \frac{2,25 Tt}{r^2 S} \quad [2]$$

B es el coeficiente de pérdidas en el pozo y en su entorno, que no depende del tiempo de bombeo.

En el gráfico 47 se observa claramente que las pérdidas aumentan con el caudal de bombeo, debido a que el valor de  $n$  suele estar comprendido entre 1 y 3,5 (Jacob considera  $n = 2$ ).

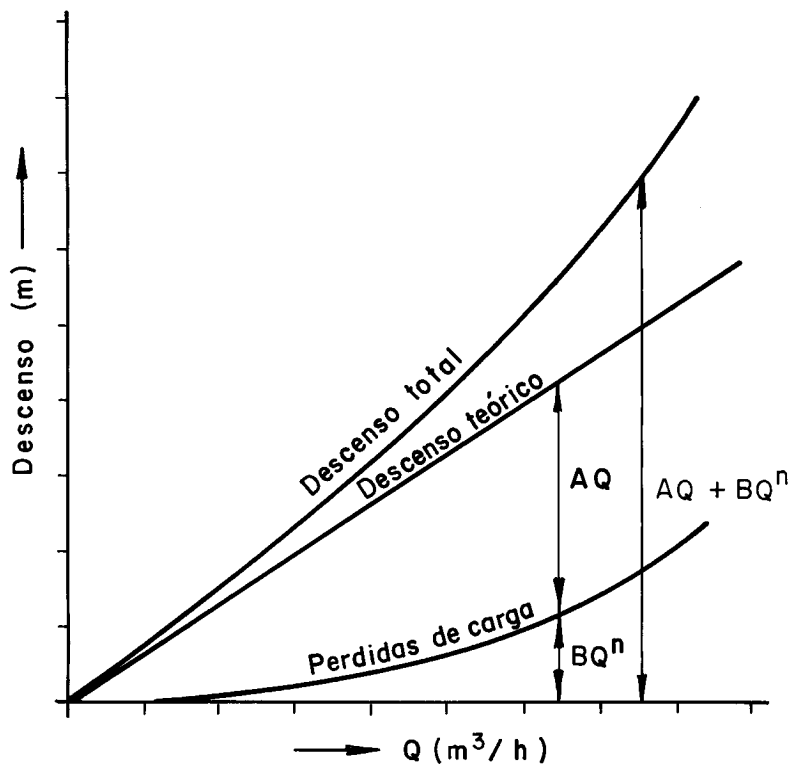


Gráfico 47.—Variación del descenso en función del caudal.

La forma generalizada de los descensos en el pozo, en función del caudal corresponde a una curva parabólica de segundo grado de la forma  $y = ax^2 + bx$ , cuando  $n = 2$ .

Como ya se ha indicado, los descensos en el acuífero son consustanciales con sus propias características (T y S) y, en función de las mismas, estos descensos serán más o menos importantes.

Las pérdidas debidas a la construcción del pozo pueden reducirse proyectando y ejecutando los sondeos con las técnicas más apropiadas al tipo de formación acuífera. Es frecuente que en acuíferos de las mismas características se encuentren pozos con muy distintos rendimientos, según el método de perforación utilizado y el sistema de acondicionamiento empleado.

Los pliegos de condiciones de los proyectos para la ejecución de un sondeo suelen detallar cada una de las operaciones a realizar. A pesar del cumplimiento puntual de las especificaciones recogidas en los mencionados pliegos, un gran número de sondeos tienen un bajo rendimiento específico por ser inadecuados los procedimientos utilizados en su construcción y acabado, lo que provoca importantes pérdidas de carga. Sin embargo, tal vez no exista demasiada inquietud por parte de los técnicos dedicados al campo de la hidrogeología en programar y realizar ensayos encaminados a cuantificar las pérdidas de carga, analizando las causas concretas que las producen para tratar de paliar, en lo posible, errores sistemáticos en la construcción de los diversos tipos de captaciones.

Son los sondeos perforados en materiales detríticos de grano fino los menos eficaces, es decir, los que mayores pérdidas de carga presentan. Esto es debido a que a las dificultades de su especial equipamiento hay que añadir, en ocasiones, el mal diseño de los filtros o un inadecuado desarrollo en el momento preciso.

Los sondeos perforados en terrenos consolidados cuyo acondicionamiento se reduce a la colocación de una tubería ranurada, no suelen tener pérdidas de consideración, siempre que el ranurado se realice de acuerdo con el caudal previsto.

Desde el punto de vista económico, el problema que se presenta ante pozos deficientemente construidos con importantes pérdidas de carga, es que la altura de elevación para obtener un determinado caudal, es muy superior a la que sería necesaria si el pozo tuviera un alto grado de eficacia. Este hecho supone un gasto adicional de energía que puede hacer antieconómica la explotación del sondeo.

Analizando el problema desde una perspectiva técnica, ocurre que algunos fracasos en captaciones de aguas subterráneas se achacan a las malas características del acuífero, descartando erróneamente, la posibilidad de nuevas captaciones con éxito, cuando en realidad dichos fracasos se deben a la mala construcción del pozo.

Como ya se ha indicado, la escasa atención que suele prestarse a este tema hace que las técnicas utilizadas para valorar las pérdidas de carga no hayan evolucionado del modo deseable, existiendo discrepancias sobre su campo de aplicación así como en los métodos de análisis y resultados obtenidos.

Se trata en estos capítulos de exponer los procedimientos convencionales y la metodología práctica para la ejecución de bombeos con esta determinada finalidad.

## **Métodos de estimación de las pérdidas de carga**

Para hacer una valoración estimativa de las pérdidas de carga de un sondeo, son varios los procedimientos a utilizar en función de las disponibilidades particulares de cada caso.

Como ya se ha indicado en el apartado anterior se consideran «pérdidas de carga» todos aquellos descensos que se producen durante el bombeo, y que pueden considerarse parásitos por no ser necesarios para movilizar el flujo de agua del acuífero hacia el pozo.

Cuando se dispone de un piezómetro de observación que suministre datos fiables para el cálculo del coeficiente de almacenamiento, se puede calcular el descenso teórico a partir de los parámetros del acuífero (T y S), para un tiempo de bombeo y caudal conocidos por los procedimientos usuales. Restando al descenso total medido en el pozo, el teórico calculado, se obtienen las pérdidas de carga.

$$\text{Descenso total} = \text{Descenso teórico} + \text{Pérdidas de carga}$$

Ejemplo:

Estimar las pérdidas producidas en un sondeo de 400 mm de  $\varnothing$ , sabiendo que el descenso medido al cabo de cinco días fue de 5,86 m y que el caudal de bombeo se mantuvo constante en 3.456 m<sup>3</sup>/día.

El bombeo se ha realizado en régimen variable y las constantes del acuífero son:

$$T = 50 \text{ m}^2/\text{h} = 1.200 \text{ m}^2/\text{ día.}$$

$$S = 5 \cdot 10^{-3}$$

Aplicando Jacob se tiene:

$$d_{\text{teórico}} = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 Tr}{r^2 S}$$

$$d_i = 0,183 \frac{3.456 \text{ m}^3/\text{día}}{1.200 \text{ m}^2/\text{día}} \lg \frac{2,25 \times 1.200 \times 5 \text{ días}}{0,04 \text{ m} \times 5 \cdot 10^{-3}} = 4,13 \text{ m}$$

Descenso producido por pérdidas de carga = 5,86 m – 4,13 m = 1,73 m.

Como se observará, el método permite calcular las pérdidas para un determinado caudal, pero el dato no es extrapolable para distintos caudales debido a que dichas pérdidas aumentan con la potencia enésima de Q, y no se conoce el valor de n.

Cuando son varios los puntos de observación pueden estimarse las pérdidas en el pozo mediante el procedimiento gráfico que es posible deducir del análisis de los perfiles de descensos.

Para ello se tomarán los valores de los descensos, a un mismo tiempo, en el pozo y en cada uno de los piezómetros, así como las distancias entre éstos y dicho pozo de bombeo.

Mediante una representación descenso-lg distancias se obtendrá una recta con una cierta pendiente, que se proyectará hasta alcanzar el radio del pozo de bombeo. El punto de corte corresponde al descenso teórico. La



diferencia entre el descenso medido y el obtenido por este procedimiento, son las pérdidas de carga en el pozo.

Para la aplicación del método no es necesario el control sistemático de la evolución de niveles. Tampoco es necesario la estabilización de los mismos, lo que limita ventajosamente el tiempo de duración del ensayo.

Por este método, además de conocer las pérdidas de carga puede calcularse el valor de la transmisividad, el radio de influencia e incluso el coeficiente de almacenamiento, como se expone en el apartado de análisis de perfiles de descensos del capítulo III.

Para la mejor comprensión de lo expuesto, se cita el siguiente ejemplo:

Tres piezómetros distantes del punto de bombeo 5, 20 y 100 m presentan unos descensos a un tiempo dado de 3,7, 2,6 y 1,4 m, respectivamente.

El caudal ha sido de 36 m<sup>3</sup>/hora (864 m<sup>3</sup>/día) y el descenso medido en el pozo de bombeo de 7,25 m.

Calcular: Transmisividad, radio de influencia y pérdidas de carga, sabiendo que el radio del pozo es de 0,25 m.

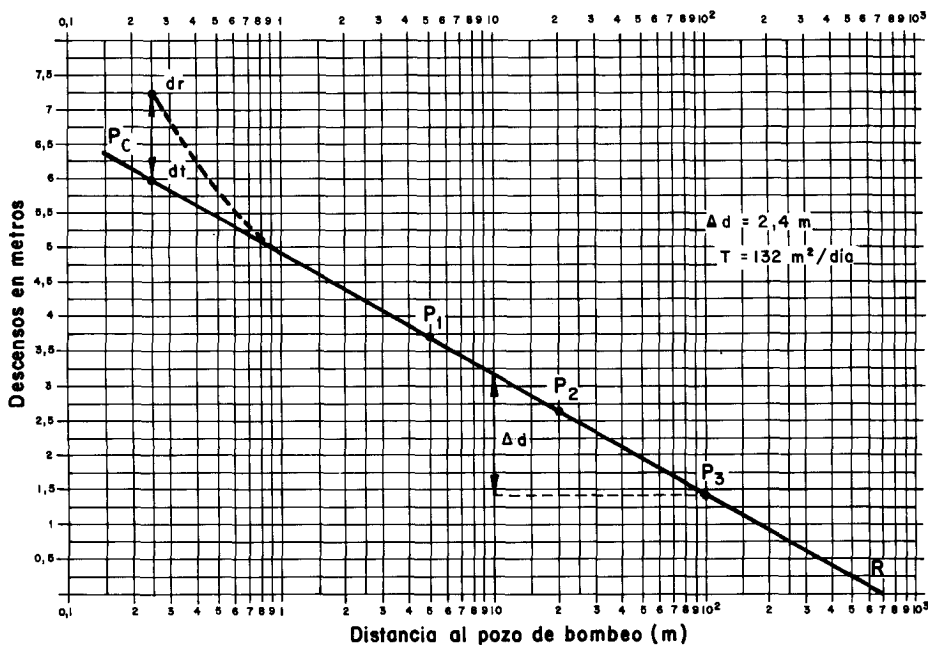


Gráfico 48.—Cálculo de transmisividad, radio de influencia y pérdidas de carga.

En el gráfico 48 se han representado, en el eje de abscisas, las distancias con escala logarítmica, y en el eje de ordenadas los descensos según escala aritmética.

Conocido el valor de la pendiente de la recta  $\Delta d = 2,4$  m, y sustituyendo su valor en la ecuación:

$$\Delta d = 0,366 \frac{Q}{T}, \text{ se obtiene:}$$

$$T = 132 \text{ m}^2/\text{día}$$

El radio de influencia, en ese momento, viene dado por el punto de corte de la recta con el eje de abscisas, donde el descenso es nulo;  $R = 700$  m.

El descenso teórico corresponde al descenso obtenido para una distancia de 0,25 m (radio del pozo), y su valor es de 6 m.

Las pérdidas de carga podrán obtenerse por diferencia entre el descenso real medido y el teórico calculado:  $7,25 \text{ m} - 6 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$ .

Como en el caso anterior, el descenso por pérdidas de carga ( $BQ^n$ ) calculado es válido para el caudal ensayado, no siendo posible determinar los descensos correspondientes para otros regímenes de bombeo por desconocerse el valor de los coeficientes  $B$  y  $n$ .

Otro procedimiento para la estimación de las pérdidas de carga en el pozo, consiste en el cálculo del radio equivalente del mismo.

El radio equivalente o radio efectivo de un pozo  $r_e$  es la distancia entre el eje del pozo y el punto donde comienza a formarse el cono de descensos, como consecuencia de un bombeo a caudal  $Q$ .

Cuando el  $r_e > r_p$ , puede suponerse que las pérdidas de carga en el pozo son pequeñas. Contrariamente, si  $r_e < r_p$ , dichas pérdidas pueden ser considerables (fig. 17).

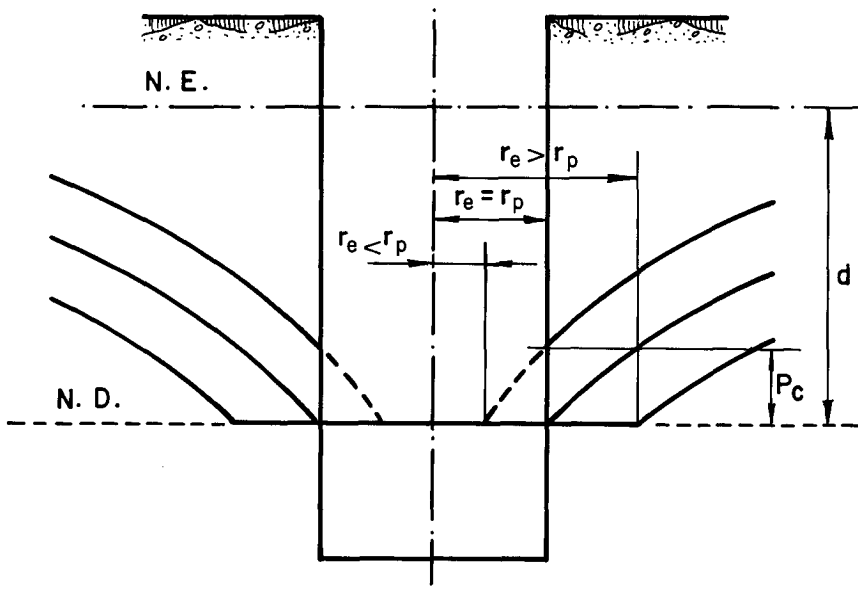


Fig. 17.—Representación del radio equivalente  $r_e$ .

El valor del radio equivalente se obtiene a partir de la ecuación del descenso, sustituyendo el radio del pozo por el de su radio equivalente ( $r_e$ ):

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r_e^2 \cdot S}$$

que expresa el descenso teórico:

$$d = AQ, \text{ siendo:}$$

$$A = \frac{0,183}{T} \lg \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r_e^2 \cdot S}$$

Es evidente que para el cálculo de  $r_e$ , además de conocer los parámetros del acuífero  $T$  y  $S$ , así como el caudal  $Q$  y el tiempo de bombeo  $t$ , será necesario conocer el valor del coeficiente  $A$ . Dicho valor se obtendrá por los procedimientos gráficos de tanteo a partir de bombeos escalonados, como se expone en el capítulo VII.

Medido el descenso total creado en un pozo como consecuencia de un bombeo, pueden estimarse las pérdidas de carga restando al mencionado descenso, el teórico deducido a partir de la ecuación [1].

El siguiente ejemplo puede ser útil para comprender con facilidad lo anteriormente expuesto.

Calcular el radio equivalente y las pérdidas de carga de un pozo de 0,20 m de radio de entubación, sabiendo que:

$$\begin{array}{ll} T = 100 \text{ m}^2/\text{día}, & S = 3,3 \cdot 10^{-4}, \\ t = 1 \text{ día} & \text{y} \quad Q = 1,296 \text{ m}^3/\text{día} \end{array}$$

Mediante un bombeo escalonado, se ha obtenido:  $A = 0,013 \text{ día/m}^2$ . El descenso total registrado fue de 18,8 m.

La ecuación [1] puede expresarse de la siguiente forma:

$$A = \frac{0,183}{T} \lg \frac{2,25 \cdot T \cdot t \cdot 1/S}{r_e^2}$$

$$A = \frac{0,183}{T} \lg \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{S} - \frac{0,183}{T} \lg r_e^2$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$0,013 = \frac{0,183}{100} \lg \frac{2,25 \times 100 \times 1}{0,00033} - \frac{0,183}{100} \lg r_e^2$$

$$0,013 = 0,00183 \times 5,83 - 0,00183 \cdot \lg r_e^2 ;$$

$$\lg r_e^2 = - \frac{0,002}{0,00183} = -1,1$$

$$r_e^2 = 0,08 \quad ; \quad r_e = 0,28 \text{ m}$$

El descenso teórico sería:

$$d = AQ = 0,013 \times 1.296 = 17,1 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga:

$$BQ^n = 18,8 - 17,1 = 1,7 \text{ m}$$

Este procedimiento se comenta a título informativo, pero no debe ser utilizado para valorar el grado de eficiencia de la obra de captación. Téngase presente que los valores de A, obtenidos por procedimientos gráficos de tanteo, no son rigurosamente exactos y, por tanto, para pequeñas variaciones de este coeficiente, se obtendrán valores muy dispares del  $r_e$  que pueden conducir a erróneas valoraciones.

## CAPITULO VII

### METODO DE BOMBEO ESCALONADOS

#### Metodología general

El método de bombeos escalonados es el más usual para el cálculo de los coeficientes de la fórmula general de descensos:  $d = AQ + BQ^n$ . La aplicación del método no precisa de pozos auxiliares de observación, lo que representa una gran ventaja sobre los procedimientos anteriores, ya que, por lo general, no se dispone de piezómetros que permitan conocer las características del acuífero.

Introducidos los valores de un bombeo ( $Q$  y  $d$ ) en la fórmula general, son tres las incógnitas a conocer:  $A$ ,  $B$  y  $n$ , siendo necesario, al menos, una terna de valores para poder resolver el sistema:

[1]

$$d_1 = AQ_1 + BQ_1^n$$

$$d_2 = AQ_2 + BQ_2^n$$

$$d_3 = AQ_3 + BQ_3^n$$

Esta terna de valores se obtendrá a partir de tres bombeos realizados con diferentes caudales y, a ser posible, de la misma duración.

Para mayor seguridad conviene realizar cuatro o más bombeos ante la posibilidad de producirse anomalías en alguno de ellos, eliminando aquellos resultados que no se ajustan a la alineación definida por los demás.

Los caudales de bombeo serán crecientes, guardando una cierta relación entre ellos. No conviene realizar escalones con caudales muy dispares, ya que puede pasarse de un régimen laminar a otro turbulento al aumentar excesivamente el caudal entre los mismos, haciendo inviable la aplicación del método por variar el valor de  $n$  entre un escalón y el siguiente.

La duración de los bombeos escalonados puede ser distinta según el comportamiento de cada pozo. Generalmente, el tiempo que suele darse a cada escalón oscila entre 0,5 y 3 h.

El mecanismo operativo consistiría en lograr la estabilización de niveles para cada uno de los caudales. Sin embargo, este régimen estacionario no suele conseguirse con facilidad en la mayoría de las ocasiones, y su intento puede conducir a bombeos muy largos con costos no justificados, ya que puede llegarse a los mismos resultados con escalones de una o dos horas.

Conviene deducir las dimensiones de los coeficientes A y B para hacer homogéneas las unidades a utilizar en posteriores cálculos.

En la ecuación:  $d = AQ + BQ^n$ , haciendo  $AQ = d_1$  y  $BQ^n = d_2$ , tiene:

$$|A| = \frac{d_1}{Q} = \frac{L}{L^3/\overset{*}{T}} = \frac{\overset{*}{T}}{L^2} = \overset{*}{T} \cdot L^{-2}$$

$$B = \frac{d_2}{Q^n} = \frac{L}{L^{3n}/\overset{*}{T}^n} = \frac{\overset{*}{T}^n}{L^{3n-1}} = \overset{*}{T}^n \cdot L^{-3n+1}$$

$\overset{*}{T}$  = dimensión tiempo

El valor de  $n$  puede variar entre 1 y 3,5 (Lennox).

Antes de proceder a ningún tipo de pruebas, es necesario realizar una limpieza a fondo del sondeo para que los resultados obtenidos no estén enmascarados por una falta de desarrollo de la captación

## Escalones con recuperación

El modo operativo consiste en efectuar unos bombeos escalonados a caudales crecientes y constantes para cada escalón, tomándose el valor del descenso en cada uno de ellos, y dejando recuperar total o casi totalmente el nivel inicial al término de cada bombeo (gráficos 49 y 50).

El método tiene el inconveniente de que las recuperaciones suelen ser lentas, y requiere de largos periodos de tiempo, sobre todo si se desea una recuperación total de niveles. Por el contrario, presenta la ventaja de evitar extrapolaciones que pueden conducir a errores, ya que todos los descensos medidos se refieren al mismo nivel de partida.

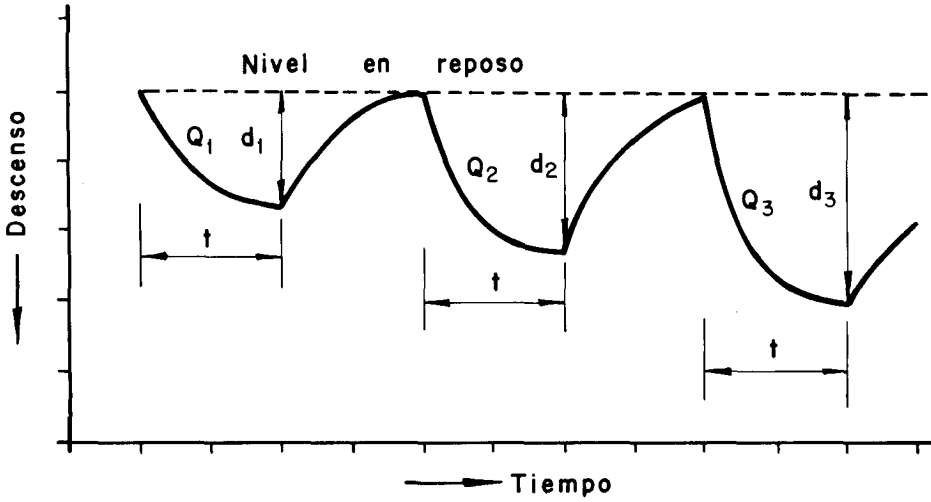


Gráfico 49.—Bombeos escalonados con recuperación total.

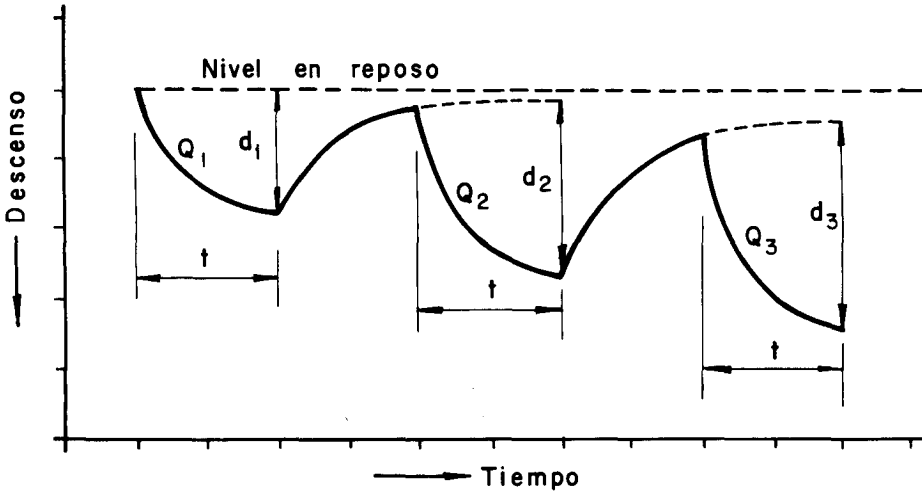


Gráfico 50.—Bombeos escalonados con recuperación parcial.

El tiempo de duración de cada bombeo ( $t$ ) es el mismo para todos ellos. Los pares de valores  $(Q, d)$  obtenidos, se sustituirán en el sistema de ecuaciones [1] para su resolución.

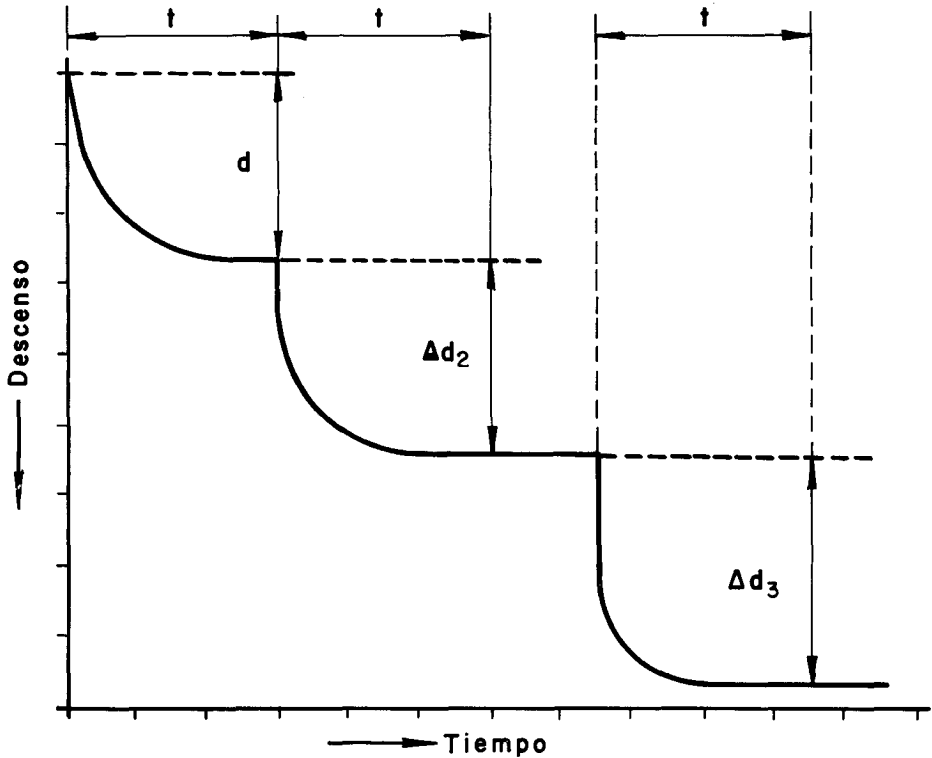


Gráfico 51.—Bombeos escalonados con distinta duración y niveles totalmente estabilizados.

Quando la duración de un bombeo no es igual al anterior o al siguiente, deben tomarse siempre las medidas de nivel en el momento correspondiente al tiempo ( $t$ ) (gráfico 51).

### Escalones sin recuperación

Este método consiste en efectuar bombeos con caudal creciente e igual tiempo de duración, sin necesidad de interrumpir la prueba al término de cada uno. Los descensos que se toman son los originados por cada uno de los caudales (gráficos 52 y 53).

El primer descenso,  $d_1$ , creado por el caudal  $Q_1$ , es la diferencia entre el nivel final, al cabo del tiempo  $t$ , y el inicial en reposo. En el segundo escalón existe un incremento del caudal ( $Q_2 - Q_1$ ), lo que produce un descenso adicional  $\Delta d_2$ . Al caudal  $Q_2$  corresponderá, por tanto, un descenso:  $d_2 = d_1 + \Delta d_2$ . El descenso correspondiente al tercer caudal  $Q_3$  será:  $d_3 = d_1 + \Delta d_2 + \Delta d_3$ .



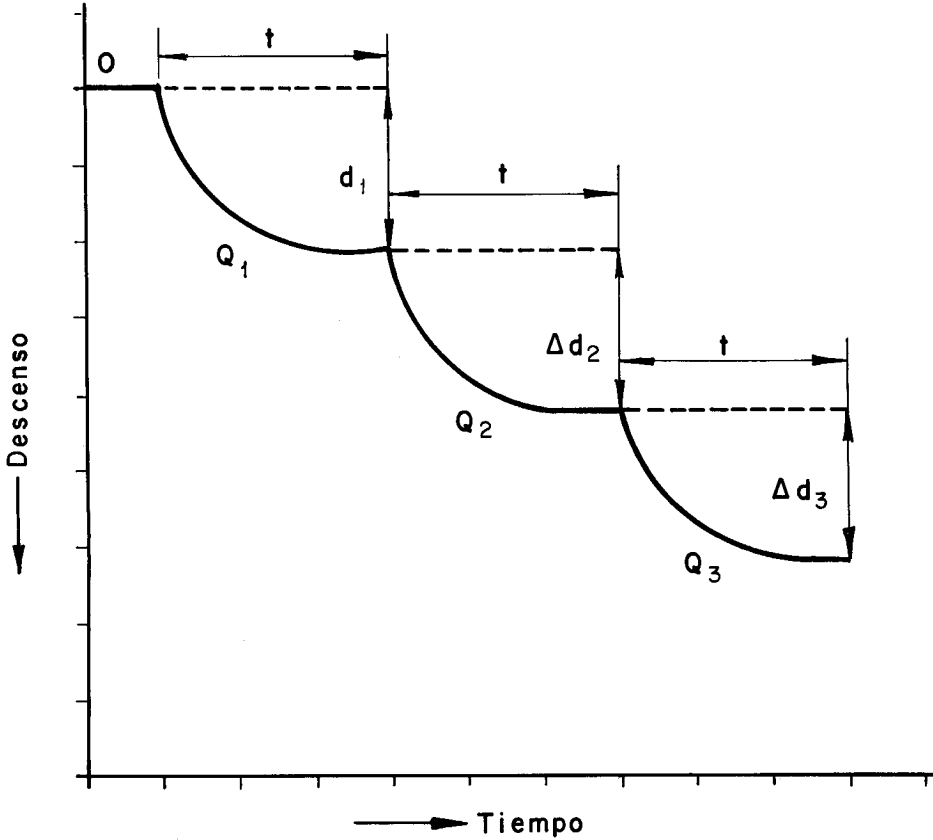


Gráfico 52.—Bombeos escalonados sin recuperación con estabilización de niveles.

Si al final de cada escalón los niveles están totalmente estabilizados, los incrementos de descensos se obtienen directamente por diferencia entre un nivel y el siguiente. No es frecuente encontrarse con acuíferos que tengan este tipo de comportamiento, a no ser que existan barreras positivas próximas que estabilicen de modo rápido los descensos producidos por los bombeos.

Las extrapolaciones, en aquellos casos que no se consiga estabilizar los niveles, deben hacerse con el mayor cuidado para no cometer errores importantes que distorsionen los verdaderos valores de cada descenso.

Como ya se ha indicado, no conviene que los caudales elegidos para este tipo de pruebas, tengan una variación excesiva. En el apartado de campo de aplicación y reflexiones generales se efectúa un análisis que permite la selección de caudales para lograr la adecuada estabilidad del método. También deben evitarse bombeos con caudales que superen la capacidad productiva de la captación o que provoquen descensos por debajo del techo del primer acuífero explotado, en un sistema multicapa.

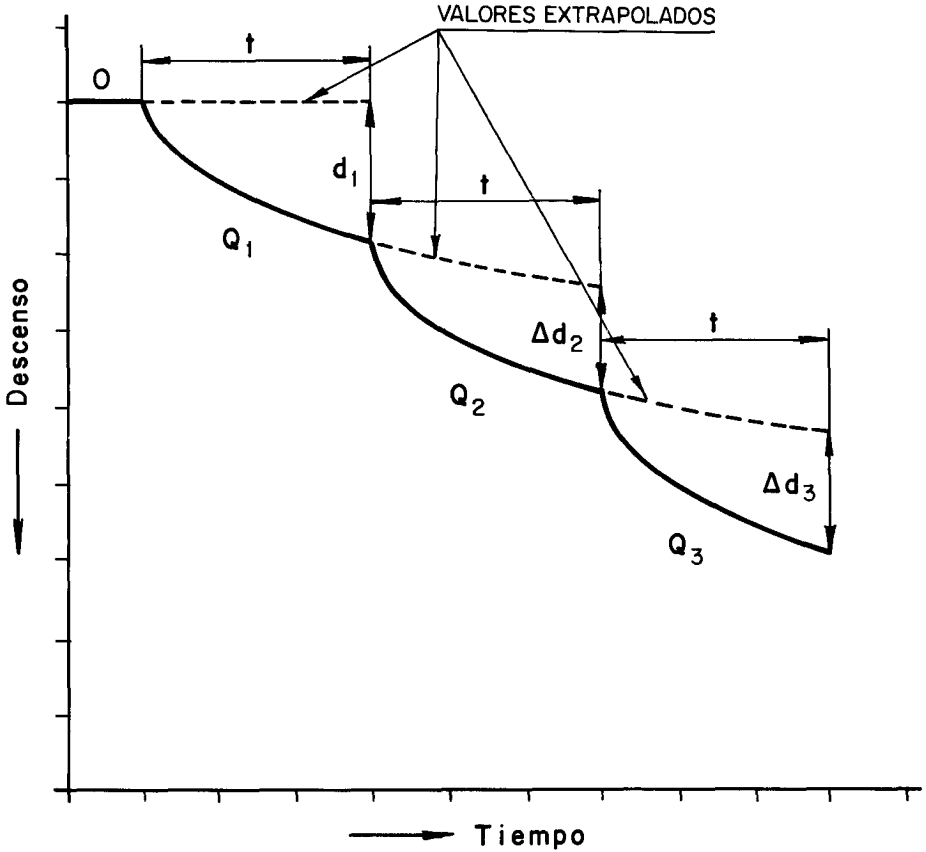


Gráfico 53.—Bombeos escalonados sin recuperación y con niveles no estabilizados.

Por último, conviene indicar la necesidad de un riguroso control de cada uno de los caudales, evitando oscilaciones en los mismos, así como extremar el cuidado para que las mediciones de niveles sean lo más correctas posibles.

### Métodos de resolución para el cálculo de los coeficientes

Conocidos los caudales de bombeo y los respectivos descensos producidos, se puede resolver el sistema de ecuaciones:

$$d_1 = AQ_1 + BQ_1^n$$

$$d_2 = AQ_2 + BQ_2^n$$

$$d_3 = AQ_3 + BQ_3^n$$

por varios procedimientos.

Es fácil observar que supuesto el valor de  $n = 2$ , no sería necesario más que un par de valores ( $Q, d$ ) para la rápida resolución analítica de los coeficientes  $A$  y  $B$ ; pero no es acertado fijar el valor de  $n$ , puesto que son muchos los casos en los que  $n$  es distinto de 2.

Los métodos gráficos más corrientes consisten en proceder a tanteos de « $n$ » y « $A$ ».

### Método de tanteo del valor de « $n$ »

Dividiendo por  $Q$  cada una de las ecuaciones planteadas, el sistema anterior queda transformado en:

$$\begin{aligned}d_1/Q_1 &= A + BQ_1^{n-1} \\d_2/Q_2 &= A + BQ_2^{n-1} \\d_3/Q_3 &= A + BQ_3^{n-1}\end{aligned}$$

Dando a  $n$  el valor 2 y representando  $d/Q$  en ordenadas y  $Q^{n-1}$  en abscisas, en un sistema de ejes métricos, pueden ocurrir dos cosas:

- 1) Que se obtenga una línea recta con los pares de valores ( $d/Q, Q^{n-1}$ ), lo cual implica necesariamente que la  $n$  vale realmente 2; pudiendo medirse sobre el gráfico (dado que es una recta) el valor de  $A$  (ordenada en el origen) y el de  $B$  (pendiente de la recta).
- 2) Que no se obtenga una línea recta, con lo cual  $n \neq 2$  y hay que proceder a tantear su valor.

Para el tanteo de  $n$ , se comenzará por darle un valor cualquiera, comprendido, como se ha visto, entre 1 y 3,5, y se representan nuevamente los pares de valores ( $d/Q, Q^{n-1}$ ) sobre el mismo gráfico con el oportuno cambio de escala en el eje de abscisas. La nueva escala debe elegirse, por razones representativas, de manera que la amplitud del abanico de valores en el sentido del eje de abscisas sea similar al que se tenía para  $n = 2$ . Si la nueva curva obtenida es en realidad una recta, el valor arbitrario que se le ha dado a  $n$  es el real. A partir de esta última recta se obtienen  $A$  y  $B$ .

Si por el contrario la nueva curva obtenida no es una recta se procederá a tantear con nuevos valores de  $n$ .

La  $n$  no debe tantearse de una manera totalmente arbitraria, sino que puede sujetarse a ciertas reglas:

Si con  $n = 2$  la curva presenta concavidad hacia el eje  $OY$  positivo se prueba  $n = 2,5$ . Si la nueva curva presenta concavidad hacia el eje  $OY$  negativo,  $n$  está entre 2 y 2,5, y si continuara presentando la concavidad en el mismo sentido (eje  $OY$  positivo) se tanteará para  $n = 3$ . Así sucesivamente.

Para mayor claridad de lo expuesto, veáanse los ejemplos correspondientes.

Pudiera haber ocurrido que para  $n = 2$  la curva presentara concavidad hacia el eje  $OY$  negativo. En este caso empieza a tantearse con  $n = 1,5$  y se procede de un modo totalmente análogo al caso anterior.

Para la más clara comprensión del método expuesto, se aconseja la lectura del apartado de problema característico que se incluye al final de este capítulo.

### Método de tanteo del valor de «A»

La ecuación general de descenso  $d = AQ + BQ^n$ , se puede transformar en la siguiente:

$$d/Q - A = BQ^{n-1}$$

Tomando logaritmos, se tiene:

$$\lg [d/(Q - A)] = (n - 1) \lg Q + \lg B$$

que, representada en papel doble logarítmico es la ecuación de una recta. Por tanto, llevando en el eje de ordenadas los valores de  $\lg (d/Q - A)$ , y en abscisas los de  $\lg Q$ , se deberá obtener una recta de pendiente  $n - 1$ .

El valor de A es, naturalmente, desconocido y debe ir dándose valores a dicho coeficiente hasta obtener la línea recta que necesariamente debe salir.

Dado que no es posible introducir arbitrariamente valores de A dentro de la escala natural de los números, debe tenerse una idea previa de dicho valor.

Por ello lo más aconsejable es combinar el «método de tanteo de A» con el anteriormente expuesto «método de tanteo de n».

Cuando se tiene la  $n$  acotada entre valores de 0,5 (por ejemplo,  $2 < n < 2,5$ ) puede hacerse una primera estimación de A, con la que hacer el primer tanteo por este segundo método.

Como  $\lg (d/Q - A)$  tiene valores negativos, la representación suele hacerse considerando valores absolutos crecientes en el sentido positivo del eje de ordenadas. Los valores reales irán decreciendo en este sentido.

Si la curva obtenida con el primer tanteo de A presenta su concavidad hacia abajo, se deberán tanteear con valores más pequeños para dicho coeficiente (mayores en valor absoluto) y viceversa. Se recomienda una vez más la lectura de los problemas característicos del final de este capítulo.

### Método analítico

En el sistema de ecuaciones:

$$d_1/Q_1 = A + BQ_1^{n-1}$$

$$d_2/Q_2 = A + BQ_2^{n-1}$$

$$d_3/Q_3 = A + BQ_3^{n-1}$$

eliminando A y B, se tiene:

$$\frac{\frac{d_2}{Q_2} - \frac{d_1}{Q_1}}{\frac{d_3}{Q_3} - \frac{d_2}{Q_2}} = \frac{Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}}{Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}}$$

Bastará ensayar con distintos valores de  $n$ , hasta encontrar el que mejor cumpla la igualdad establecida anteriormente. Con el valor de  $n$  obtenido pueden calcularse, por sustitución, A y B.

Este procedimiento, aun siendo el más inmediato, suele ser largo y complicada, si no se dispone de computadoras.

### Método gráfico (Custodio)

Otro procedimiento para resolver la ecuación  $d = AQ + BQ^n$ , es el expuesto por Custodio.

La ecuación general se transforma en la siguiente:

$$d/Q = A \left( 1 + \frac{B}{A} Q^{n-1} \right) = A \cdot F(\alpha) \quad [1]$$

siendo:

$$\alpha = Q \left( \frac{B}{A} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad [2]$$

luego:

$$F(\alpha) = 1 + \alpha^{n-1}$$

Tomando logaritmos en las ecuaciones [1 y 2] se tiene:

$$\lg d/Q = \lg F(\alpha) + \lg A \quad [3]$$

$$\lg Q = \lg \alpha + \frac{1}{n-1} \lg \left( \frac{A}{B} \right) \quad [4]$$

Representados en papel bilogarítmico los valores de  $F(\alpha)$  en función de  $(\alpha)$ , se obtienen las curvas patrón del gráfico 54.

En la tabla 11 se dan los valores de  $F(\alpha) = 1 + \alpha^{n-1}$ , en función de  $(\alpha)$  y  $n$ .

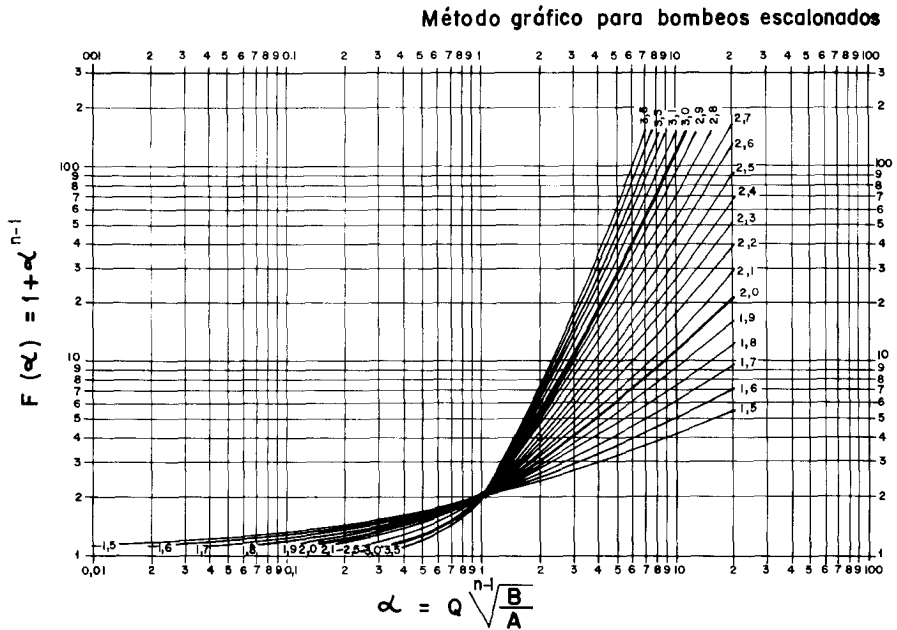


Gráfico 54.—Curvas patrón para análisis de bombes escalonados.

De la observación de las ecuaciones [3] y [4] se deduce fácilmente que representados los datos obtenidos en los bombes ( $d/Q$ ,  $Q$ ) en papel bilogarítmico, se encontrará una desviación de magnitud  $\lg A$  en el eje de ordenadas, y  $[1/(n - 1)] \lg A/B$  en abscisas, con relación de las curvas del gráfico 54.

Dibujados los valores obtenidos en el ensayo ( $d/Q$ ,  $Q$ ) en papel doble logarítmico del mismo módulo que el utilizado para las curvas tipo, se hará coincidir, mediante una traslación manteniendo los ejes paralelos, la curva del ensayo con alguna de las curvas patrón dibujadas en papel transparente. En esta coincidencia se puede leer el valor de  $n$  directamente. Tomando un punto común para ambas curvas, se obtienen los valores ( $d/Q$ ,  $Q$ ), en la curva experimental, y  $[F(\alpha)$ ,  $(\alpha)]$  en la curva patrón.

De las ecuaciones [1] y [2] se deduce que:

$$A = \frac{d/Q}{F(\alpha)} ; \quad B = A \left( \frac{\alpha}{Q} \right)^{n-1}$$

En la contraportada de este trabajo se incluyen las curvas patrón, en papel transparente, con escala bilogarítmica de 62,5 mm de módulo.

Este método no es lo suficientemente preciso, y sólo es útil para establecer una primera aproximación.

TABLA 11

VALORES DE LA FUNCION  $1 + \alpha^{n-1}$  PARA EL ANALISIS DE DATOS DE ENSAYOS DE BOMBEO ESCALONADOS. LOS VALORES DE  $n \geq 2,0$  HAN SIDO OBTENIDOS CON ORDENADOR (SEGUN CUSTODIO, 1972, INFORME INTERNO)

$\alpha \backslash n$	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4
0,01	1,100	1,063	1,040	1,025	1,016	1,010	1,006	1,004	1,003	1,002
0,02	1,141	1,096	1,065	1,044	1,030	1,020	1,014	1,009	1,006	1,004
0,03	1,200	1,145	1,105	1,076	1,055	1,040	1,029	1,021	1,015	1,011
0,04	1,265	1,203	1,155	1,119	1,091	1,070	1,054	1,041	1,032	1,024
0,1	1,316	1,251	1,200	1,158	1,126	1,100	1,079	1,063	1,050	1,040
0,2	1,447	1,381	1,324	1,276	1,235	1,200	1,170	1,145	1,123	1,105
0,4	1,632	1,577	1,527	1,480	1,438	1,400	1,365	1,333	1,304	1,277
0,7	1,837	1,807	1,779	1,752	1,725	1,700	1,675	1,652	1,629	1,607
1	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
2	2,414	2,516	2,625	2,741	2,866	3,000	3,144	3,297	3,462	3,639
4	3,000	3,297	3,639	4,031	4,482	5,000	5,595	6,278	7,063	7,964
7	3,646	4,214	4,905	5,743	6,762	8,000	9,504	11,330	13,549	16,245
10	4,162	4,981	6,012	7,310	8,943	11,000	12,589	16,849	20,953	25,114
20	5,472	7,034	9,142	11,968	15,823	21,000	27,986	37,411	50,129	67,289

(Continuación)

	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5
1,001	1,001	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,003	1,002	1,001	1,001	1,001	1,001	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,008	1,006	1,004	1,003	1,002	1,002	1,001	1,001	1,001	1,001	1,000	1,000
1,019	1,014	1,011	1,008	1,006	1,005	1,004	1,003	1,003	1,002	1,002	1,001
1,032	1,025	1,020	1,016	1,013	1,010	1,008	1,006	1,006	1,005	1,004	1,003
1,089	1,076	1,065	1,055	1,047	1,040	1,034	1,029	1,029	1,025	1,021	1,018
1,253	1,231	1,211	1,192	1,175	1,160	1,146	1,133	1,133	1,122	1,111	1,101
1,586	1,565	1,545	1,526	1,508	1,490	1,473	1,456	1,456	1,440	1,425	1,410
2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
3,828	4,031	4,249	4,482	4,732	5,000	5,287	5,595	5,925	6,278	6,657	7,064
9,000	10,190	11,556	13,126	14,929	17,000	19,379	22,112	25,251	28,858	33,000	37,714
19,520	23,409	28,332	34,203	41,335	50,000	60,526	73,313	88,846	107,717	130,642	158,000
32,623	40,811	51,119	64,096	80,438	101,000	126,892	159,489	200,526	252,188	317,227	398,000
90,443	120,683	164,836	220,712	297,453	401,000	540,712	729,225	983,580	1326,780	1789,854	2410,000

## Métodos informáticos

Los métodos expuestos anteriormente son de elaboración larga y complicada, teniendo en su contra, además de la posibilidad de error en el cálculo, su poca exactitud como consecuencia de la imprecisión que puede tener el trazado de los gráficos para las escalas de trabajo normalmente utilizadas.

Disponer de medios mecanizados de cálculo equivale a eliminar los inconvenientes que pueden presentarse en el cálculo de gabinete.

El volumen de trabajo para la resolución de este tipo de problemas es muy bajo para la utilización de ordenadores, incluso de pequeña capacidad. Por ello, el uso de calculadoras manuales programables puede ser un adecuado sistema para el tratamiento de los datos aportados por los bombeos de ensayo a caudales escalonados.

En el apéndice «C» de este libro se incluyen algunos programas simplificados para calculadoras científicas programables que serán útiles al lector, bien para su aplicación inmediata o sirviéndole de guía para la confección de sus propios programas.

## Análisis de resultados

### Valor de $n$

El valor de la  $n$  suele estar comprendido entre 1 y 3,5. Fue Jacob quien supuso  $n = 2$  para un régimen intermedio, pero existen otros factores, como la disminución del espesor saturado en acuíferos libres que pueden incrementar el valor de  $n$ .

Cuando  $n$  está comprendido entre 1 y 2, el régimen de circulación en las proximidades del pozo es sensiblemente laminar, tanto más cuanto menor sea  $n$ . A pesar de que exista régimen laminar, si el número de Reynolds es elevado, aparecen pérdidas de carga proporcionales a  $Q^n$ , siendo  $n > 1$ . No se cumple, por tanto, la ley de Darcy.

Si  $n = 1$ , de la ecuación general de descensos  $d = AQ + BQ^n$ , se desprende que el descenso es proporcional al caudal, pero no es posible separar cada uno de los sumados que integran dicha ecuación. En este caso el régimen es laminar y las pérdidas de carga, aunque es posible que existan, son a efectos prácticos despreciables, téngase en cuenta que  $A$  suele ser mucho mayor que  $B$ .

Cuando  $n$  es mayor de 2, deben analizarse las causas adicionales que se suman al aparecer una circulación de régimen turbulento.

El valor de  $n$  puede variar en función de los caudales del ensayo. Si estos caudales son pequeños respecto de la capacidad productiva del sondeo, el régimen de circulación será de tipo laminar, pudiendo pasar a turbulento si se incrementan de modo importante dichos caudales. Por este motivo, sucede con frecuencia que, al representar los datos de un ensayo, se definan alineaciones



perfectas para una serie de valores, quedando fuera de esta recta los puntos conseguidos a partir de un determinado caudal, por originarse el citado cambio de régimen.

Conviene, por tanto, que los caudales elegidos para el ensayo estén acotando al caudal de explotación, para que las valoraciones de los descensos por pérdidas de carga sean representativas a la hora de plantear la ecuación general del descenso.

El valor del coeficiente  $n$  varía en función de la construcción y equipado del pozo y de las características del acuífero en que se ubica.

### Valor de A

El coeficiente A corresponde a las pérdidas de circulación en la formación y depende de las características específicas del acuífero (T y S), así como del tiempo de bombeo, cuando se realiza un ensayo en régimen variable.

Siendo:

$$A = \frac{0,183}{T} \lg \frac{2,25 Tt}{r_p^2 S},$$

la influencia del radio del pozo tiene poca importancia al estar bajo forma logarítmica. La diferencia entre el radio del entubado y el radio equivalente o efectivo  $r_e$ , puede indicar el grado de desarrollo del sondeo. Así, si  $r_e > r_p$  puede pensarse que el pozo está, en principio, bien construido, aunque este tipo de valoraciones deben usarse con prudencia.

El valor de «A», aunque puede ser un indicador del descenso teórico, no está bien definido, ya que suele estar sujeto a variaciones de permeabilidad o cambios anómalos del acuífero, a una cierta distancia del punto de bombeo. En ocasiones, el coeficiente A incluye pérdidas en el pozo proporcionales a Q, que no es posible cuantificar.

### Valor de B

El coeficiente B es un indicador del grado de eficacia del sondeo y depende de las características propias de su construcción y acabado. Influye, por tanto, el tipo de macizo de grava y su colocación, la abertura y disposición de los filtros, el sistema de perforación empleado y el grado de desarrollo y limpieza obtenido.

Según Walton, el valor de B, para pozos bien construidos, es menor de  $2,5 \times 10^{-7}$  días<sup>2</sup>/m<sup>5</sup>, y valores superiores a  $5 \times 10^{-6}$  indican obstrucciones importantes. Estas estimaciones se establecen bajo la condición de que  $n = 2$ , no siendo válidas cuando  $n > 2$ .

Mogg discrepa en que el valor de B defina correctamente la mejor o peor construcción del pozo, debido a que este parámetro puede experimentar variaciones importantes en función de las características del acuífero, siendo normalmente menor en aquellos casos en que la transmisividad es más elevada.

La experiencia de los autores de este trabajo sobre este tema está dentro de la línea expuesta por Mogg, abundando en los puntos siguientes:

- El coeficiente B no debe considerarse como indicador de la eficacia de un sondeo si no se cuenta con distintos valores deducidos de otros ensayos en pozos del mismo sistema acuífero, que permitan establecer comparaciones entre los resultados obtenidos.
- No es aconsejable hacer juicios de valor sobre la eficacia de un sondeo comparando valores de B correspondientes a formaciones acuíferas de características diferentes. Los pozos perforados en materiales ditríticos que precisan de acondicionamientos especiales, presentan mayores pérdidas de carga que los realizados en formaciones consolidadas, equipados con simples tuberías ranuradas. Por lo general, el valor de B suele estar comprendido entre  $10^{-6}$  y  $10^{-7}$  para los primeros casos, pudiendo llegar a ser de  $10^{-8}$ , en pozos con tubería simple y acuíferos de elevada transmisividad.
- Es posible que pozos que atraviesan varios horizontes acuíferos, con alternancias de materiales impermeables, presenten colmataciones totales en alguno de estos acuíferos, quedando completamente anulados. En estas condiciones se pueden obtener valores de B que indiquen una buena eficacia, si los acuíferos en producción están correctamente acondicionados y limpios, cuando la realidad es muy distinta, dado que se han desperdiciado, tal vez, importantes tramos permeables.

Se exponen seguidamente algunas normas recomendables para la buena práctica de los bombeos, así como para la mejor valoración de los resultados:

- En mantos cautivos no deben ensayarse con caudales que produzcan descensos que rebasen el techo del acuífero, o que dejen alguno de ellos colgado, cuando se trate de un sistema multicapa.
- En los sondeos que captan acuíferos libres, los descensos creados deben ser pequeños con relación al espesor saturado, para no introducir excesivas pérdidas de carga por aumento de la velocidad de circulación dentro de la formación en las inmediaciones del pozo, consecuencia de una reducción importante del espesor saturado en el entorno del punto de bombeo.
- A partir del valor de B, es conveniente calcular el descenso producido por pérdidas de carga ( $BQ^n$ ) para valores de Q próximos al caudal de explotación. Comparando este descenso con el total medido al final del ensayo, se puede determinar el tanto por ciento que, sobre el descenso total, representan las pérdidas de carga.
- Como norma general, puede admitirse que los pozos que acusan un importante descenso en el primer instante del bombeo, tienen pérdidas de carga elevadas.

## Campo de aplicación y reflexiones generales

Realizar unos comentarios sobre el campo de aplicación y posibilidades de análisis que ofrece el método de los bombeos a caudales escalonados, es seguramente uno de los problemas con mayor complejidad con que puede encontrarse el técnico que realiza e interpreta ensayos de bombeo. Si se desea usar este método será preciso hacerlo con un riguroso control de las desviaciones y errores que sobre el cálculo de los coeficientes de la ecuación característica puedan presentarse.

Si de algún modo sintetizado hubiera que definir la razón de estas afirmaciones, que no hacen sino poner de manifiesto la falta de confianza que ofrece el método, habría que pronunciar, sin duda, la palabra «sensibilidad». Sensibilidad que queda definida por la gran alteración que sufren los coeficientes calculados ( $A$ ,  $B$  y  $n$ ), frente a mínimas variaciones de los valores de entrada ( $d_i$ ,  $Q_i$ ).

El nivel de sensibilidad es muy variable de unos a otros casos y depende tanto de la magnitud de los citados valores de entrada como de la gama de interdependencias relativas entre ellos.

A veces, variaciones de 1 cm en el valor del descenso en un escalón produce variaciones del exponente  $n$  superiores a 0,2, y errores de 4 ó 5 cm, fáciles de cometer con una sonda, sobre todo si efectúan las medidas distintos operadores, pueden modificar en varias unidades el valor de dicho coeficiente, llegando a resultados absurdos fuera de toda realidad física. Análogamente, puede ocurrir con pequeñas variaciones porcentuales del caudal del escalón.

Planteada así la realidad del problema, los métodos gráficos pierden todo tipo de garantía cuando la gama de valores de entrada es desfavorable. Si las pequeñas variaciones en los datos conducen a resultados muy desviados, los errores del simple trazado gráfico no permitirán, en estos casos, aceptar con un grado de seguridad suficiente los coeficientes calculados.

Si se dispone de calculadoras científicas programables y se hace uso de programas análogos a los expuestos en el Apéndice C, podrá comprobarse cómo dando ligeras variaciones intencionadas a los valores  $d_i$  y  $Q_i$  varían fuertemente  $A$ ,  $B$  y  $n$ . Es, pues, comprensible que los gráficos que se dibujen, aun con una aparente precisión, conduzcan a errores insalvables, si la gama de valores de entrada no presenta un cuadro favorable para que el sistema sea menos sensible.

Hay que recomendar los métodos informáticos en este tipo de cálculos, por su rapidez, seguridad, eficacia y, sobre todo, porque permite tanteos para comprobar las desviaciones que producen pequeños errores en los datos de entrada.

El siguiente paso deseable sería tratar de acotar la gama de valores de descensos y caudales en los escalones, que permitan que el método tenga menor sensibilidad.

Los errores cometidos en las medidas de niveles (descensos) dependen en gran manera del operario que los realiza, aunque también juega un papel importante la calidad del hidronivel utilizado. Puede admitirse que un error

absoluto de 4 ó 5 cm en la medida, tal y como ya se ha indicado, es el máximo que suele cometerse cuando el material utilizado es el adecuado. Este error absoluto puede no tener importancia en valores altos de la depresión, pero cuando ésta es de pequeña magnitud los errores relativos son altos y ello conduce a desviaciones muy importantes en los cálculos.

A estos errores hay que añadir los propios cometidos en las extrapolaciones de las rectas de descensos, cuando los bombeos se han realizado sin recuperación o sin estabilización total de niveles para cada escalón.

Conviene, de todos modos, insistir en que el hidronivel empleado esté convenientemente graduado en centímetros y sea totalmente inextensible e indeformable.

El otro grupo de datos de entrada lo constituyen los caudales de bombeo de los diversos escalones.

Estos caudales deben mantenerse constantes a lo largo de cada escalón, sufriendo las variaciones mínimas que permita el sistema. Resulta prácticamente imposible anular el error en su medida, y por ello, conviene prestar una especial atención a su control mediante un sistema base de referencia (altura en el tubo de pitot) manteniendo perfectamente equilibrado el caudal de cada escalón respecto al punto referencial elegido para cada uno de ellos durante toda la prueba. De este modo, el posible error que se cometa, se refleja en las oscilaciones de nivel sobre el tubo vertical con escala graduada y se compensa sin que existan errores sistemáticamente desviados en un solo sentido.

El juego de tubería y diafragma que se elija debe dimensionarse para que, a grandes variaciones del nivel en el tubo, correspondan pequeñas variaciones del caudal. Si desean tenerse resultados aceptables en este tipo de pruebas, solamente podrán utilizarse sistemas de aforos cuya garantía en la calidad de los resultados sea suficientemente alta.

Un análisis para el conocimiento de la sensibilidad del método en función de los datos que se utilicen y el error que sobre los mismos se cometa, no resulta fácil ni demasiado esclarecedor, a causa de las muchas variables que intervienen en los cálculos.

De cualquier modo, el análisis requerido debería empezar por estudiar la repercusión que sobre los ejes del gráfico utilizado produce un error en las medidas del caudal y del descenso.

En el gráfico ( $d/Q - Q^{n-1}$ ), un punto de coordenadas ( $d/Q, Q^{n-1}$ ) va a desplazarse en el sentido de ambos ejes ante una variación del caudal medido.

El caudal  $Q$  sufre una variación  $\pm\Delta Q$ , consecuencia de un error en la medida.

Por tanto:

$$\Delta Q = eQ \quad 0 < e < 1$$

El error sobre el eje  $OX(Q^{n-1})$  viene definido por la función:

$$F(Q) = Q^{n-1}$$

y, por tanto:

$$\begin{aligned} \Delta F(Q) &= F(Q + \Delta Q) - F(Q) = F(Q + eQ) - F(Q) \\ \Delta F(Q) &= (Q + eQ)^{n-1} - Q^{n-1} = [Q(1 + e)]^{n-1} - Q^{n-1} \\ \Delta F(Q) &= [(1 + e)^{n-1} - 1] Q^{n-1} \end{aligned}$$

Y se define la función de error sobre el eje OX,  $F_x(e)$  a consecuencia de un error en la medida del caudal como:

$$F_x(e) = (1 + e)^{n-1} - 1$$

La función  $F_x(e)$  se tabula en la tabla 12 y el gráfico 55.

TÁBLA 12

VALORES DE LA FUNCION DE ERROR SOBRE EL EJE OX,  $F_x(e)$ , EN FUNCION DEL ERROR  $e$ , SOBRE LA MEDIDA DEL CAUDAL Y EL VALOR DEL EXPONENTE  $n$

$n \backslash e$	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,8	3,0	3,3	3,5
0,01	0,003	0,005	0,008	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03
0,03	0,009	0,015	0,024	0,03	0,04	0,04	0,03	0,06	0,07	0,08
0,05	0,015	0,025	0,040	0,05	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13
0,08	0,023	0,039	0,063	0,08	0,10	0,12	0,15	0,17	0,19	0,21
0,10	0,029	0,049	0,079	0,10	0,12	0,15	0,19	0,21	0,24	0,27
0,12	0,035	0,058	0,095	0,12	0,14	0,18	0,23	0,25	0,30	0,33
0,15	0,043	0,072	0,12	0,15	0,18	0,23	0,29	0,32	0,38	0,42
0,18	0,051	0,086	0,14	0,18	0,22	0,28	0,35	0,39	0,46	0,51

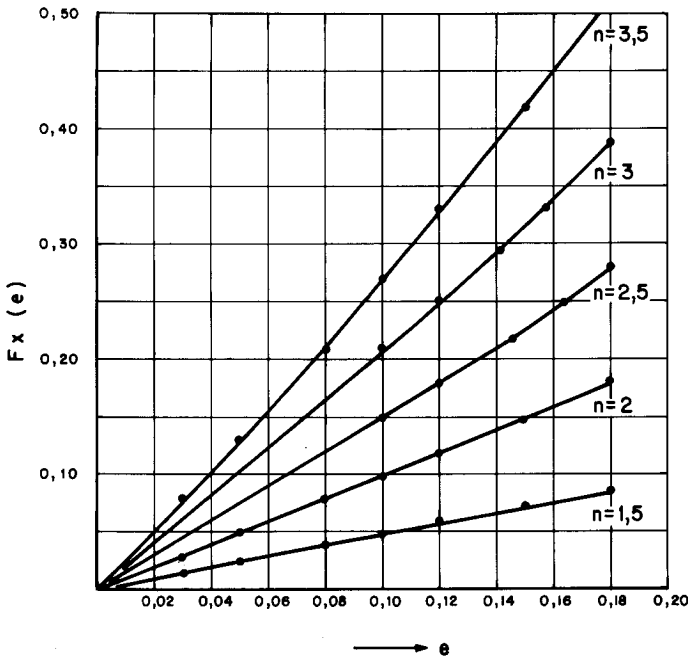


Gráfico 55.—Abacos del error sobre el eje OX en función de los errores sobre la medida del caudal y el valor del exponente  $n$ .

Los errores que se cometen sobre el eje OY tienen su origen tanto en los errores cometidos en la medida del caudal como del descenso. Sobre este último debe recordarse que cuando los escalones se realizan sin recuperación total, al error del aparato de medida se le suma el error gráfico cometido, inevitablemente, en la extrapolación.

El error sobre el eje OY viene definido por la función

$$F(d, Q) = \frac{d}{Q}$$

Se efectúa la simplificación pesimista de que el error total sobre el eje OY va a ser la suma de los errores adquiridos en la medida del caudal y del descenso, independientemente.

Si el caudal Q sufre una variación  $\pm\Delta Q$  por error de medida:

$$\Delta Q = eQ \quad 0 < e < 1$$

$$F(Q) = \frac{d}{Q}$$

y por tanto

$$\Delta F(Q) = F(Q + \Delta Q) - F(Q) = F(Q) + eQ - F(Q)$$

$$\Delta F(Q) = \frac{d}{Q + eQ} - \frac{d}{Q} = \frac{1}{(1 + e)} \frac{d}{Q} - \frac{d}{Q} = \left[ \frac{1}{1 + e} - 1 \right] \frac{d}{Q}$$

$$\Delta F(Q) = \left[ \frac{-e}{1 + e} \right] \frac{d}{Q}$$

Y se define la función de error sobre el eje OY a consecuencia de un error en la medida del caudal como:

$$F_{yq}(e) = \left[ \frac{-e}{1 + e} \right]$$

Esta función se tabula en la tabla 13 y en el gráfico 56.

TABLA 13

DE  $F_{yq}(e)$  EN FUNCION DE  $e$

$e$	0,01	0,03	0,05	0,08	0,10	0,12	0,15	0,18	0,20	0,30
$F_{yq}(e)$	-0,01	-0,03	-0,05	-0,07	-0,09	-0,11	-0,13	-0,15	-0,17	-0,23

Análogamente, si el descenso sufre una variación en  $\pm\Delta d$ , consecuencia de un error  $e$  en la medida, se tiene:

$$\Delta d = ed \quad 0 < e < 1$$

El error sobre el eje OY( $d/Q$ ) vendrá definido por la función:

$$F(d) = d/Q$$

$$\Delta F = F(d + \Delta d) - F(d) = \frac{d + \Delta d}{Q} - \frac{d}{Q} = \frac{d + ed}{Q} - \frac{d}{Q} =$$

$$= (1 + e) \frac{d}{Q} - \frac{d}{Q} = \frac{ed}{Q}$$

$$\Delta F(d) = e \frac{d}{Q}$$

La función de error sobre el eje OY, a consecuencia de un error en la medida del descenso, viene dada por:

$$F_{yd}(e) = e$$

cuya representación gráfica, lineal y simétrica se incluye en el gráfico 56, junto con  $F_{yq}(e)$ .

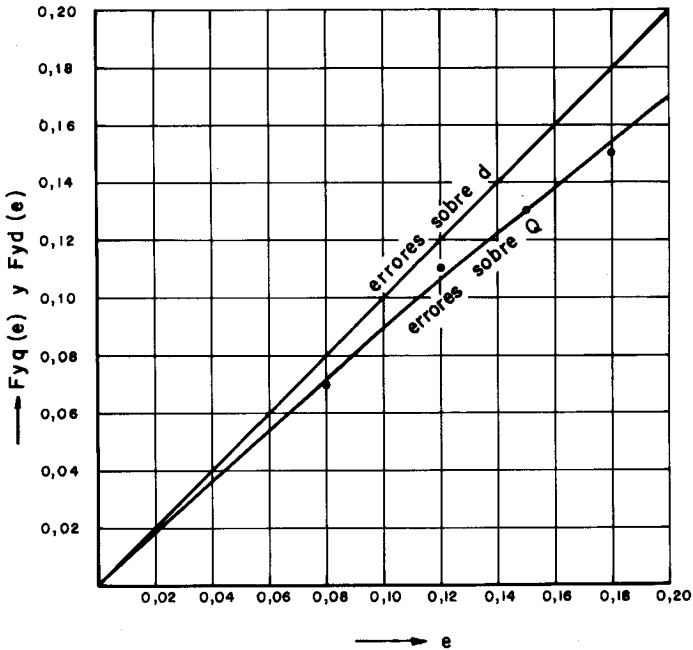


Gráfico 56.—Gráficos del error sobre el eje OY en función de los errores en la medida del caudal y del descenso independientemente.

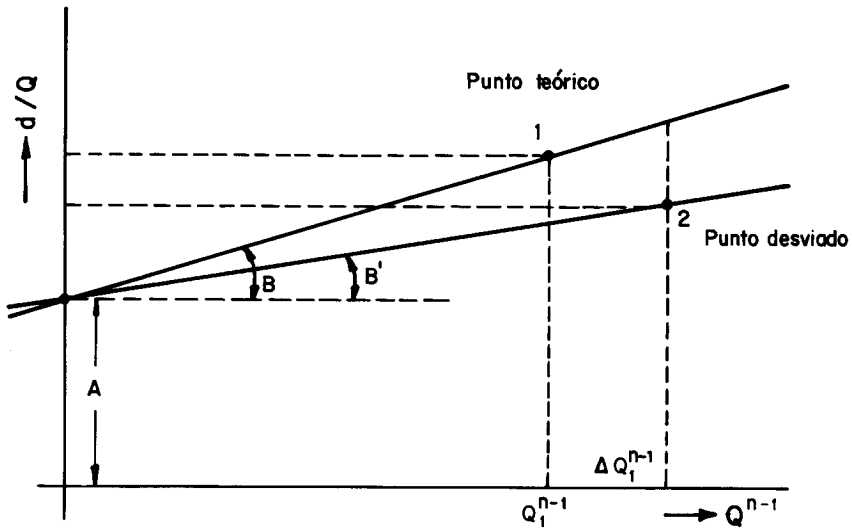


Fig. 18.—Esquema explicativo para la deducción de la función de desviación FD.

Para efectuar una valoración sobre las desviaciones que sobre el método en general producen los errores sobre los ejes  $OX(Q^{n-1})$  y  $OY(d/Q)$  puede estudiarse la relación entre las pendientes de las rectas conformadas por los puntos teóricos correctos, y los puntos desviados después de asumir el error en las medidas.

En efecto, en la figura 18 puede considerarse

Punto 1 (punto teórico):  $(Q_1^{n-1}, d/Q)$

Punto 2 (punto desviado):  $[(1 + F_x) Q_1^{n-1}, (1 - F_y) d/Q]$

Donde  $F_x$  y  $F_y$  son las funciones de error total sobre los ejes  $OX$  y  $OY$ .

$$F_x = F_x$$

$$F_y = F_{yd} + F_{yq}$$

Para el caso de los errores sobre el eje  $OY$  se ha considerado que las desviaciones a causa de los errores cometidos en las medidas de caudal y descenso son aditivos independientemente, que es la hipótesis más pesimista ya comentada y que permite seguir haciendo los cálculos del lado de la seguridad.

Por ello, se toma  $F_{yq}$  en valor absoluto y se suma a  $F_{yd}$ , y esta suma se la integra con signo menos.  $F_{yq}$  es negativa para errores positivos del caudal y  $F_{yd}$  negativa para errores negativos del descenso.

En definitiva:

$$(d/Q)_2 = (d/Q)_1 - F_y \left( \frac{d}{Q} \right)_1 = (1 - F_y) (d/Q)_1$$

$$(Q)_2^{n-1} = (Q)_1^{n-1} + F_x(Q)_1^{n-1} = (1 + F_x) (Q)_1^{n-1}$$



En la figura 18, la recta teórica no desviada sería la que pasa por los puntos A y 1. A es la ordenada en el origen, equivalente al descenso específico en ausencia de pérdidas de carga. La pendiente de la recta es el coeficiente de pérdidas de carga B.

La recta desviada a consecuencia de errores en la toma de los datos pasará por los puntos A y 2 y su pendiente será B'.

Se define la función de desviación FD como la relación entre las pendientes teórica (B) y desviada (B').

$$FD = \frac{B'}{B}$$

$$B' = \frac{(1 - F_y) d/Q_1 - A}{(1 + F_x) Q_1^{n-1}}$$

$$B = \frac{d_1/Q_1 - A}{Q_1^{n-1}}$$

$$FD = \frac{B'}{B} = \frac{\frac{(1 - F_y) \frac{d_1}{Q_1} - A}{(1 + F_x) Q_1^{n-1}}}{\frac{d_1/Q_1 - A}{Q_1}} = \frac{(1 - F_y) \frac{d_1}{Q_1} - A}{(1 + F_x)(d_1/Q_1 - A)}$$

A la relación entre el descenso específico real en un punto,  $d_1/Q_1$ , y el descenso específico teórico en ausencia de pérdidas de carga, A, se le puede representar por  $r$ , y la función de desviación quedaría simplificada por la expresión:

$$FD = \frac{(1 - F_y)(r - 1)}{(1 + F_x)(r - 1)}$$

En la tabla 14 y en el gráfico 57 se encuentra tabulada esta función según valores de la relación  $r$  y de los posibles errores cometidos en las medidas de descensos y caudales.

En la tabla se han estudiado ocho hipótesis de error en las medidas. Cuatro de ellas contemplan errores teóricos nulos en la medida del descenso para hacer posible la interpolación.

En el gráfico 57, para una mayor claridad, sólo se han representado las hipótesis que admiten el mismo error relativo en las medidas de  $d$  y de  $Q$ .

El análisis de los ábacos pone de manifiesto que la función de desviación tiende a 1, y, por tanto, los errores en los resultados son mínimos cuando la relación  $r$  es alta. Es decir, que la relación entre el descenso específico real

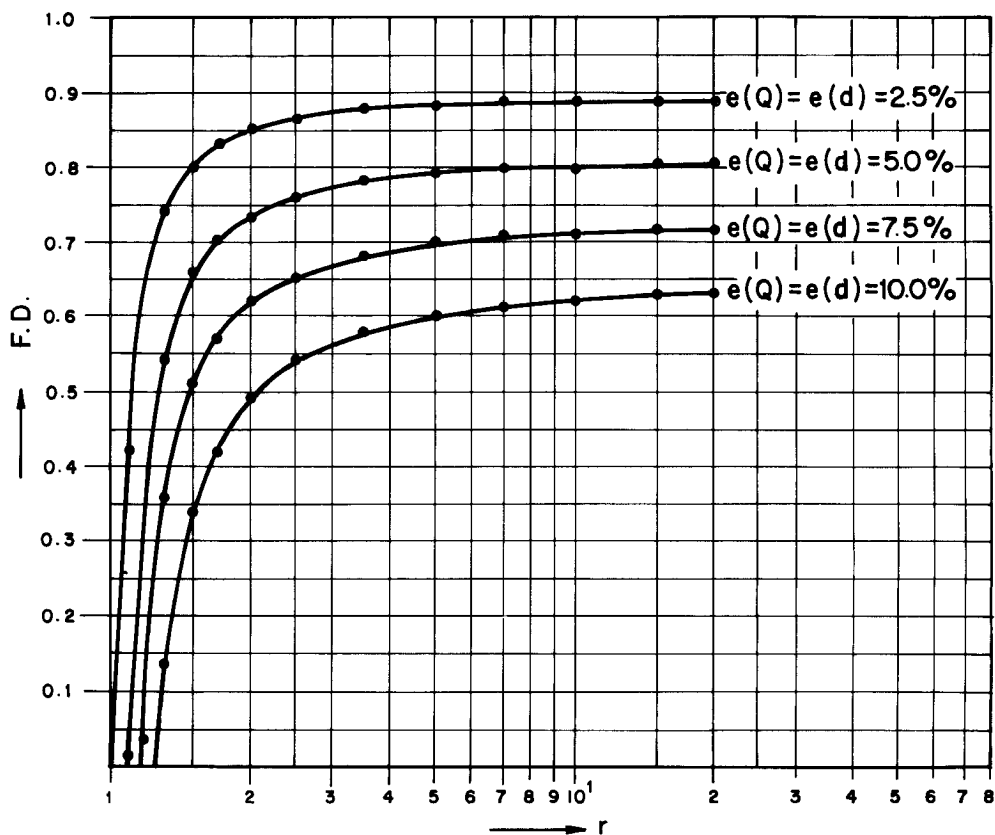


Gráfico 57.—Abacos de la función de desviación FD en función de los errores en las medidas y del valor de la relación  $r$ .

para un caudal determinado y el descenso específico que se produciría para ese mismo caudal, si no existieran pérdidas de carga, debe ser alta para que el método sea poco sensible.

Todo el razonamiento anterior, efectuado en base a la figura 18, podría extenderse al caso en que se tuvieran dos puntos definidos por los datos aportados por dos escalones consecutivos, como se indica en la figura 19.

Un desplazamiento de los ejes coordenados al punto  $(Q_1^{-1}, 0)$  sitúa el cálculo de la función de desviación FD en condiciones análogas a la de los supuestos indicados en la figura 18.

Las dos únicas abstracciones que sería preciso hacer consistirían, de una parte, en suponer que la relación « $r$ » se refiere al cociente entre los descensos específicos en los puntos 2 y 1, y no entre éstos y el valor de A; de otra, que el caudal que entra en el planteamiento es « $q$ », diferencia de los caudales de los dos escalones sucesivos y no el caudal de uno de ellos.

Este último punto implica que los errores sobre el caudal se entiendan co-

TABLA 14

TABLAS DE LA FUNCION DE DESVIACION FD SEGUN VALORES DE LA RELACION  $r$  ENTRE EL DESCENSO ESPECIFICO, EN PRESENCIA Y EN AUSENCIA DE PERDIDAS DE CARGA

	$F_x$ / $F_y$ \ $r$	1,1	1,3	1,5	1,7	2,0	2,5	3,5	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0
$e(Q) = e(d) = 2,5 \%$	$F_x = 0,06$ $F_y = 0,05$	0,42	0,74	0,80	0,83	0,85	0,86	0,88	0,88	0,89	0,89	0,89	0,89
$e(Q) = e(d) = 5,0 \%$	$F_x = 0,12$ $F_y = 0,09$	0,01	0,54	0,65	0,70	0,73	0,76	0,78	0,79	0,80	0,80	0,81	0,81
$e(Q) = e(d) = 7,5 \%$	$F_x = 0,20$ $F_y = 0,13$	-0,36	0,36	0,51	0,57	0,62	0,65	0,68	0,70	0,71	0,71	0,72	0,72
$e(Q) = e(d) = 10,0 \%$	$F_x = 0,27$ $F_y = 0,19$	-0,86	0,14	0,34	0,42	0,49	0,54	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,63
$e(Q) = 2,5 \%$ $e(d) \sim 0$	$F_x = 0,06$ $F_y = 0,03$	0,63	0,82	0,86	0,87	0,89	0,90	0,90	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
$e(Q) = 5,0 \%$ $e(d) \sim 0$	$F_x = 0,12$ $F_y = 0,05$	0,40	0,70	0,76	0,78	0,80	0,82	0,83	0,84	0,84	0,84	0,85	0,85
$e(Q) = 7,5 \%$ $e(d) \sim 0$	$F_x = 0,20$ $F_y = 0,07$	0,19	0,58	0,66	0,69	0,72	0,74	0,75	0,76	0,77	0,77	0,77	0,77
$e(Q) = 10,0 \%$ $e(d) \sim 0$	$F_x = 0,27$ $F_y = 0,09$	0,01	0,48	0,57	0,62	0,65	0,67	0,69	0,70	0,70	0,71	0,71	0,71

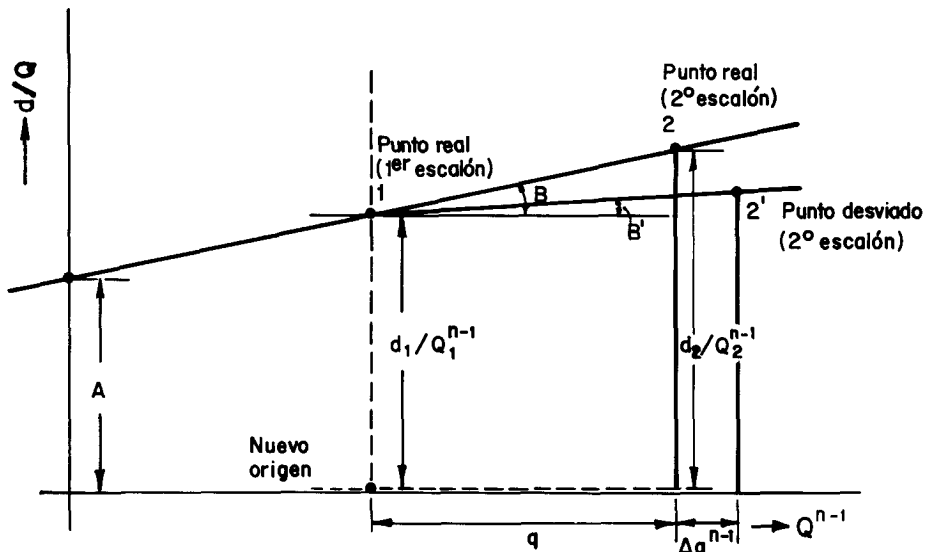


Fig. 19.—Esquema explicativo para la deducción de la función de desviación entre dos escalones consecutivos.

medidos sobre este valor diferencia « $q$ », hipótesis que puede admitirse por tratarse de errores relativos, siempre y cuando  $q$  sea lo suficientemente grande para poder apreciarse la variación con los errores citados.

Así pues, las curvas del gráfico 57 podrían ser útiles, sin más que dar a « $r$ » un concepto distinto y considerar que los errores « $e$ » se refieren al incremento de caudal o descenso entre cada dos escalones.

De hecho se va buscando una norma que permita conocer los incrementos que debe tener el caudal específico en cada escalón, para mantener estable el cálculo.

Para poder entrar en los ábacos del gráfico 57 se requiere conocer el valor admisible de la función de desviación o, mejor dicho, el intervalo de valores admisibles en torno al valor 1, que optimiza la función, minimizando la desviación por errores en los datos tomados de los bombeos escalonados.

Las pérdidas de carga para un caudal dado vienen definidas por:

$$P_c = BQ^n$$

Si se comete un error en el valor de  $B$ , pasando a valer  $B^*$ , las mismas pérdidas de carga para ese caudal se representarán según:

$$P_c = B^* Q^n$$

Por tanto:

$$BQ^n = \overset{*}{B} Q^{\overset{*}{n}}$$

$$(\text{FD}) = Q^{n-\overset{*}{n}}$$

Si es menor  $\overset{*}{B}$  que  $B$ ,  $\overset{*}{n}$  debe ser mayor que  $n$  y, recíprocamente, si  $\overset{*}{B}$  es mayor que  $B$ ,  $\overset{*}{n}$  debe ser menor que  $n$ .

De cualquier modo, un incremento de la diferencia  $n-\overset{*}{n}$ , en el sentido de aumento, aleja paulatinamente a la función de desviación (FD) de un valor óptimo.

Para el cálculo de la función FD, se ha considerado que la pendiente definida por los puntos representativos de dos escalones sea  $B$ . Al desviarse uno de los puntos, la pendiente tomaba un valor  $B'$  cometiendo un error  $(B-B')$ .

En rigor:

$$\text{FD} = \frac{B - (B - B')}{B} = \frac{B'}{B}$$

Si se tiene en cuenta la hipótesis desfavorable de que el primer punto también se había desviado hacia una región del plano distinta, separada por la recta teórica de referencia, el error sería doble  $2(B - B')$  y la función de desviación corregida:

$$(\text{FD})_c = \frac{B - 2(B - B')}{B} = \frac{-B + 2B'}{B} = 2 \frac{B'}{B} - 1$$

Conceptualmente:  $(\text{FD})_c = (\overset{*}{\text{FD}})$

$$(\overset{*}{\text{FD}}) = 2(\text{FD}) - 1$$

$$\text{FD} = \frac{1 + (\overset{*}{\text{FD}})}{2} = \frac{1 + \overset{*}{B}/B}{2} = \frac{1 + Q^{n-\overset{*}{n}}}{2}$$

Si se quiere admitir un error máximo de 0,1 en el valor de  $n$ , se tiene:

$$\text{FD} = \frac{1 + Q^{-0.1}}{2}$$

o bien:

$$\text{FD} = \frac{1 + Q^{-0.2}}{2}$$

si se admite un error mayor de 0,2 en el valor de  $n$ .

Según los valores que se obtuvieron de FD, para los diversos valores de Q se obtendrían de la tabla 14 o del gráfico 57 los valores de  $r$  necesarios para hacer estable el método. Es decir, se obtiene la relación que debe conseguirse entre los descensos específicos de los sucesivos escalones para que los resultados de los cálculos sean fiables, teniendo en cuenta posibles tipos de error que se cometen en los datos de entrada.

La tabla 15 recoge los valores de  $r$  en función de los errores que se pueden cometer en la toma de datos y del caudal del escalón.

TABLA 15

VALORES DE LA RELACION  $r$  ENTRE LOS DESCENSOS ESPECIFICOS DE ESCALONES SUCESIVOS, NECESARIOS PARA SER APLICABLE EL METODO DE BOMBEOS ESCALONADOS

Caudal del escalón (m <sup>3</sup> /día)	100	500	1.000	5.000	10.000
FD Admisible	0,81-0,70	0,77-0,64	0,75-0,62	0,71-0,59	0,70-0,58
$e(Q) = e(d) = 2,5 \%$	1,2-1,5	1,2-1,4	1,15-1,3	1,15-1,2	1,15-1,2
$e(Q) = e(d) = 5 \%$	1,7-5	1,5-2,7	1,4-2,2	1,4-1,7	1,4-1,7
$e(Q) = e(d) = 7,5 \%$	> 5,0	> 2,5	> 2	1,9-5	1,9-5
$e(Q) = e(d) = 10 \%$	I	I	> 6	> 5	> 5
$e(Q) = 2,5 \%$ $e(d) \sim 0$	1,15-1,3	1,1-1,25	1,1-1,25	1,1-1,15	1,1-1,15
$e(Q) = 5 \%$ $e(d) \sim 0$	1,3-2,2	1,2-1,6	1,2-1,5	1,15-1,3	1,15-1,3
$e(Q) = 7,5 \%$ $e(d) \sim 0$	> 1,9	1,5-5	1,4-3,4	1,3-1,9	1,3-1,9
$e(Q) = 10 \%$ $e(d) \sim 0$	> 5	> 2	> 1,7	1,5-5	1,5-5

$e(Q)$  = error en la medida del caudal

$e(d)$  = error en la medida del nivel

I = inadmisibile

Los resultados arrojados por esta tabla son la síntesis de todos los desarrollos matemáticos efectuados en el presente apartado, en el cual se ha seguido una línea distinta a la utilizada a lo largo de este libro. Ante la falta de trabajos sobre el tema de la validez de los bombeos a caudales escalonados para determinar el valor de los coeficientes que definen la eficiencia de las captaciones, ha parecido oportuno efectuar un análisis completo, tratando de conjugar el rigor matemático con la realidad práctica.

El mecanismo del análisis será probablemente de gran utilidad para el lector y le permitirá tener una idea del error con que puede moverse en cada momento.

La conclusión del análisis puede sintetizarse estableciendo que la estabilidad del método se logra cuando entre escalón y escalón el descenso específico crece de una manera importante. Este crecimiento se logra con incrementos bajos de caudal en casos de pozos con altas pérdidas de carga, siendo preciso, en el caso contrario, separar convenientemente los caudales de los escalones.

La tabla 15 ofrece la gama de posibilidades de crecimiento necesario del descenso específico para las diversas hipótesis de error en los datos de entrada.

Desde el punto de vista práctico, se puede sacar una consecuencia general. Si los errores en la medida del caudal se mantienen entre el 2,5 por 100 y 7,5 por 100 y los errores en la medida del descenso no superan el 2-3 por 100, la relación que debe buscarse entre los descensos específicos de dos escalones sucesivos puede cifrarse en 1,5.

Consecuentemente, en la realización de los ensayos se iniciará el primer escalón con un caudal lo más bajo posible. En el segundo escalón se dará el caudal necesario para que la depresión específica sea 1,5 veces la primera, y en el tercero deberá lograrse, asimismo, una depresión específica equivalente a 1,5 veces la segunda.

La relación entre los caudales de los escalones para lograr el adecuado incremento de las depresiones específicas, no tiene una forma fácil de ser conocida «a priori», depende lógicamente del valor de A, es decir, del descenso específico en ausencia de pérdidas de carga y del valor de  $n$ .

Sin embargo, en la figura 19 puede establecerse:

$$\frac{d_2/Q_2 - A}{d_1/Q_1 - A} = \frac{Q_2^{n-1}}{Q_1^{n-1}}$$

como  $d_2/Q_2 = 1,5 d_1/Q_1$

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \sqrt[n-1]{\frac{1,5(d_1/Q_1)/A - 1}{(d_1/Q_1)/A - 1}}$$

Con esta fórmula, se ve claramente cómo la variación que debe tener el incremento de caudal entre escalones depende del caso concreto que se esté tratando.

Con hipótesis medianamente desfavorables, en las que  $n = 2$ , y suponiendo que el descenso específico del primer escalón es al menos 1,5 veces superior al descenso específico en ausencia de pérdidas de carga, pueden darse las cifras siguientes para la relación sucesiva de incremento del caudal de un escalón sobre el anterior inmediato:

2,5      1,9      1,7

Visto esto, la recomendación de ensayar los caudales que se encuentren en progresión geométrica de razón 2, aun con grandes limitaciones, puede ser aceptada.

Sin embargo, y como colofón de este análisis, se tendrá que recomendar que entre el primer y segundo escalón el factor de multiplicación se sitúe entre 2.5 y 3, pudiendo quedar en 2 en los escalones centrales y disminuirse ligeramente en los siguientes.

De cualquier modo, la pauta debe darla el incremento de descenso específico entre escalones sucesivos.

El estudio y significado de los valores de los coeficientes que definen las pérdidas de carga es siempre un tema complejo y de difícil análisis.

La recomendación que se da, es utilizar piezómetros siempre que pueda disponerse de ellos. Los métodos de análisis de perfiles de descensos tratados en el capítulo III de este texto, permiten conocer con un aceptable nivel de garantía las pérdidas de carga reales en un pozo, ante diversos caudales a través del estudio de los descensos en los piezómetros de observación.

Para calcular los coeficientes B y n, una vez conocidas las pérdidas a los diversos caudales, puede procederse como sigue:

$$d = AQ + BQ^n \quad d - AQ = BQ^n$$

Como  $(d - AQ) = Pc$  (pérdidas de carga)

$$Pc = BQ^n \quad \lg Pc = \lg B + n \lg Q$$

Luego en un gráfico doble logarítmico, se llevan en abscisas los valores de Q y en ordenadas los de Pc. La recta que se obtiene, tiene de pendiente n y de ordenada en el origen B.

Este procedimiento es probablemente el más seguro y realista, pero requiere disponer de una serie de pozos de observación, lo cual no es posible en un elevado número de casos.

Los estudios sobre la eficiencia de pozos no deben estar sujetos a un método único con aceptación dogmática de sus resultados. Se utilizarán métodos y tanteos de diversa índole, procurando contrastar los resultados de unos y otros, siendo al final, una vez más, la experiencia y sentido común del técnico que realiza e interpreta los ensayos, la que decida sobre el valor más adecuado de los diversos parámetros y coeficientes calculados.



## CAPITULO VIII

### CURVAS CARACTERISTICAS

#### Curvas teóricas

Se entiende por curva característica teórica de un pozo la representación gráfica del caudal en función del descenso cuando son nulas las pérdidas de carga. También a las representaciones caudal-caudal específico ( $Q - Q/d$ ) caudal-descenso específico ( $Q - d/Q$ ), se llaman curvas características.

El caudal específico de un pozo ( $Q/d$ ) es el caudal aportado por unidad de descenso. Su ecuación de dimensiones es:

$$\frac{L^3/\overset{*}{T}}{L} = \frac{L^2}{\overset{*}{T}} = L^2 \cdot \overset{*}{T}^{-1}$$

El descenso específico ( $d/Q$ ) es el descenso producido por unidad de caudal, siendo sus dimensiones:  $\overset{*}{T} \cdot L^{-2}$ .

Las anteriores relaciones son válidas, siempre que se consigan estabilizaciones de niveles para caudales constantes de bombeo. Cuando el régimen es variable, los descensos se medirán a igual tiempo de bombeo para cada uno de los caudales ensayados. Siempre considerando que las pérdidas de carga sean nulas.

La curva característica teórica de un pozo depende del tipo de acuífero que éste atraviese.

Si el acuífero es cautivo y trabaja como tal, el caudal es directamente proporcional al descenso, y su curva características teórica, gráfico 58, es una recta que pasa por el origen. Cuando la representación es del tipo  $(Q/d - d)$  Se obtiene una recta paralela al eje de descensos, gráfico 59.

No son representativos los valores encontrados en aquellos casos en que el descenso sobrepasa el techo del acuífero, debido a que el efecto de drenaje produce una desviación en la curva característica, tanto más acusada cuanto mayor sea la relación entre el descenso y el espesor saturado de acuífero afectado.

Cuando el acuífero es libre, o en los casos de acuíferos inicialmente cautivos que, como consecuencia de un bombeo prolongado, funcionan como libres, los descensos creados deben ser pequeños respecto del espesor saturado, para no producir pérdidas de carga elevadas en la formación en las inmediaciones del pozo. De lo contrario, al disminuir de un importante modo el espesor saturado inicial en el entorno del pozo, la curva característica sufrirá una distorsión, obteniéndose rápidos aumentos del descenso ante pequeños incrementos del caudal.

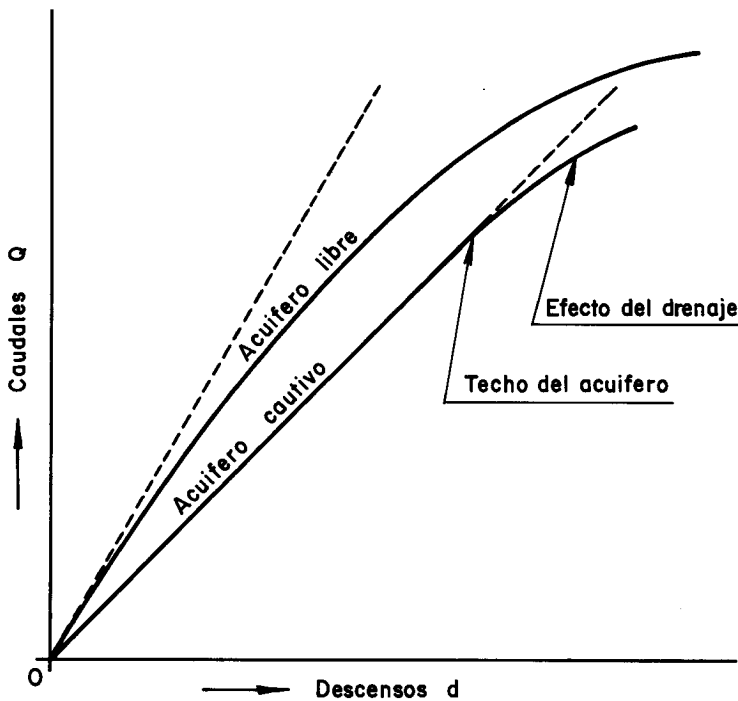


Gráfico 58.—Curvas características teóricas  $(d - Q)$ , para acuíferos funcionando como libres y cautivos.

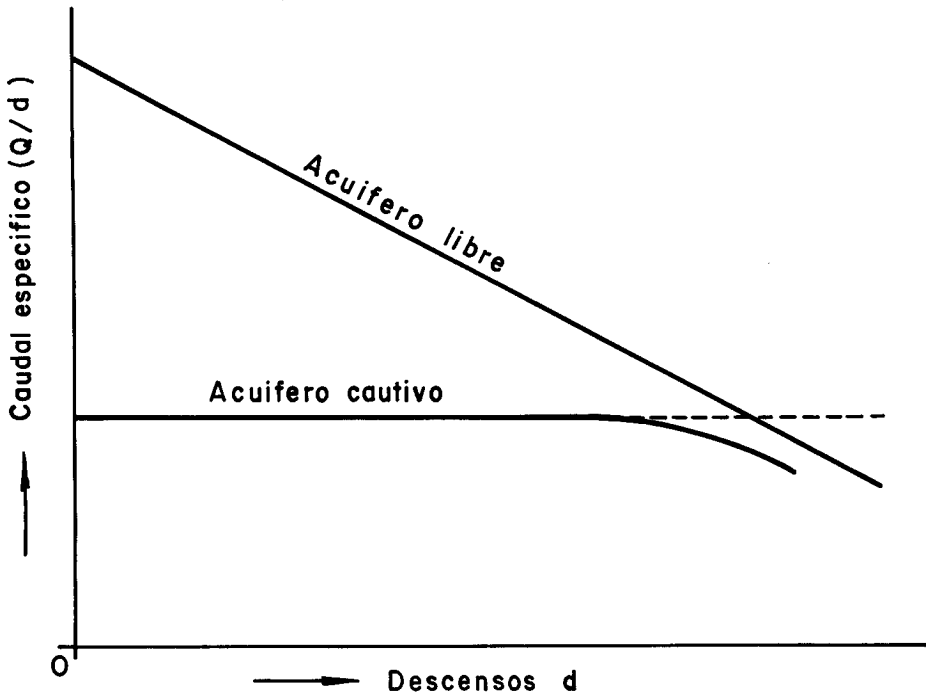


Gráfico 59.—Curvas características teóricas ( $Q/d - d$ ), para acuíferos funcionando como libres y cautivos.

A juicio de los autores, los aumentos desproporcionados del descenso en bombeos en acuíferos libres que producen grandes depresiones relativas, se deben a las pérdidas de carga en las proximidades del pozo, y no a la disminución de la  $T$  por reducción del espesor saturado del acuífero, como suponen otros autores.

### Curvas reales

Cuando se trate de pozos en condiciones de trabajo reales, deben tenerse en cuenta las pérdidas en dichos pozos para interpretar correctamente el significado de sus curvas características.

Como ya se ha visto, la ecuación general de descenso es:

$$d = AQ + BQ^n$$

Los valores de los coeficientes  $A$  y  $B$  están bien definidos cuando el acuífero está en carga. Si el acuífero es libre, el valor de  $B$  incluye las pérdidas habidas, tanto en el pozo como en la formación por reducción del espesor saturado, y  $A$  tiene un significado más complejo.

Si los bombeos se realizan con caudales reducidos, el régimen suele ser laminar ( $n = 1$ ), y la relación  $Q/d$  es constante. En este supuesto la curva características ( $Q-d$ ), es la recta que pasa por el origen, y la curva ( $Q/d-d$ ) es una recta paralela al eje de descensos; es decir, las curvas obtenidas se corresponden con las teóricas, siendo superponibles siempre que las pérdidas de carga sean nulas ( $BQ^n = 0$ ).

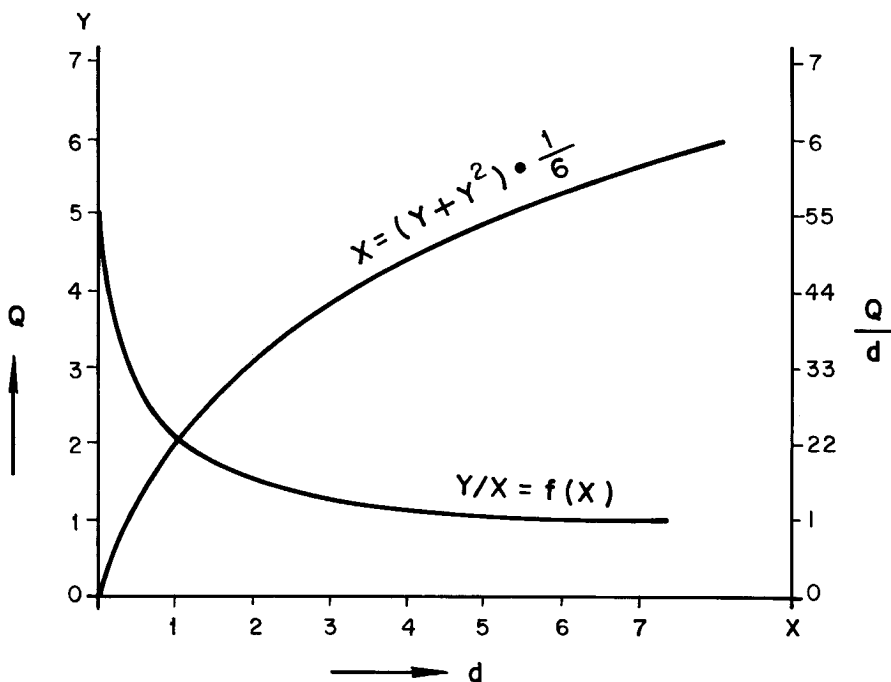


Gráfico 60.—Representación de la función  $X = Ay + By^2$ .

Cuando los descensos son considerables y  $n = 2$ , las pérdidas de carga suponen un factor importante respecto del descenso total originado, y la ecuación de descensos ( $d = AQ + BQ^2$ ) puede expresarse mediante la función:  $x = Ay + By^2$ , que es una parábola (gráfico 60). Si la relación  $y/x$  se aleja de la unidad, la curvatura de la parábola es acusada. Pero cuando este cociente es próximo a 1, los puntos de la curva tienden a alinearse. Si los valores de  $x$  e  $y$  son elevados, puede dar la impresión de que se obtiene una recta que no pasa por el origen. La aparente alineación de los puntos no debe inducir a pensar que no existen pérdidas de carga. Sólo en el caso en el que la recta pase por el origen, puede asegurarse que las pérdidas de carga son nulas o despreciables.

En el gráfico 61 se dibujan las curvas características ( $Q-d$ ) y ( $Q/d-d$ ), que pueden presentarse normalmente.

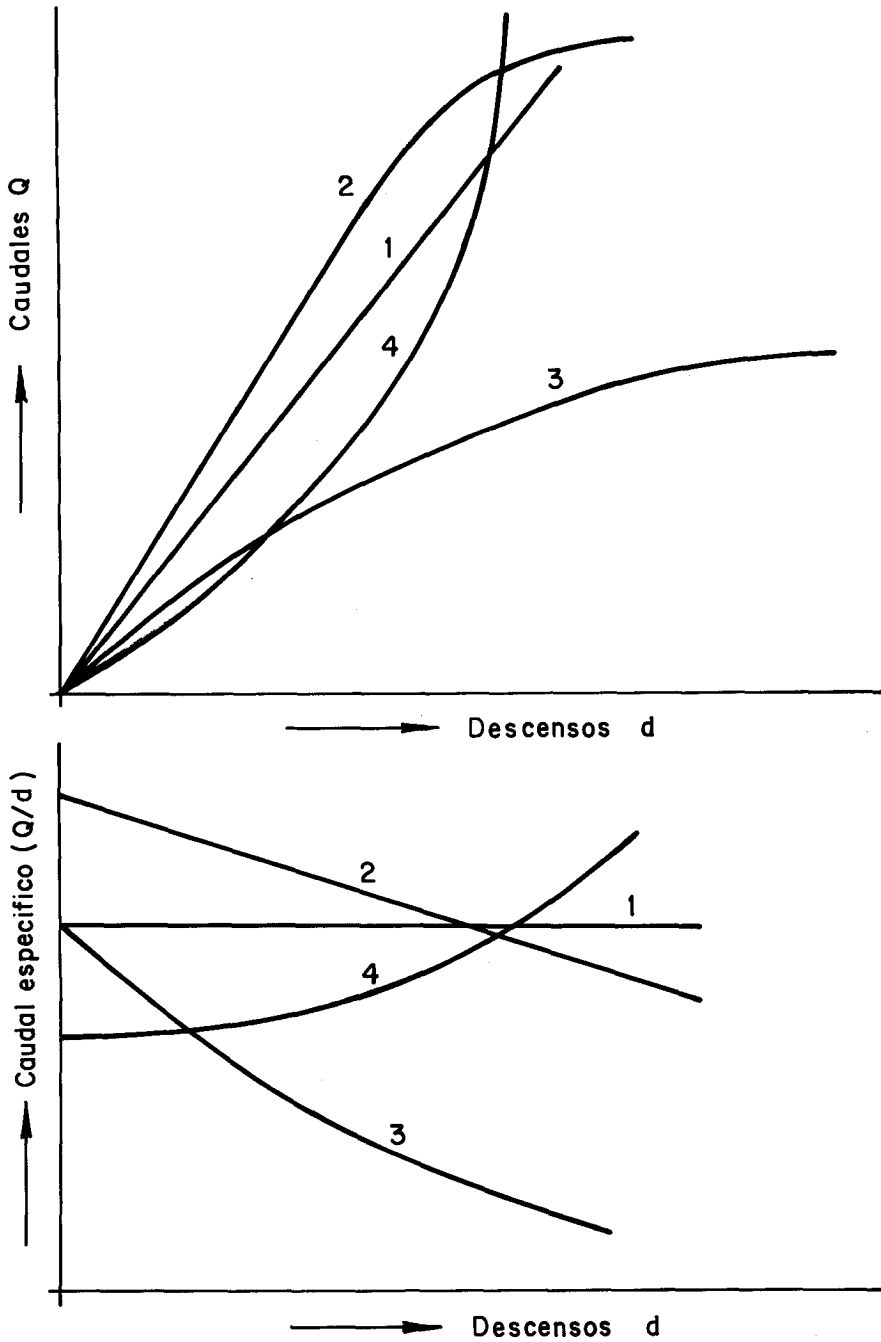


Gráfico 61.—Curvas características reales.

1. Acuífero cautivo sin pérdidas de carga en el pozo.
2. Acuífero libre sin pérdidas de carga en el pozo.
3. Acuífero con pérdidas de carga no lineales.
4. Curva anómala. Datos mal tomados o acuífero con características cambiantes con el tiempo de bombeo.

Cuando los datos propios del bombeo ( $Q$  y  $d$ ) son erróneos, o en aquellos casos en que los parámetros del acuífero varían en función del radio de influencia, las curvas características pueden deformarse en mayor o menor grado, según la magnitud de los errores que se hayan cometido en los datos e hipótesis de partida.

Como anomalías más frecuentes que suelen presentarse en las curvas características, se citan las siguientes:

— Cambios de régimen laminar a turbulento.

En este caso el valor del exponente « $n$ » varía de modo importante (entre 1 y 3), distorsionando tanto más la curva cuanto más se incremente el caudal de bombeo, gráfico 62.

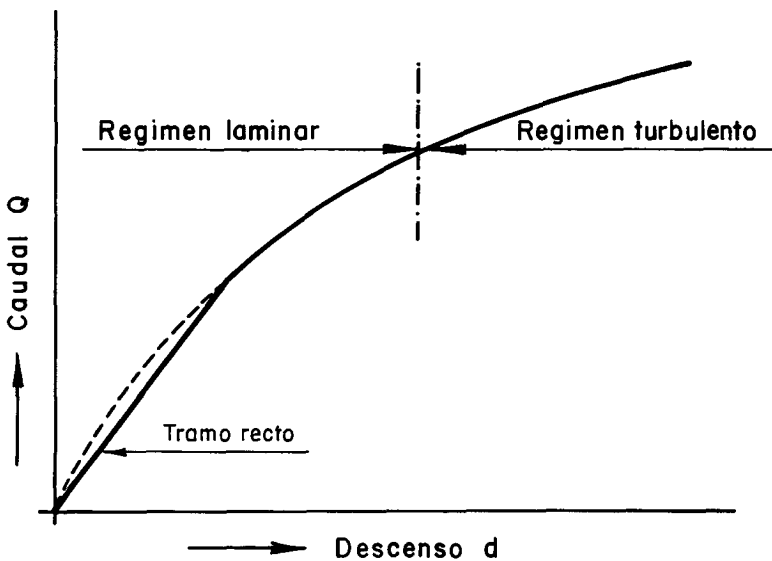


Gráfico 62.—Curva característica con régimen laminar y turbulento.

— Sistema multicapa con acuíferos de diferente potencial, en que el nivel en el sondeo es la media ponderada de los niveles de los acuíferos existentes.

En estas condiciones, y para caudales pequeños, no todos los acuíferos aportan agua. Será a partir de un caudal que provoque un descenso por debajo del nivel del acuífero de menor potencial cuando todos comiencen a funcionar. Este fenómeno produce una deformación en la curva característica, tal como se refleja en el gráfico 63.

En esta curva se aprecia una cierta concavidad hacia el eje de caudales mientras estos son pequeños, mientras que para caudales mayores se obtiene una

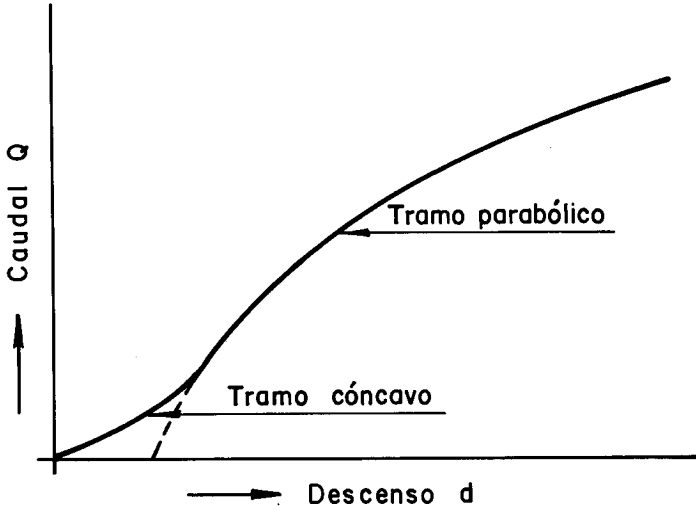


Gráfico 63.—Curva característica de un sistema multicapa con distintos potenciales.

parábola que, en su prolongación, corta el eje de descensos en valores positivos. Esto es debido al descenso originado por los acuíferos de menor potencial sobre aquellos que tienen su nivel más alto, para alcanzar el nivel medio ponderado en el pozo.

En la ecuación general de descensos  $d = AQ + BQ^n$ , pueden obtenerse valores de  $B$  negativos debido a que, en estas condiciones, el término  $AQ$ , para determinados caudales, adquiere valores proporcionalmente superiores a los que se obtendrían si todos los acuíferos estuvieran aportando agua desde el comienzo del bombeo.

— Causas varias.

Cuando se bombea un acuífero heterogéneo compuesto por rocas karstificadas se producen anomalías siempre que el nivel dinámico alcanza horizontes de distinta permeabilidad. También, cuando el agua circula a través de fisuras, para caudales importantes, el régimen turbulento se propaga a zonas alejadas del punto de bombeo, obteniéndose valores de « $n$ » anormalmente elevados.

En acuíferos libres, cuando el espesor saturado se reduce de modo importante, los descensos crecen muy rápidamente para pequeños incrementos del caudal, dando lugar a representaciones atípicas de las curvas características.

Por efecto de una limpieza o desarrollo de un sondeo puede variar su nivel piezométrico. Por este motivo, los ensayos deben realizarse una vez limpio el sondeo partiendo de un nivel real estabilizado; así se evitarán errores derivados de tomar referencias cambiantes del nivel inicial.

Como consecuencia de algunas condiciones anómalas puede, en ocasiones, encontrarse valores de « $A$ » negativos; lo cual no tiene sentido físico.

La escala elegida para dibujar las curvas características debe ser lo suficientemente amplia para facilitar su mejor interpretación.

### Punto crítico, velocidad crítica y caudal máximo

En la curva característica dibujada en el gráfico 64 se distinguen dos partes claramente diferentes: el primer tramo OA puede asimilarse a una representación casi lineal donde la relación descenso-caudal mantiene una cierta proporcionalidad.

Para descensos importantes, la curvatura se hace cada vez más pronunciada, y la pendiente  $Y/X = d/Q$  aumenta rápidamente (tramo AV).

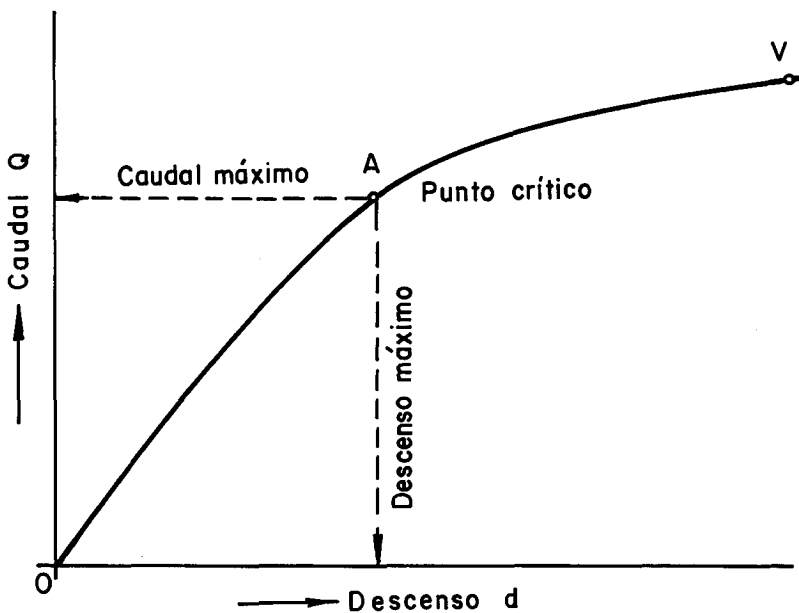


Gráfico 64.—Curva (d-Q). Caudal máximo y punto crítico.

El punto A de la curva característica a partir del cual un incremento pequeño del caudal provoca un aumento considerable del descenso, es lo que se denomina como «punto crítico».

Se admite, en general, que el descenso máximo para alcanzar el punto crítico viene dado por la expresión  $d = 0,75H$ , siendo H la potencia total saturada en un acuífero libre.

Si se trata de un acuífero cautivo, el valor de H es la longitud total de la columna de agua existente en el sondeo, en estado de reposo.

Cuando el nivel desciende por efecto del bombeo, el gradiente hidráulico aumenta en las proximidades del pozo, aumentando de forma paralela la velocidad de circulación del agua. El límite máximo admisible para dicha



velocidad, se llama «velocidad crítica». Esta velocidad se alcanza cuando el cono de descenso, partiendo de la pared del entubado, forma un ángulo de 45° con la horizontal, siendo 1 el valor de la pendiente (Castany, 1971).

Cuando la permeabilidad del acuífero es inferior a  $3 \cdot 10^{-3}$  m/seg, la velocidad crítica o máxima se alcanza con gradientes hidráulicos más bajos.

Fue Sichardt quien relacionó, empíricamente, la velocidad crítica con la permeabilidad mediante la siguiente fórmula:

$$V_{\max} = \frac{\sqrt{K}}{15}$$

Dado que el caudal máximo es:  $Q_{\max} = S \cdot V_{\max}$  y  $S = 2\pi r H_p$ , es la superficie periférica del entubado por donde circula el agua, se tiene:

$$Q_{\max} = 2\pi r H_p \frac{\sqrt{K}}{15}$$

siendo  $H_p$  = espesor de agua en el pozo en régimen dinámico.

En la práctica, no es aconsejable superar la mitad del valor obtenido.

$$Q_{\max} = \pi r H_p \frac{\sqrt{K}}{15}$$

## PROBLEMAS CARACTERISTICOS

### *Ejercicio número 12*

Con caudales constantes de 2.000, 3.500 y 5.500 m<sup>3</sup>/día, se han efectuado tres bombeos de 200 minutos de duración cada uno de ellos, sin recuperación de niveles.

Las medidas de los descensos observados se consignan en el cuadro siguiente:

Tiempo de bombeo (min.)	DESCENSOS (m)		
	$Q_1 = 2.00 \text{ (m}^3/\text{día)}$	$Q_2 = 3.500 \text{ (m}^3/\text{día)}$	$Q_3 = 5.500 \text{ (m}^3/\text{día)}$
3	0,32	1,82	4,50
5	0,45	—	—
7	0,54	—	—
10	0,63	2,10	5,00
15	0,75	2,25	5,50
20	0,83	2,45	5,75
30	0,94	2,60	6,02
40	1,00	2,75	6,25
50	1,07	2,85	6,40
60	1,12	3,00	—
80	1,20	3,13	6,65
100	1,25	3,22	6,83
150	1,33	3,40	7,10
200	1,40	3,50	7,25

Calcular el valor de los coeficientes A, B y n.

RESOLUCION

En el gráfico 65 se han representado los datos de descensos correspondientes a la tabla dada. Por extrapolación se obtienen los descensos corregidos al final de cada escalón.

El cuadro de valores encontrados es el siguiente:

Escalón	Q (m <sup>3</sup> /día)	d (metros)	d/Q (días/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1,40	$0,70 \cdot 10^{-3}$
2	3.500	3,25	$0,913 \cdot 10^{-3}$
3	5.500	6,82	$1,24 \cdot 10^{-3}$

En el gráfico 66 se representan los pares de valores (d/Q – Q<sup>n-1</sup>), para n = 2. Con este valor de n, los puntos definen perfectamente una recta y, por tanto, el valor de los coeficientes se obtienen de modo directo:

$$n = 2 \text{ (fijado y comprobado)}$$

$$A = 0,4 \cdot 10^{-3} \text{ días/m}^2 \text{ (ordenada en el origen)}$$

$$B = 1,6 \cdot 10^{-7} \text{ días}^2/\text{m}^5 \text{ (pendiente de la recta)}$$

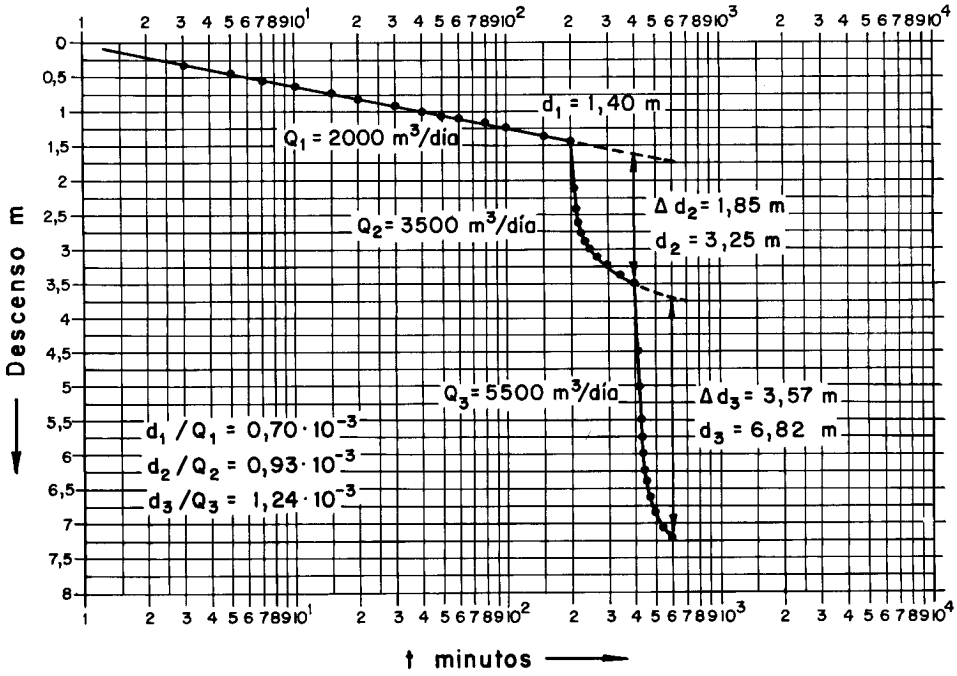


Gráfico 65.—Representación de los datos suministrados por los bombeos, para el ejercicio número 12.

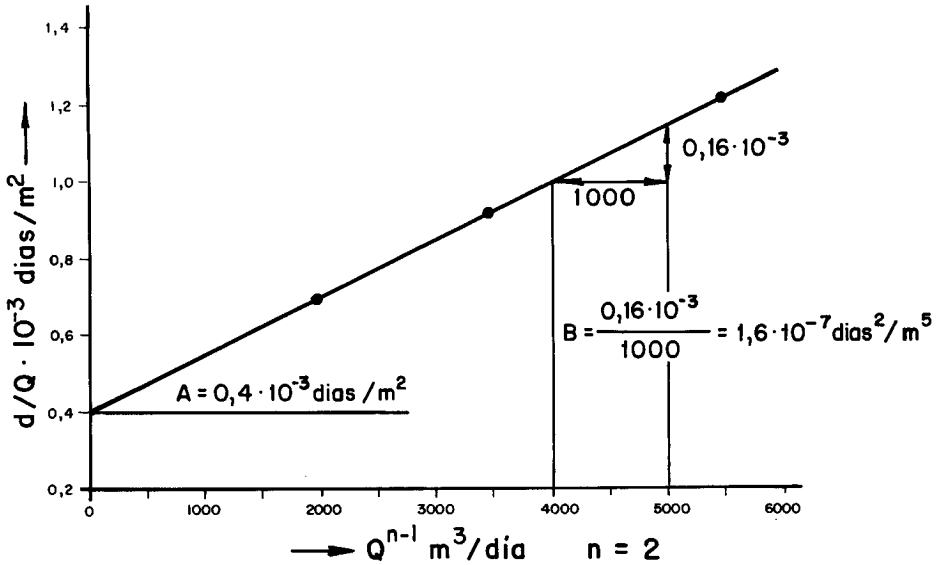


Gráfico 66.—Resolución gráfica de los coeficientes, para el ejercicio número 12.

*Ejercicio número 13*

Se realiza una terna de bombeos escalonados sin recuperación. Los caudales respectivos fueron de 1.300, 2.250 y 3.000 m<sup>3</sup>/día. El tiempo de duración de cada uno de los bombeos ha sido de 200 minutos, habiéndose alcanzado la estabilización de niveles en todos ellos.

Calcular: A, B y *n*, y escribir la ecuación del descenso en el pozo.

RESOLUCION

En este caso, por estar los niveles estabilizados al final de cada escalón, no es necesario hacer correcciones de descensos. Los descensos medidos al final de cada bombeo serán directamente utilizados en la resolución (gráfico 67).

El cuadro de valores es el siguiente:

Escalón	Q (m <sup>3</sup> /día)	d (metros)	dQ (días/m <sup>2</sup> )
1	1.300	0,67	0,52 · 10 <sup>-3</sup>
2	2.250	1,75	0,78 · 10 <sup>-3</sup>
3	3.000	2,94	0,98 · 10 <sup>-3</sup>

Procediendo como en el anterior ejemplo se tiene:

$$n = 2$$

$$A = 1,7 \cdot 10^{-4} \text{ días/m}^2$$

$$B = 2,7 \cdot 10^{-7} \text{ días}^2/\text{m}^5 \text{ (gráfico 68)}$$

La ecuación de descenso en el pozo es:

$$d = 1,7 \cdot 10^{-4} \cdot Q + 2,7 \cdot 10^{-7} \cdot Q^2$$

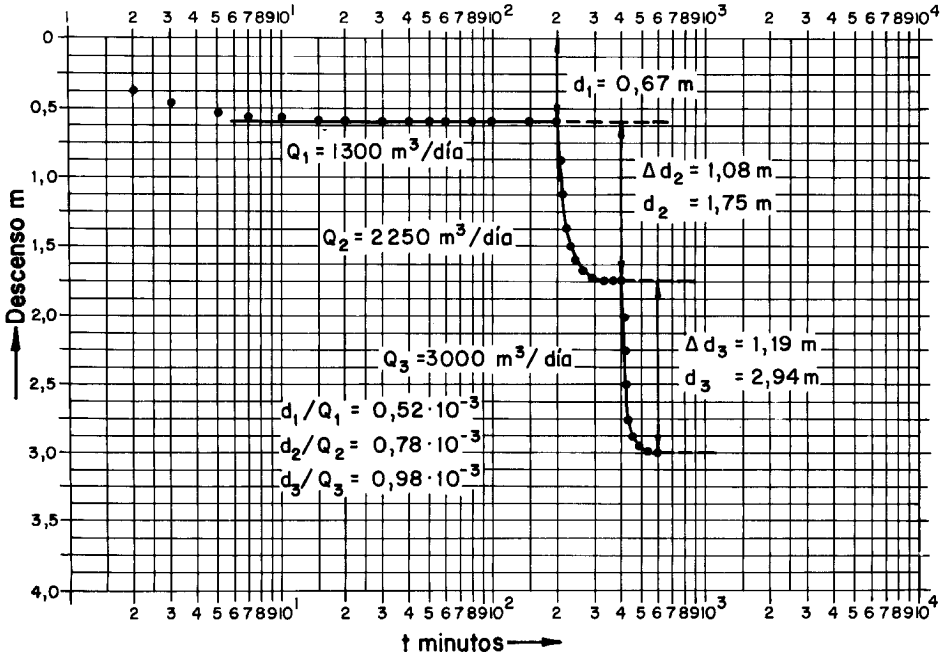


Gráfico 67.—Representación de los datos de los bombeos, para el ejercicio número 13.

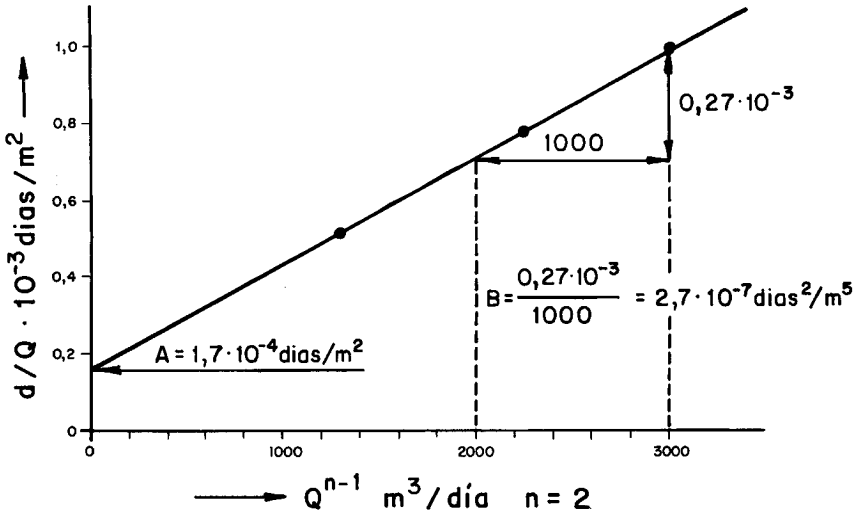


Gráfico 68.—Resolución gráfica de los coeficientes, para el ejercicio número 13.

*Ejercicio número 14*

Se realizan cuatro bombeos con caudales constantes escalonados de dos horas de duración para cada caudal, con recuperación total de niveles. Los caudales han sido de 500, 1.250, 1.750 y 2.375 m<sup>3</sup>/día, y los descensos medidos al final de cada escalón fueron de 1,0; 5,0; 10,5, y 21,85 m.

Calcular los valores de A, B y n, y hallar la ecuación del descenso en el pozo.

RESOLUCION

En el gráfico 69 se han representado las medidas tomadas durante los bombeos. Teniendo en cuenta que se ha dejado recuperar el pozo de modo total al final de cada bombeo, el origen de descensos ha sido el mismo.

El cuadro de valores es el siguiente:

Escalón	Q (m <sup>3</sup> /día)	d (metros)	d/Q (días/m <sup>2</sup> )
1	500	1	2 · 10 <sup>-3</sup>
2	1.250	5	4 · 10 <sup>-3</sup>
3	1.750	10,5	6 · 10 <sup>-3</sup>
4	2.375	21,85	9,2 · 10 <sup>-3</sup>

En este caso, haciendo  $n = 2$  y representado los pares de valores ( $d/Q - Q^{n-1}$ ), se obtiene una curva (gráfico 70). Esta curva presenta concavidad hacia el eje positivo de ordenadas, lo que indica que el valor de n que define la recta buscada, será mayor que 2.

Permaneciendo constantes los valores  $d/Q$  representados en el eje de ordenadas, se tantea con distintos valores de  $n > 2$ , hasta encontrar uno que sitúe los pares ( $d/Q - Q^{n-1}$ ) según una alineación recta.

La escala del eje de caudales es necesario adaptarla según los diferentes valores de n.

Para  $n = 2,8$  se consigue la recta buscada; luego puede admitirse que es éste el valor real de n.

Como en los casos anteriores, A es la ordenada en el origen y B la pendiente de la recta.

$$n = 2,8$$

$$A = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ días/m}^2$$

$$B = 4 \cdot 10^{-9} \text{ días}^2/\text{m}^5$$

$$d = 1,5 \cdot 10^{-3} Q + 4 \cdot 10^{-9} \cdot Q^{2,8}$$

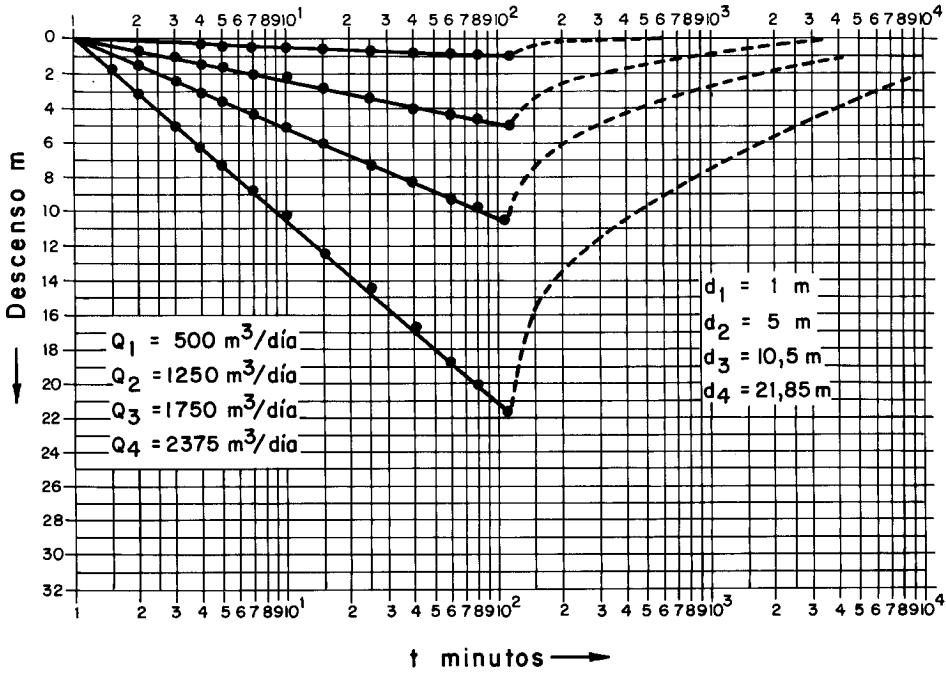


Gráfico 69.—Representación de los datos de los bombeos, para el ejercicio número 14.

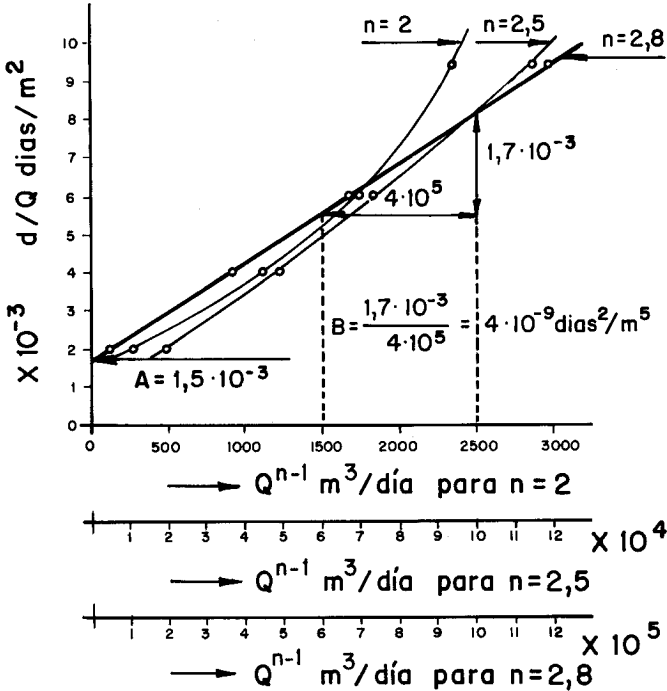


Gráfico 70.—Resolución gráfica de los coeficientes, cuando  $n$  no vale 2, para el ejercicio número 14.

### Ejercicio número 15

Partiendo de los datos de los bombeos del ejemplo 14, calcular los coeficientes A, B y n por el método de tanteo de «A».

### RESOLUCION

El valor de A que mejor ajusta los pares de valores, según una recta, es:

$$A = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ día/m}^2 \text{ (gráfico 71)}$$

La pendiente de la recta n, vale:

$$n - 1 = \frac{0,89}{0,50} ; n = 2,78$$

El valor de B no puede leerse directamente del gráfico, pero su cálculo es sencillo.

En la ecuación:  $d/Q = A + BQ^{n-1}$ , se sustituyen cualquier par de valores obtenidos en los bombeos. Para el segundo escalón:  $Q = 1.250 \text{ m}^3/\text{día}$ ;  $d/Q = 4 \cdot 10^{-3} \text{ día/m}^2$ ; luego:

$$4 \cdot 10^{-3} = 1,5 \cdot 10^{-3} + 1.250^{1,78} \cdot B$$

$$B = 7,6 \cdot 10^{-9} \text{ días}^2/\text{m}^5$$

Las diferencias encontradas por éste y el anterior procedimiento son propias de resoluciones gráficas y, en la práctica, carecen de importancia. Este método es de mayor precisión, pero conviene acotar previamente el valor A por tanteo del valor de n, para obtener una resolución más rápida.



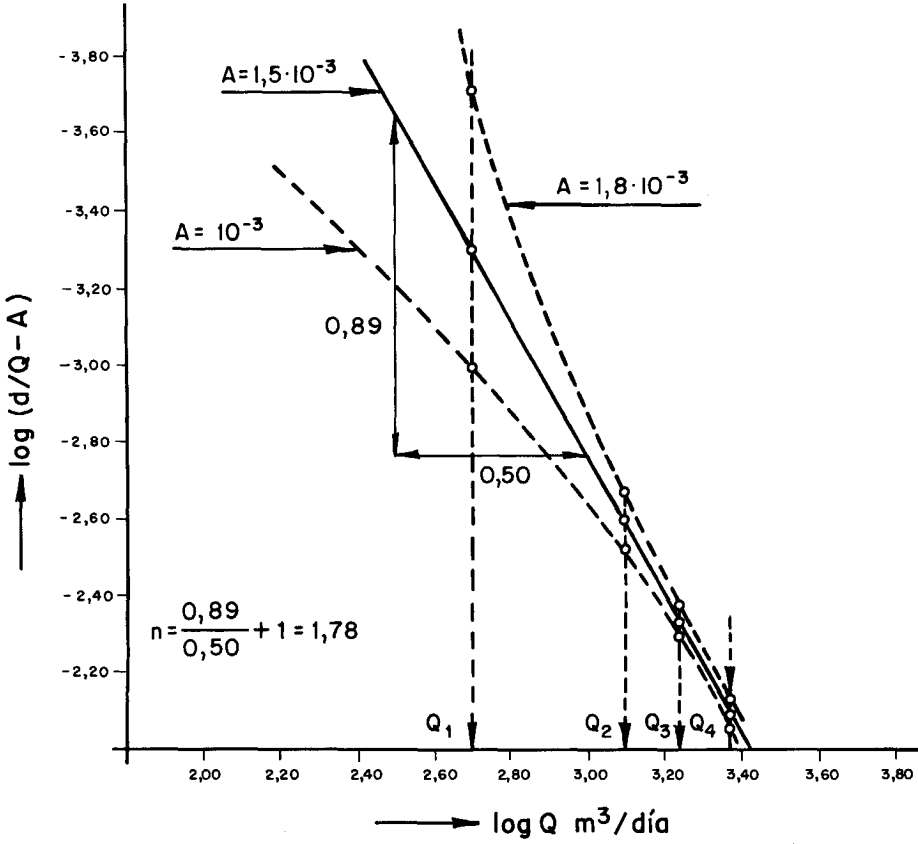


Gráfico 71.—Resolución gráfica de los coeficientes por el método de tanteo de A, para el ejercicio número 15.

*Ejercicio número 16*

Comprobar por métodos analíticos los resultados obtenidos en el ejemplo 12.

**RESOLUCION**

En el sistema:

$$\frac{\frac{d_2}{Q_2} - \frac{d_1}{Q_1}}{\frac{d_3}{Q_3} - \frac{d_2}{Q_2}} = \frac{Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}}{Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}}$$

sustituyendo valores, se tiene:

$$\frac{0,93 \cdot 10^{-3} - 0,70 \cdot 10^{-3}}{1,24 \cdot 10^{-3} - 0,93 \cdot 10^{-3}} = \frac{3.500 - 2.000}{5.500 - 3.500}$$

$$\frac{0,23}{0,31} = \frac{1.500}{2.000}; \quad 0,742 \sim 0,75$$

Como puede verse, la diferencia existente es muy pequeña, lo que permite dar como coincidentes, los resultados obtenidos por ambos métodos.

### Ejercicio número 17

Mediante la realización de cuatro bombeos con caudales constantes escalonados, se han obtenido los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 300 \text{ m}^3/\text{día}; Q_2 = 500 \text{ m}^3/\text{día}; Q_3 = 800 \text{ m}^3/\text{día}; \\ Q_4 &= 1.100 \text{ m}^3/\text{día} \\ d_1 &= 0,99 \text{ m}; d_2 = 2,45 \text{ m}; d_3 = 5,76 \text{ m}; d_4 = 10,45 \text{ m} \\ d_1/Q_1 &= 0,33 \cdot 10^{-2}; d_2/Q_2 = 0,49 \cdot 10^{-2} \\ d_3/Q_3 &= 0,72 \cdot 10^{-2}; d_4/Q_4 = 0,95 \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

Calcular:

- Los coeficientes A, B y n, por el método de tanteo de n y por el método gráfico de superposición, comparando los resultados.
- Las pérdidas de carga en el pozo, para caudales de bombeo de 650, 800 y 1.200 m<sup>3</sup>/día.
- La ecuación del descenso en el pozo.

### RESOLUCION

- Representando los valores d/Q en función de Q<sup>n-1</sup>, para n = 2, se obtiene una recta. (Gráfico 72.)

La ordenada en el origen:

$$A = 0,1 \cdot 10^{-2} \text{ días/m}^2$$

y la pendiente:

$$B = 7,7 \cdot 10^{-6} \text{ días}^2/\text{m}^5$$

Representados los valores (d/Q - Q) en papel bilogarítmico (gráfico 73), y ajustando la curva obtenida con una de las curvas patrón, se obtiene directamente el valor de n; n = 2.

Para un punto común 0, de ambas curvas, se pueden leer los siguientes valores:

1) En la dibujada:

$$Q = 650 \text{ m}^3/\text{día}; d/Q = 0,56 \cdot 10^{-2} \text{ días/m}^2$$

2) En la tipo o patrón:

$$\alpha = 4; F(\alpha) = 5; \text{ luego:}$$

$$A = \frac{d/Q}{F(\alpha)} = \frac{0,56}{5} = 0,11 \cdot 10^{-2} \text{ días/m}^2$$

$$B = A \left( \frac{\alpha}{Q} \right)^{n-1} = 0,11 \cdot 10^{-2} \times \frac{4}{650} = 6,7 \cdot 10^{-6} \text{ días}^2/\text{m}^5$$

Estos valores son sensiblemente iguales a los obtenidos por el anterior procedimiento.

b) Los descensos por pérdidas de carga vienen dados por el término  $BQ^n$ .  
Sustituyendo valores se tiene que:

$$\text{Para } 650 \text{ m}^3/\text{día}; d_1 = BQ_1^2 = 0,04 \text{ m.}$$

$$\text{Para } 800 \text{ m}^3/\text{día}; d_2 = BQ_2^2 = 0,64 \text{ m.}$$

$$\text{Para } 1.200 \text{ m}^3/\text{día}; d_3 = BQ_3^2 = 1,44 \text{ m.}$$

c) La ecuación del descenso en el pozo es:

$$d = 1 \cdot 10^{-2} \cdot Q + 7 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2$$

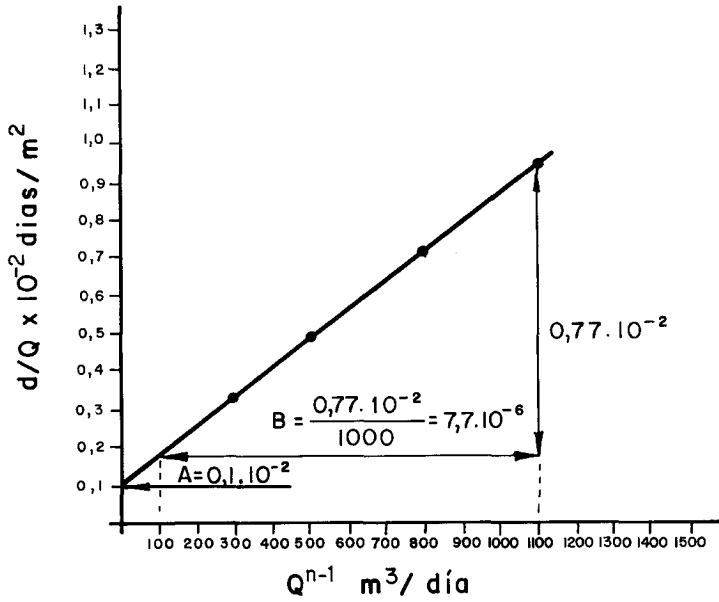


Gráfico 72.—Resolución gráfica de los valores de A, B y n, correspondientes al ejercicio número 17.

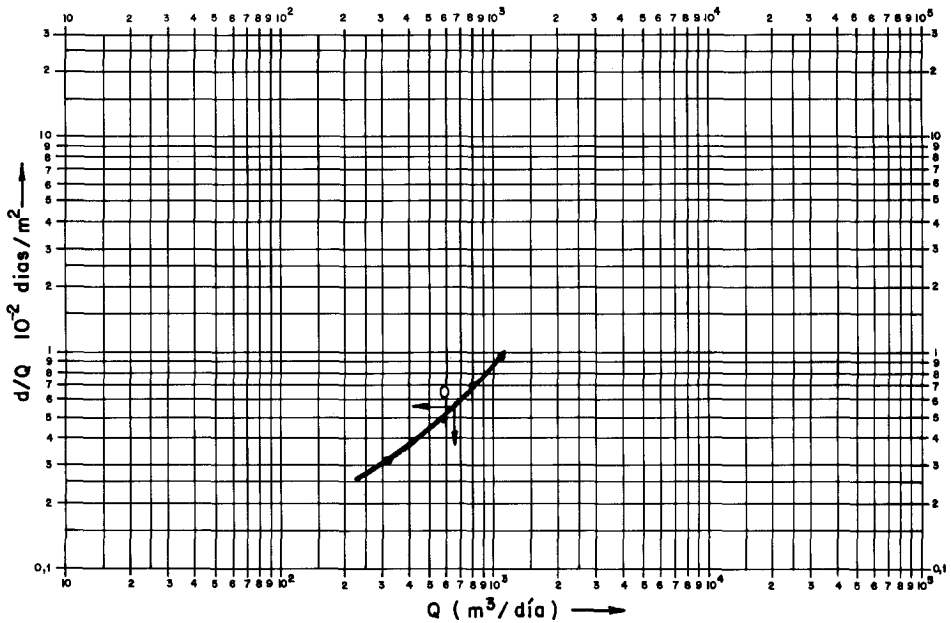


Gráfico 73.—Resolución por el método gráfico de superposición, de los valores A, B y n, para el ejercicio número 17.

## CAPITULO IX

### ESTUDIO DEL CAUDAL DE EXPLOTACION

#### **Consideraciones sobre el cálculo del caudal de explotación más aconsejable**

Determinar el caudal de explotación posible o aconsejable de un pozo o sondeo es uno de los objetivos prioritarios a que debe atender la realización de un ensayo de bombeo. Conviene, pues, que dicho ensayo esté orientado y programado para que del mismo pueda deducirse, con el menor error posible, el caudal de explotación del sistema pozo-acuífero. Este caudal depende tanto de las características hidráulicas del acuífero como del grado de eficacia de la obra de captación.

En ocasiones, el rendimiento específico del sondeo ( $Q/d$ ) es tan elevado, que con un descenso mínimo se cubre sobradamente la demanda de agua, y resulta sencillo fijar el caudal que mejor satisfaga las necesidades existentes. Con frecuencia, las cosas no son tan simples, siendo necesario un análisis riguroso de los datos obtenidos durante el ensayo de bombeo para poder cuantificar el caudal de explotación en función del descenso y del tiempo de bombeo previstos. Serán el caudal y la altura de elevación los factores a tener en cuenta para poder proyectar con acierto los equipos de elevación y de servicios más adecuados.

Además del conocimiento de las características del acuífero a explotar, así como las constructivas de la obra de captación, existen otros condicionantes que han de tenerse presentes a la hora de analizar los datos de un ensayo de bombeo con vistas a fijar el caudal adecuado del pozo ensayado.

La proximidad del pozo al mar en zonas costeras donde existen problemas de intrusión marina y la existencia de pozos próximos que explotan el mismo acuífero son factores que, de alguna manera, limitan o condicionan el caudal del pozo objeto de estudio. También será necesario hacer un análisis sobre los recursos y reservas en los casos de acuíferos de pequeña extensión, donde la explotación de los mismos pueda suponer un proceso de sobreexplotación.

Cuando el sondeo esté ubicado en un acuífero de gran extensión y no existan pozos próximos en funcionamiento, para el cálculo del caudal se fijará el descenso máximo aconsejable para un tiempo de bombeo determinado, y a partir de las constantes del acuífero  $T$  y  $S$ , y de las pérdidas de carga expresadas por el término  $BQ^n$  se podrá obtener fácilmente el caudal de explotación buscado a partir de la ecuación general de descenso:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25 T t}{r^2 S} + BQ^n$$

Es evidente que para la resolución de la ecuación anterior es necesario disponer de algún pozo auxiliar de observación durante la realización del ensayo de bombeo, que permita el cálculo del valor del almacenamiento  $S$ . Con mucha frecuencia esto no es posible al no contar con ningún piezómetro de observación.

En ocasiones, el pozo ensayado se ubica en un acuífero del que, por otros trabajos similares, se conoce con aproximación suficiente el valor del almacenamiento, pudiendo utilizar esta información para el cálculo del caudal a partir de la fórmula general. En cualquier caso, mejor que utilizar cualquier procedimiento de tanteo para el valor de  $S$  es aconsejable tomar de la tabla 3 de este texto aquel que más se ajuste a las condiciones de trabajo y características particulares del acuífero.

Por lo que se refiere al coeficiente de pérdidas de carga  $B$ , siempre será posible estimar su valor realizando una serie de bombeos escalonados en el propio pozo, con esta específica finalidad.

Resulta evidente que, conocidos o estimados los valores de  $T$ ,  $S$ ,  $B$ , y fijado el tiempo de duración del bombeo, así como el descenso que se desea producir, es fácil deducir el caudal para estas determinadas condiciones a partir de la ecuación general.

Para fijar el descenso es necesario analizar la situación del acuífero-s, dentro del contexto general del sondeo y de la columna de agua en estado de reposo. Así, debe procurarse no dejar colgados varios acuíferos cuando se trate de un sistema multicapa, ya que las condiciones exigidas para el cálculo de caudales, a partir de la ecuación general de descenso, no se cumplen. En este supuesto se producirá un desequilibrio en la relación descenso-caudal; es decir, el caudal conseguido por unidad de descenso será tanto menor cuanto mayor sea el número de acuíferos que queden colgados.

Si el acuífero es libre y el espesor saturado del mismo es pequeño, el descenso máximo admisible, por razones que ya se han expuesto, no debe superar el 30 o el 35 por 100 del espesor saturado inicial, siendo aconsejable no sobrepasar el 15 por 100.

Otro factor a tener en cuenta, para fijar el descenso, es el económico. Cuando los niveles estáticos están situados a mucha profundidad y las depresiones producidas por efecto del bombeo son importantes, los gastos de elevación pueden ser excesivos y no hacer rentable la explotación, que tal vez podría serlo con caudales menores y descensos más reducidos.

El tiempo de bombeo para una explotación ininterrumpida se aconseja, a efectos de cálculos, fijarlo en cien días por las razones siguientes:

- El mayor porcentaje del descenso total se produce en los primeros momentos de iniciar el bombeo. La evolución posterior de niveles sigue normalmente una alineación recta en una representación descenso- $\lg t$ , y, por tanto, a medida que el tiempo de bombeo es mayor, la incidencia en el descenso es menor, al considerar un ciclo logarítmico determinado y el siguiente.
- Por lo general, el tiempo de cien días es la duración de un período de estiaje, pudiendo suponerse que durante este tiempo no existirán influencias por infiltración de agua de lluvias.

Cuando existe un campo de pozos que explotan al mismo acuífero, es evidente que existen afecciones mutuas que serán tanto más importantes cuanto más próximos entre sí estén los pozos. Estas afecciones originan unos descensos adicionales, que será necesario sumar a los descensos provocados en cada pozo como consecuencia de su propio bombeo.

En el apartado 6 del capítulo V se ha expuesto la metodología a seguir en estos casos, según el tipo y características del acuífero ensayado.

Cuando se trate de acuíferos compartimentados de pequeña extensión y sin recursos suficientes, deberá analizarse la recta de recuperación para conocer el descenso residual, y determinar el vaciado producido como consecuencia del volumen de agua extraído durante la realización del ensayo. A partir de este análisis, como se ha visto en el apartado 3 del capítulo III, puede estimarse el área de embalse subterráneo del acuífero y, consecuentemente, el volumen de agua almacenada en el mismo. A partir de estas valoraciones se decidirá el caudal de explotación más racional para la captación ensayada.

Cuando el régimen de bombeo sea cíclico, con determinadas horas diarias de funcionamiento, seguidas de períodos de reposo, quedarán unos descensos residuales acumulados, como consecuencia de los bombeos, tal y como se esquematiza en el gráfico 74, y que han de tenerse en cuenta para determinar el caudal en función del descenso máximo permitido o aconsejable. Para el cálculo de los descensos residuales acumulados, como consecuencia de un régimen de bombeo cíclico, se adjunta el gráfico 75 (Da Costa, 1963).

Conocido el valor de la transmisividad del acuífero, el caudal de bombeo y la relación entre el tiempo de bombeo y el de parada ( $f$ ), es fácil deducir el descenso total acumulado al término de  $n$  ciclos.

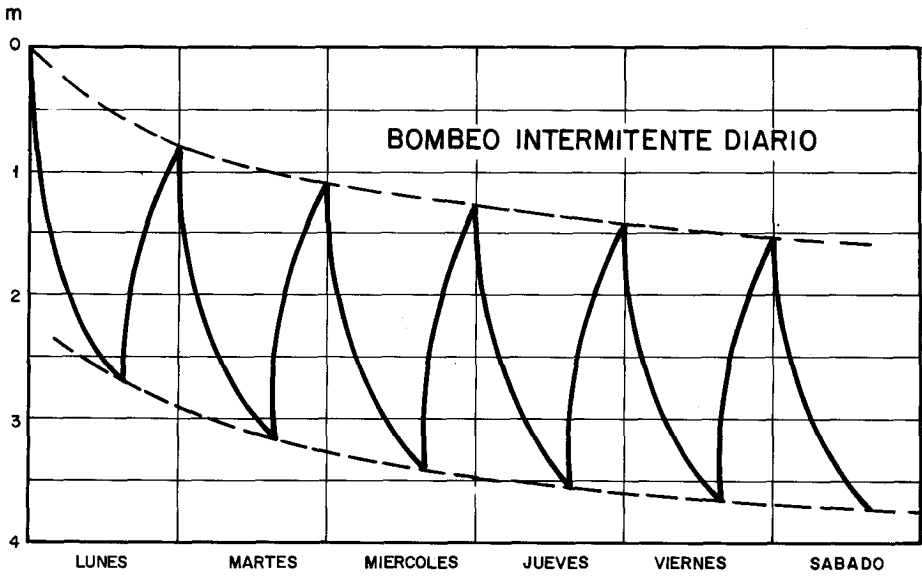


Gráfico 74.—Descensos acumulados por un bombeo cíclico.

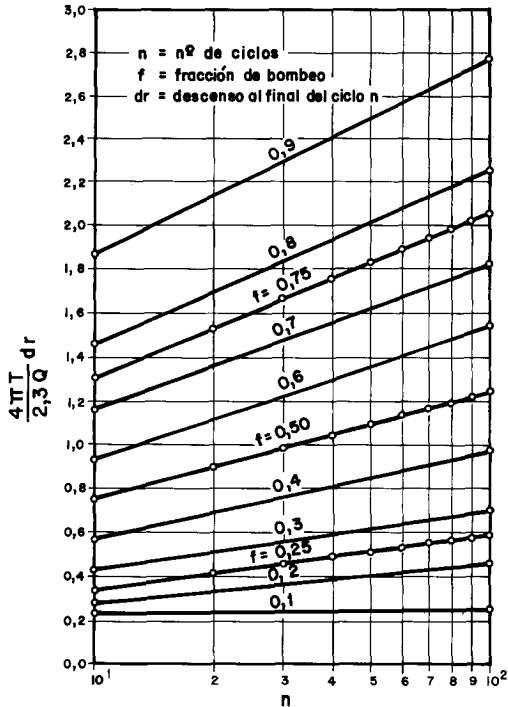


Gráfico 75.—Abaco para el cálculo de descensos en un bombeo cíclico.



Se puede tantear con distintos valores de  $Q$ , y tomar aquél que produzca un descenso residual, al cabo de  $n$  ciclos, tal que, sumado al provocado por el bombeo correspondiente a un ciclo, se obtenga el descenso total deseado.

Cuando el comportamiento del acuífero sea tan complejo que los datos del ensayo resulten ininterpretables por cualquiera de los procedimientos expuestos en este texto, será conveniente comenzar la explotación del pozo a modo de bombeo experimental con el régimen que parezca más idóneo y, en función de la evolución de niveles, al cabo de un cierto tiempo de bombeo, ajustar el caudal de acuerdo con los resultados obtenidos durante el mencionado bombeo experimental.

La ecuación general de descenso comentada en este apartado no tiene una solución simple para obtener el caudal, si el valor de  $n$  es distinto de 1 ó 2. Siempre es posible proceder a su resolución mediante unos procedimientos de tanteo o informáticos, si se dispone del oportuno material de cálculo.



**TERCERA PARTE**

**SELECCION DEL MATERIAL ADECUADO PARA LA  
REALIZACION DE ENSAYOS DE BOMBEO**



Para la práctica de ensayos de bombeo se requiere, en general, la utilización de equipos móviles debido a que las instalaciones de carácter fijo suelen estar condicionadas a los resultados obtenidos en el transcurso del bombeo. Lógicamente, un pozo debe equiparse después de haber sido ensayado.

El desplazamiento de estos equipos móviles es siempre complejo y costoso, lo que aconseja un estudio riguroso de cuantos factores intervienen en el trabajo a realizar. Sólo una buena planificación asegurará el cumplimiento de cada uno de los objetivos propuestos.

Son varios los factores que concurren a la hora de ejecutar un ensayo de bombeo. Unos vienen determinados por el tipo de material a utilizar, y otros se refieren a las condiciones generales de la zona objeto de estudio.

Se pretende en esta tercera parte exponer, con la mayor precisión posible, cada uno de los dispositivos que resultan imprescindibles para la ejecución de un bombeo con las máximas garantías de funcionamiento, y capaz de suministrar los elementos de juicio para una fiable interpretación de los resultados obtenidos.



## CAPITULO X

### EQUIPADO DEL POZO

Si el pozo a bombear dispone de instalación fija, se ha de comprobar el estado general de la misma, asegurándose que dicha instalación satisface las condiciones mínimas para la práctica de un buen trabajo. En cualquier caso, se analizarán cada uno de los elementos que son necesarios para la normal ejecución de una prueba de este tipo.

#### **Hidroniveles, limnigrafos y tubos piezométricos**

##### **Hidroniveles**

Son los instrumentos destinados a la medida del nivel de agua.

Existe una amplia gama en el mercado de hidroniveles o sondas, pero no todos cumplen con las características requeridas para asegurar la fiabilidad de las medidas de nivel que con ellos se realicen.

Los hidroniveles más utilizados, por su comodidad y precisión, son los de tipo eléctrico. Estos pueden ser, o bien de un solo conductor, cerrando el circuito con tierra, o de dos conductores, con circuito impreso transistorizado. Las sondas acústicas, de flotador, o de simple mojado con el auxilio de tiza o yeso, se utilizan raramente y sólo en condiciones especiales.

A continuación se exponen las principales características que debe tener un buen hidronivel, así como algunos de los cuidados a tener en cuenta durante su manejo.

- El cable de la sonda deberá estar graduado en toda su longitud, en centímetros, señalando los decímetros y metros mediante marcas bien diferenciadas con la numeración correspondiente. De esta manera, los registros serán más precisos, más rápidos y más cómodos.
- La longitud total del cable será mayor que el punto de máxima profundidad que se precise medir.
- El cable deberá ser totalmente inextensible a efectos prácticos, ya que a grandes profundidades pueden producirse alargamientos que distorsionan la verdadera magnitud de las observaciones realizadas.

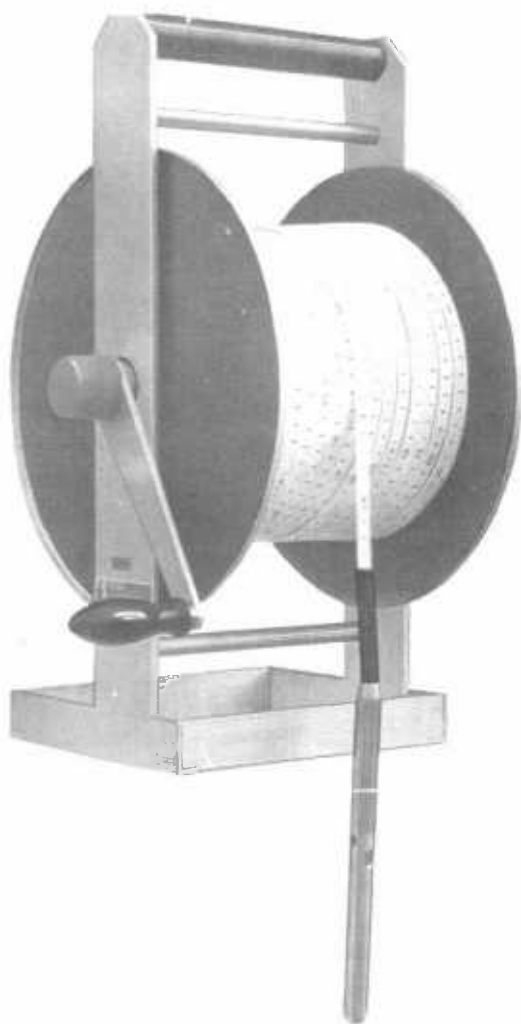


Fig. 20.—Sonda Ramtor con cable plano de dos conductores e hilo de acero. División en centímetros y numeración de decímetros y metros.



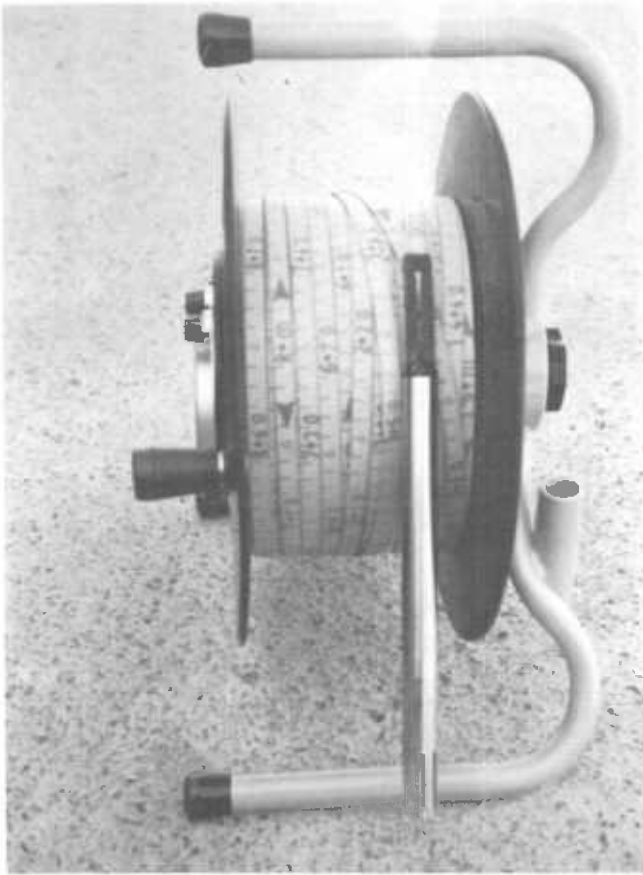


Fig. 21.—Sonda OTT con cable de acero y capa de polyamida. División en centímetros y numeración de decímetros y metros.

Antes de comenzar el ensayo deberá comprobarse el buen funcionamiento de la sonda, examinando el estado de las pilas y del circuito en general.

Durante los intervalos comprendidos entre mediciones se recomienda tener la sonda fuera del agua para evitar un desgaste inútil de las pilas o batería. Resulta frecuente que, por efectos de capilaridad, se queden algunas gotas de agua en el entorno del electrodo cerrando el circuito y dando la impresión de estar tocando el nivel dinámico. Unas simples sacudidas harán desaparecer las gotas de agua retenidas, pudiendo continuar las medidas normalmente.

En el supuesto de que existan aguas colgadas y la sonda no vaya dirigida a través de un tubo piezométrico, se deberá proteger el electrodo con una caperuza para evitar medidas falseadas por este motivo.

Cuando el ambiente y el suelo tengan un alto grado de humedad, la sonda deberá situarse en un lugar seco, para evitar que gran parte de la intensidad

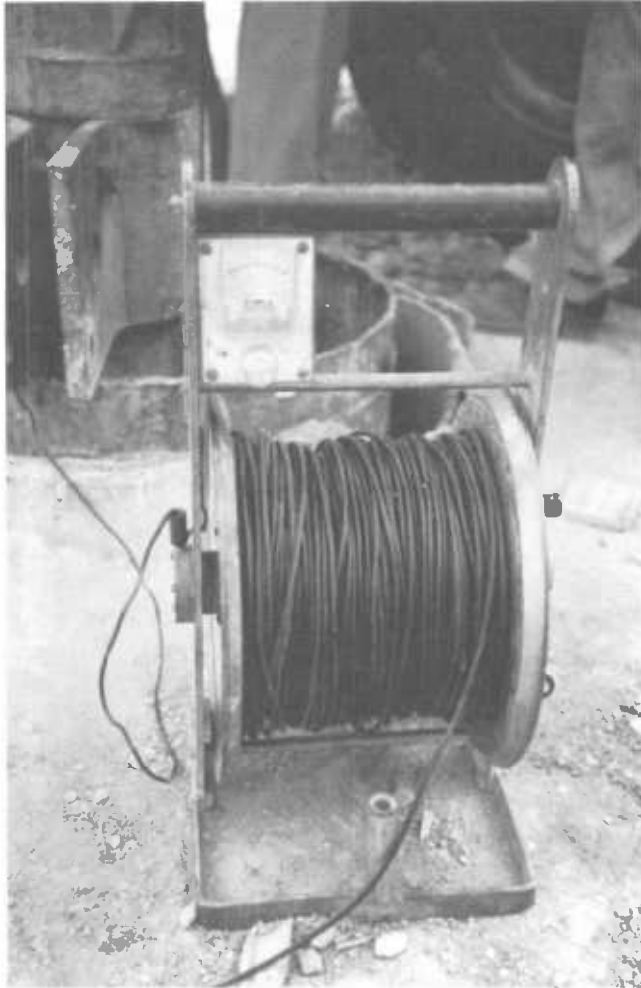


Fig. 22.—Sonda eléctrica unipolar, con señalizaciones a intervalos de cinco metros.

pueda perderse por derivación a tierra, y la señal luminosa, o de otro tipo, se debilite hasta el extremo de hacer imposible la toma de datos. Lo mismo puede suceder si la estructura de la sonda se pone en contacto con alguna parte metálica.

Se debe tener buen cuidado de que la sonda esté perfectamente aislada, ello constituye un factor de garantía para su normal funcionamiento.

### **Limnigrafos**

Estos aparatos registran, de modo automático y continuo, la evolución del nivel a lo largo del tiempo.

El funcionamiento consiste en un sistema de flotador-contrapeso, acoplado a un tambor giratorio que lleva incorporado un aparato de relojería.

La energía necesaria para el giro suele proporcionarse mediante pilas, aunque es frecuente el uso de una cuerda manual análoga a las utilizadas en relojería.

La velocidad de giro del tambor depende del período de rotación elegido. Los modelos más frecuentes suelen ser de uno, dos, tres, ocho y dieciséis días de duración para efectuar un giro completo.

En el papel acoplado al tambor quedan dibujadas, mediante una plumilla, las oscilaciones de nivel de acuerdo con la escala vertical que se haya elegido, siendo las más corrientes: 1/5, 1/10 y 1/20. Dicha escala se decide de acuerdo con los descensos o recuperaciones previstas, teniendo en cuenta que la altura del papel suele medir 30 cm. Si las oscilaciones de niveles superan la menor de las escalas, será necesario cambiar el papel en el momento oportuno, o bien accionar manualmente la plumilla para asegurar la continuidad de los registros de niveles, subiendo ésta el espacio conveniente.

El movimiento de la polea que soporta el flotador y contrapeso se transmite a la plumilla mediante el adecuado sistema de engranajes con el auxilio de una guiadera. Dicho movimiento, combinado con el giratorio del tambor, proporciona el gráfico real de las oscilaciones del agua, según las escalas de amplitud y tiempo elegidas.

El uso de estos medidores de niveles suele ser recomendable en piezómetros lejanos al punto de bombeo, por imperativos de tiempo o falta del necesario personal para realizar mediciones con sonda, o bien en sondeos donde interese un registro continuo de niveles durante períodos largos de tiempo. En este caso, el limnógrafo debería tener un sistema de rotación de la mayor duración posible (ocho a dieciséis días por vuelta).

Existen determinados casos en los que las posibles ventajas de utilización de estos aparatos quedan anulados por las dificultades y problemas que causan su mal funcionamiento.

Por ejemplo, en captaciones cuyo nivel piezométrico sea muy profundo, los roces de los cables con las paredes del entubado, así como el arrollamiento entre los propios cables, pueden alterar el normal desplazamiento de los mismos y falsear las mediciones.

En el pozo de bombeo es imposible la instalación de limnógrafos. La falta de espacio libre y los acusados descensos hacen inviable la utilización de estos aparatos.

En piezómetros cuyo abatimiento por efecto del bombeo se prevea muy elevado, tampoco suelen resultar útiles los limnógrafos, pues, a pesar de utilizarse la menor de las escalas, se requeriría una estrecha vigilancia, perdiendo así una de las principales ventajas de este tipo de medidores.

La instalación en sondeos de reducido diámetro resulta poco práctico, fundamentalmente por la frecuencia con que los cables suelen arrollarse.

Estos aparatos, utilizados adecuadamente, pueden aliviar notablemente el

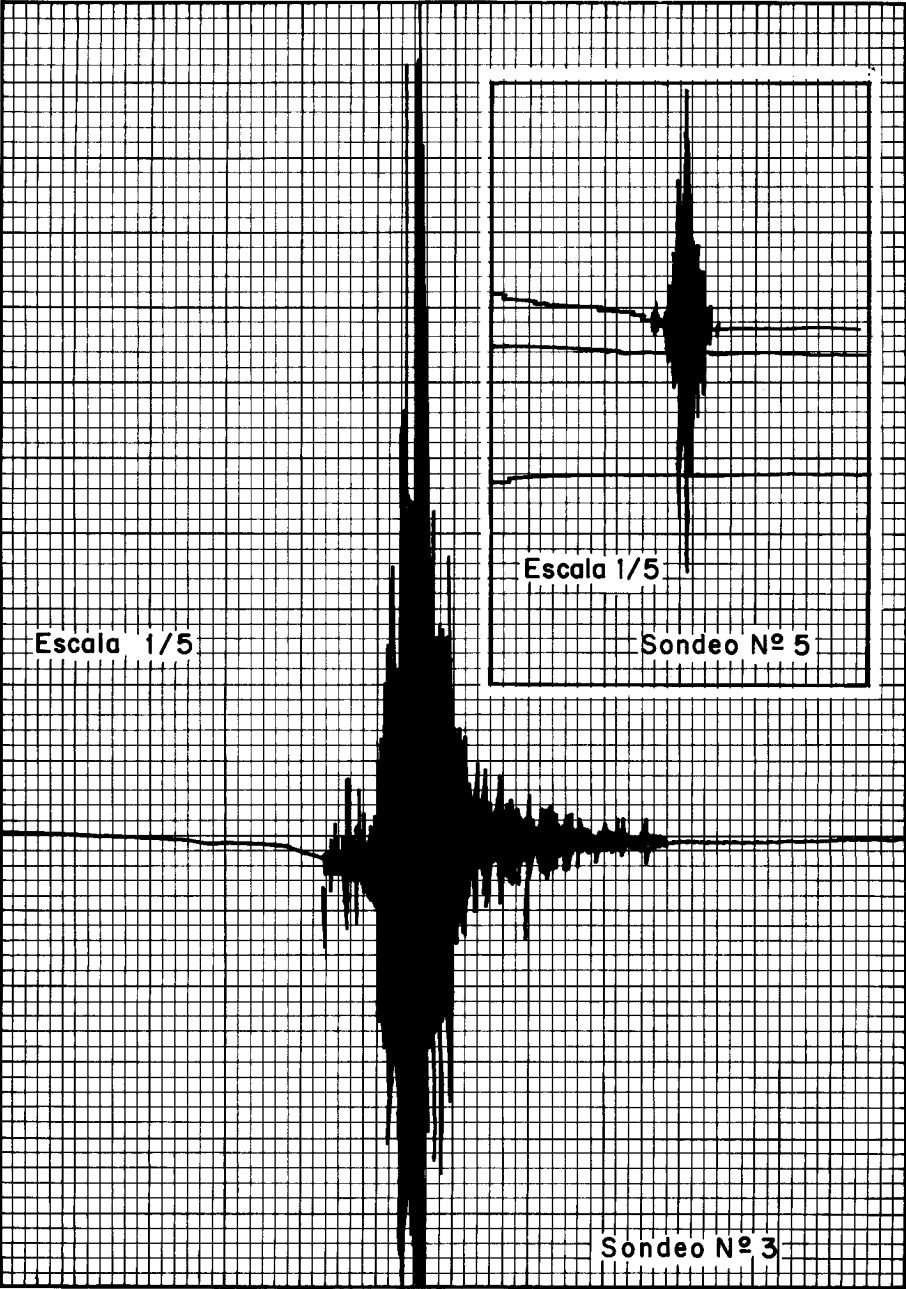


Gráfico 76.—Efecto de un terremoto observado el 15-5-68, en los sondeos números 3 y 5 de la Sociedad AITASA (Tarragona).

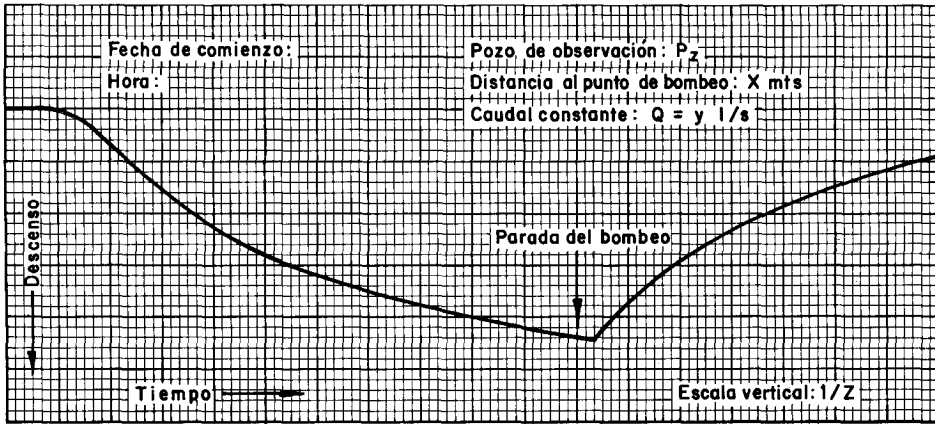


Gráfico 77.—Limnigrama: Caso supuesto.

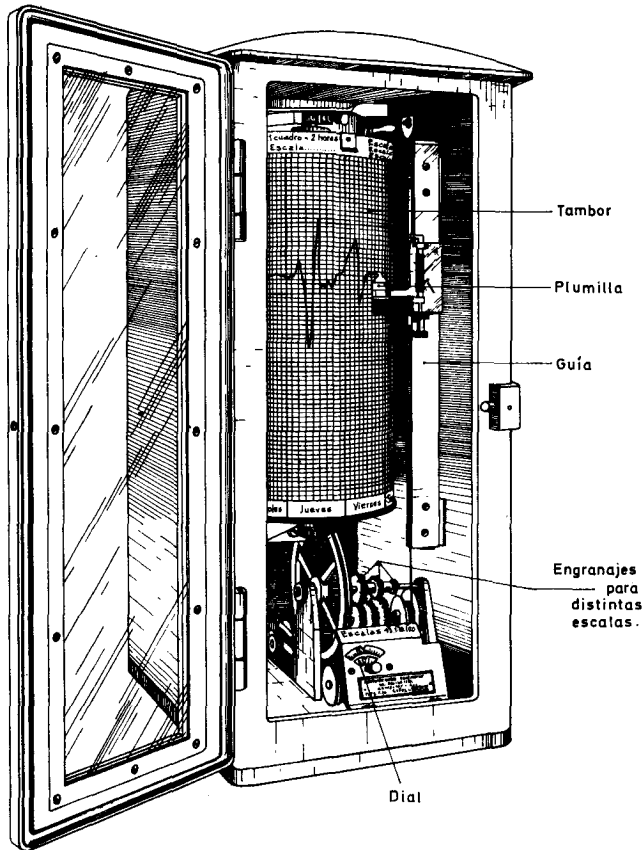


Fig. 23.—Limnigrafo registrador de niveles.

trabajo de campo, pero su delicado sistema de funcionamiento limita el ámbito de su aplicación; sobre todo si no son manejados por personal experto.

### **Tubos piezométricos**

En toda instalación elevadora de agua debe disponerse de un tubo piezométrico adosado a la tubería de impulsión, que servirá de guía para dirigir y proteger el hidronivel correspondiente.

El equipamiento de un sondeo, además de la tubería de impulsión con sus bridas, lleva aparejados otros elementos, como pueden ser los cables de la bomba, que reducen el espacio libre en el pozo. Por esta razón se hace imprescindible la colocación de estos tubos auxiliares para evitar molestias inútiles a la hora de controlar niveles.

No es exagerado el afirmar que muchos bombeos han tenido que suspenderse, o no se han podido iniciar, por no contar con este sencillo dispositivo.

El tubo piezométrico debe tener un diámetro de 3/4", aproximadamente, para no tener problemas de espacio en el momento de introducir la sonda. Irá sujeto a la tubería de impulsión, siendo el sistema de rosca con manguito el más usual para su unión.

Antes de su colocación se revisarán, uno a uno, todos los tubos que se piensen instalar, evitando así el caso desagradable de tener que desmontar toda la instalación por obstrucción en uno de ellos e impedir el paso de la sonda. Deberán revisarse los extremos para asegurar que no existen rebabas o, en caso afirmativo, limarlas cuidadosamente.

La columna formada por el tubo piezométrico deberá alcanzar una profundidad ligeramente inferior a la de la aspiración de bomba (dos a tres metros por encima).

No es necesario la colocación de tubo piezométrico en los ensayos a realizar en pozos de gran diámetro y niveles de agua muy próximos a la superficie. Tampoco se precisa en sondeos sin instalación.

### **Dispositivos y métodos de aforos**

Para la realización de un ensayo de bombeo debe disponerse de un sistema adecuado de aforo que permita el control permanente del caudal bombeado de forma rápida y sencilla.

Son varios los procedimientos que se utilizan para determinar el caudal, pero no todos cumplen con el grado mínimo de eficacia y precisión requeridos en la ejecución de un ensayo.

Se describen a continuación los métodos más corrientes de aforo, analizando algunos de los inconvenientes y ventajas de cada sistema.

### Aforo volumétrico

Consiste este método en la utilización de un recipiente de capacidad conocida y el auxilio de un cronómetro para medir el tiempo de llenado.

La aplicación de este procedimiento plantea algunas limitaciones e inconvenientes:

- Cuando la capacidad del depósito es pequeña, y el caudal a aforar es importante, el tiempo de llenado puede ser tan reducido que carezca de precisión el dato obtenido. Un buen aforo por este sistema se obtiene a partir de los veinte segundos de tiempo de llenado del recipiente.
- Si la capacidad del depósito utilizado para el aforo es muy grande, se plantean problemas de transporte en equipos móviles sujetos a continuos desplazamientos.
- Por este procedimiento no se consigue una regulación instantánea del caudal extraído, ya que será necesario accionar repetidamente sobre la válvula de regulación hasta poder ajustar el caudal deseado. La variación del caudal persistirá siempre que, para un mismo grado de estrangulamiento de la válvula, existan variaciones sustanciales en el nivel dinámico.
- El método es incómodo debido al encharcamiento que se origina en las inmediaciones del pozo, y requiere de uno o varios operarios para su utilización.

### Aforo en canal

El caudal que pasa por un curso de agua viene dado por la ecuación:

$$Q = A \cdot V$$

siendo:

$Q$  = caudal en  $m^3$  por segundo.

$A$  = sección del canal en  $m^2$ .

$V$  = velocidad media del agua en metros por segundo.

Cuando la sección del canal es regular, el área se obtiene con el auxilio de una cinta métrica.

Las velocidades pueden ser:

$V$  = velocidad en la superficie.

$V_m$  = velocidad media.

$n$  = velocidad en el fondo.

Para la relación de velocidades se da a continuación la fórmula de Bazin:

$$V_m = V \frac{1}{1 + 14 \sqrt{a + b/r}}$$

Los valores de *a* y *b* dependen de la naturaleza del canal:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{\text{área sección mojada}}{\text{perímetro mojado}} = \text{radio medio hidráulico}$$

Naturaleza del canal	a	b
Paredes muy lisas, madera cepillada, cemento enlucido .....	0,00015	0,003
Paredes lisas, madera y cemento ordinario .....	0,00019	0,077
Paredes poco lisas, fábrica de ladrillo y piedra ordinaria.....	0,00024	0,25
Paredes de tierra bien reguladas .....	0,00028	1,25
Cauce en grava de curso regular .....	0,00040	1,75

Para medir la velocidad superficial *V*, cuando no se requiere gran exactitud, se utiliza un flotador que puede estar constituido por un corcho, pedazo de madera, etc., bastando para calcular dicha velocidad conocer el tiempo que tarda el flotador en recorrer una determinada longitud:  $V = e/t$ .

Cuando se requiera una mayor exactitud en las medidas, se aforará con molinete, aunque este procedimiento requiere cálculos posteriores. Por este motivo no puede establecerse un control instantáneo sobre el caudal que se pretende mantener constante.

Este tipo de obras no suelen encontrarse en las inmediaciones de los sondeos que aún no han sido aforados, y el realizarlas para esta exclusiva finalidad raramente justifican su coste.

Se recomienda no utilizar el sistema de flotador para el cálculo del caudal, ya que un ensayo de bombeo necesita de una mayor precisión que la obtenida por este procedimiento.

### Aforo en vertederos

Los vertederos consisten en una barrera que se establece en un canal (de tierra, obra o madera), midiéndose la altura del nivel del agua aguas arriba de la retención con relación al borde superior de la misma (o el vértice, en el vertedero triangular).



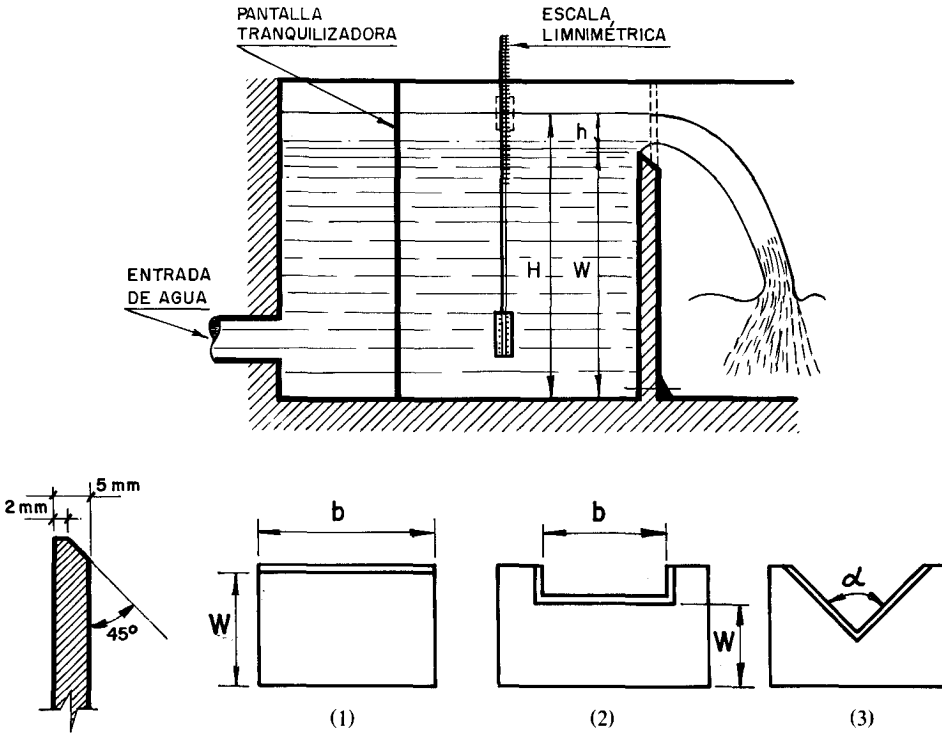


Fig. 24.—Tipos de pantallas para vertederos y esquema constructivo de un vertedero en pared delgada.

Los tipos de vertederos en pared delgada más usuales son:

- a) Vertedero sin contracción lateral. Tiene aristas horizontales y cortadas a bisel. Para que no haya contracción de la vena líquida, hay que disponer orificios laterales delante de la retención, para que dicha lámina de agua no se pegue al vertedero. Figura 24 (1).
- b) Vertedero de pared delgada con contracción lateral. En este caso se dispone la parte superior en forma de escote rectangular, biselada su arista horizontal y las dos verticales. Figura 24 (2).
- c) Vertedero triangular. Tiene la escotadura en ángulo, con los lados biselados. Figura 24 (3).

Las formas de las pantallas descritas pueden verse en la figura 24.

— Vertedero sin contracción lateral:

Fórmula de caudal:

$$Q = b\sqrt{h} \left( 0,003 + 1,794 h + 0,23 \frac{h^2}{W} \right) \text{Rehbock}$$

donde:

$Q$  = caudal en  $m^3/seg.$

$h$  = altura del nivel de agua, en metros, sobre la arista del vertedero.

$b$  = ancho del vertedero en metros.

$W$  = altura de la arista del vertedero sobre el fondo.  
 $h < 0,8 W$  (ver figura 25).

En la tabla 16 se da un cuadro de caudales, en litros por segundo, de un vertedero sin contracción lateral y de anchura  $b = 1 m.$

TABLA 16  
 CAUDALES EN FUNCION DE «h», PARA UN VERTEDERO  
 SIN CONTRACCION LATERAL

Altura h en m	Caudales en l/seg para distintos valores de w							
	w=0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0 m
0,02	5,7	5,6	5,6	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
0,03	10,2	10,0	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	9,8
0,04	15,7	15,3	15,1	15,1	15,0	15,0	15,0	14,9
0,05	22,0	21,3	21,1	21,0	20,9	20,9	20,8	20,7
0,06	29,1	28,0	27,7	27,5	27,4	27,3	27,2	27,1
0,07	36,9	35,4	34,9	34,6	34,5	34,4	34,2	34,1
0,08	45,5	43,4	42,7	42,3	42,1	42,0	41,8	41,6
0,09	54,8	52,0	51,0	50,5	50,3	50,1	49,8	49,6
0,10	64,9	61,1	59,9	59,3	58,9	58,7	58,3	58,1
0,12	—	81,1	79,2	78,2	77,6	77,2	76,7	76,5
0,14	—	103,2	100,3	99,0	98,1	97,5	96,8	96,3
0,16	—	128	124	122	120	120	119	118
0,18	—	154	148	146	144	143	142	141
0,20	—	182	175	172	170	168	166	165
0,22	—	—	204	199	196	194	192	191
0,24	—	—	234	228	225	223	220	218
0,26	—	—	265	259	255	252	248	246
0,28	—	—	299	291	286	283	278	275
0,30	—	—	334	324	318	315	310	307

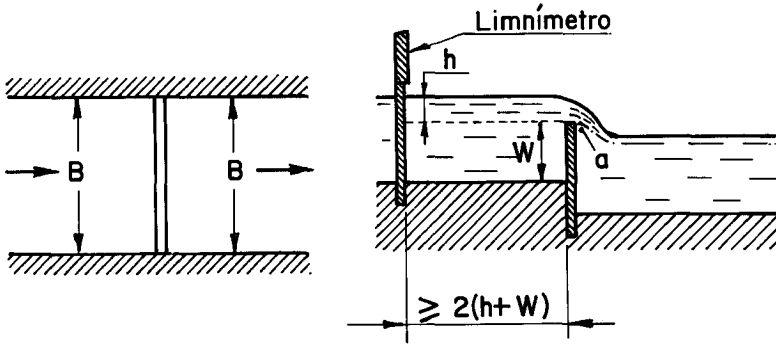


Fig. 25.—Disposición y dimensiones de vertedero sin contracción lateral.

— Vertedero con contracción lateral. Figura 26.

Se recomienda dar la siguiente anchura  $b$  al escote, según el caudal que se espera medir:

De 5 a 25 l/s	$b = 0,25$ m
De 25 a 150 l/s	$b = 0,50$ m
Más de 150 l/s	$b = 1,00$ m

La distancia de las aristas verticales a las paredes del canal debe ser de 1 a 1,5 veces el valor de  $b$ .

La altura de medición  $h$  no debe ser inferior a 0,02 m, dado que por debajo de este valor hay errores importantes.

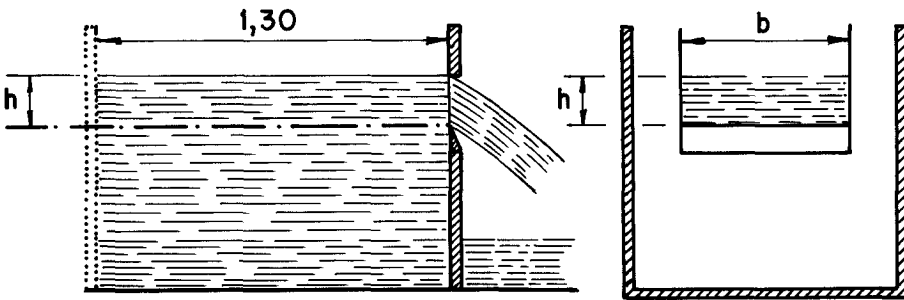


Figura 26.—Vertedero con contracción lateral.

En la tabla 17 se dan los caudales, en litros por segundo, para un vertedero con contracción lateral tipo Poncelet.

TABLA 17  
CAUDALES EN FUNCION DE «h» PARA UN VERTEDERO CON CONTRACCION LATERAL

Altura h	Anchura del vertedero en cm								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
	en cm								
Caudal en litros/segundo									
1	0,4	0,62	0,84	1,06	1,28	1,50	1,72	1,94	2,16
2	1,1	1,69	2,28	2,87	3,46	4,05	4,64	5,23	5,82
3	1,9	2,96	4,02	5,08	6,14	7,20	8,26	9,32	10,38
4	2,9	4,49	6,08	7,67	9,26	10,85	12,44	14,03	15,62
5	4,1	6,29	8,48	10,67	12,86	15,05	17,24	19,43	21,62
6	5,3	8,14	10,98	13,82	16,66	19,50	22,34	25,18	28,02
7	6,6	10,17	13,74	17,31	20,88	24,45	28,02	31,59	35,16
8	8,1	12,45	16,80	21,15	25,50	29,85	34,20	38,55	42,90
9	9,6	14,79	19,98	25,17	30,36	35,55	40,74	45,93	51,12
10	11,2	17,28	23,36	29,44	35,52	41,60	47,68	53,76	59,84
11	12,8	19,81	26,82	35,05	40,84	47,85	54,86	61,87	68,88
12	14,6	22,59	30,58	38,57	46,56	54,55	62,54	70,53	78,52
13	16,4	25,41	34,42	43,43	52,44	61,45	70,46	79,47	88,48
14	18,3	28,37	38,44	48,51	58,58	68,65	78,72	88,79	98,86
15	20,3	31,44	42,58	53,72	64,86	76,00	87,14	98,28	109,42
16	22,3	34,58	46,86	59,14	71,42	83,70	95,98	108,26	120,54
17	24,5	37,91	51,32	64,73	78,14	91,55	104,96	118,37	131,78
18	26,6	41,21	55,82	70,43	85,04	99,65	114,26	128,87	143,48
19	28,8	44,65	60,50	76,35	92,20	108,05	123,90	139,75	155,60
20	30,9	48,01	65,12	82,23	99,34	116,44	133,55	150,66	167,77
21	33,2	51,37	69,94	88,31	106,68	125,05	143,42	161,79	180,16
22	35,6	55,25	74,90	94,55	114,20	133,85	153,50	173,15	192,80
23	37,8	58,76	77,72	100,68	121,64	142,60	163,56	184,32	205,48
24	40,1	62,39	84,68	106,97	129,26	151,55	173,84	196,13	218,42
25	42,4	66,10	89,80	113,50	137,20	160,90	184,60	208,30	232,00
26	44,7	69,79	94,88	119,97	145,06	170,15	195,24	220,33	245,22
27	47,2	73,67	100,14	126,61	153,08	179,55	206,02	232,49	258,96
28	49,6	77,49	105,38	133,27	161,16	189,05	216,94	244,83	272,72
29	52,2	81,53	110,86	140,19	169,52	198,85	228,18	257,51	286,84
30	54,6	85,46	116,32	147,18	178,04	208,90	238,76	270,62	301,48

— Vertedero triangular.

Para medir pequeños caudales, el vertedero triangular es el más comúnmente utilizado.

La fórmula más normal es la de Gourley, según la cual:

$$Q \text{ (m}^3\text{/seg)} = 1,32 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \cdot h^{2,47} \text{ (h = metros)}$$

Para  $\alpha = 90^\circ$ , que es el más corriente, la fórmula será:

$$Q = 1,32 h^{2,47}$$

TABLA 18

CAUDALES CORRESPONDIENTES A VERTEDEROS TRIANGULARES CON DISTINTOS ANGULOS

Carga h cm	Caudal Q en l/seg			Carga h cm	Caudal Q en l/seg		
	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 45^\circ$		$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
2,0	0,08	0,05	0,04	20	24,8	14,3	10,3
2,5	0,15	0,08	0,06	21	28,0	16,1	11,7
3,0	0,23	0,13	0,10	22	31,4	18,1	13,1
3,5	0,33	0,19	0,14	23	35,0	20,2	14,6
4,0	0,47	0,27	0,19	24	38,9	22,4	16,2
4,5	0,62	0,36	0,26	25	43,0	24,8	17,9
5,0	0,81	0,46	0,34	26	47,4	27,3	19,7
5,5	1,02	0,59	0,43	27	52,0	29,9	21,5
6,0	1,27	0,73	0,53	28	56,9	32,7	23,7
6,5	1,54	0,89	0,64	29	62,1	35,7	25,9
7,0	1,86	1,07	0,77	30	67,5	38,9	28,1
7,5	2,20	1,27	0,92	32	79,1	45,6	33,0
8,0	2,56	1,48	1,07	34	88,9	52,9	38,3
8,5	3,00	1,73	1,25	36	105,8	60,0	44,1
9,0	3,45	1,98	1,44	38	120,9	69,6	50,1
10,0	4,48	2,58	1,86	40	137,0	79,0	57,2
11,0	5,66	3,26	2,36	42	155,0	89,2	64,5
12,0	7,02	4,04	2,92	44	173,0	100,0	72,4
13,0	8,55	4,92	3,56	46	194,0	112,0	80,7
14,0	10,28	5,92	4,28	48	215,0	124,0	89,8
15,0	12,18	7,24	5,07	50	238,0	137,0	99,3
16,0	14,28	8,22	5,95	52	262,0	151,0	109,0
17,0	16,58	9,55	6,91	54	288,0	166,0	120,0
18,0	19,10	11,00	7,96	56	315,0	181,0	131,0
19,0	21,85	12,58	9,10	58	343,0	198,0	143,0

### Aforo en tubería con diafragma

Este procedimiento es el más corrientemente utilizado por su comodidad, a la vez que permite el control instantáneo de caudales.

Se coloca, a la salida de la impulsión, un tubo de diámetro adecuado al caudal que se pretende bombear, rigurosamente horizontal y de longitud mínima 2 m, para evitar turbulencias excesivas que falsearían los resultados.

En su extremidad se atornilla una pantalla delgada provista de un orificio perfectamente calculado que se llama diafragma. Esta pantalla debe tener su cara interior bien perpendicular al eje del tubo, y los bordes exteriores formando un chaflán entre 45° y 60°. La placa ha de estar bien sujeta al tubo de descarga para evitar vibraciones y pérdidas de agua.

A una distancia de 0,60 m del diafragma se practica un agujero de 0,5 a 2 cm de diámetro, donde se insertará un tubo transparente para observar las alturas manométricas del agua. Comunicado con éste puede instalarse otro de mayor diámetro que servirá de amortiguador, aunque no es imprescindible (ver fig. 27).

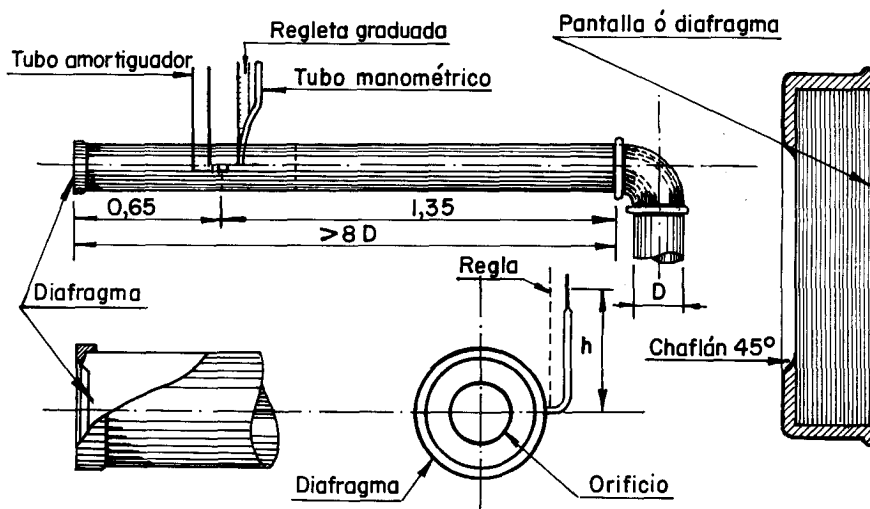


Fig. 27.—Disposición del tubo con diafragma.

Una escala fija sobre una regla graduada permite observar la altura manométrica, y por referencia a un ábaco construido en base a la fórmula que a continuación se expone, se deduce el caudal correspondiente.

El método del tubo con diafragma está fundado en el teorema de Bernouilli, que permite calcular el caudal en función de la presión. Utilizando unidades homogéneas, se tiene:

$$Q = K \cdot S \sqrt{2gh}$$

fórmula en la que

$Q$  = caudal.

$S$  = sección del orificio del diafragma.

$h$  = altura de carga.

$K$  = es un coeficiente que depende:

- De la velocidad del agua que es algo inferior a  $\sqrt{2 gh}$ .
- De la carga « $h$ ».
- De la rugosidad de las paredes de la tubería, etc.

Los valores de « $K$ » han sido determinados experimentalmente para diferentes combinaciones de tuberías y orificios.

La Sociedad Layne y Boyler y Filtros Johnson han calculado estos valores, como se refleja en el gráfico 78.

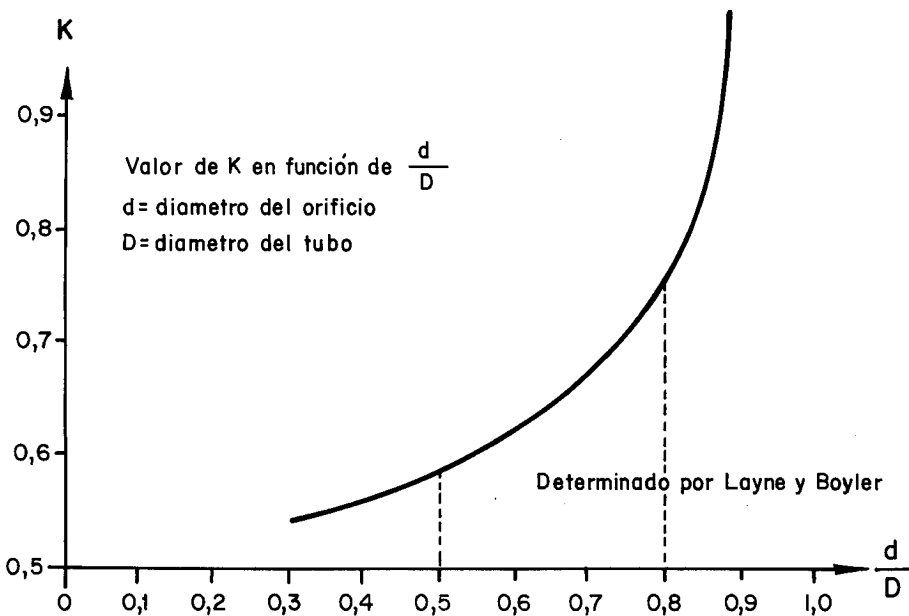


Gráfico 78.—Curva de la constante « $K$ ».

La relación de diámetros  $d/D$  deberá estar comprendida entre 0,5 y 0,8, que es el tramo óptimo de aplicación de la curva dada.

La gama de caudales que pueden ser aforados por este procedimiento es prácticamente ilimitada.

El método presenta varias ventajas respecto de los anteriormente descritos, y su utilización en equipos móviles resulta casi imprescindible.

Se enumeran a continuación algunas de las ventajas de este dispositivo:

- El costo resulta despreciable, ya que se reduce a una simple pantalla debidamente mecanizada.
- El grado de exactitud es suficiente para el tipo de trabajo a realizar (error  $< 5$  por 100).
- Se consigue el control instantáneo sobre el caudal bombeado, actuando sobre la válvula de regulación dispuesta para tal fin.
- Resulta de fácil manejo y no necesita de mano de obra cualificada. Un solo operario puede compartir este trabajo con otras actividades relacionadas con el ensayo de bombeo.
- No presenta ningún problema para su transporte.

En las tablas 19 y 20, así como en el gráfico 79, pueden observarse los caudales correspondientes para los distintos tipos de tuberías con diafragmas.



Fig. 28.—Aforo realizado por el IGME en el sondeo número 1, Ciudad Real.



TABLA 19

CAUDALES EN m<sup>3</sup>/h PARA DIFERENTES RELACIONES DE TUBERIAS Y DIAFRAGMAS  
(Sociedad Layne y Boyler)

Alturas manométricas (cm)	Orificio 3"		Orificio 4"		Orificio 5"	
	Tubo 4"	Tubo 6"	Tubo 6"	Tubo 8"	Tubo 6"	Tubo 8"
12,70	22,700	17,252	32,915	31,780	63,560	49,940
15,24	24,516	18,614	36,326	34,050	69,235	54,480
17,78	26,105	19,976	39,044	36,320	74,456	59,020
20,32	27,694	21,338	41,995	38,590	79,450	63,560
22,86	29,056	22,473	44,265	40,860	84,444	67,646
25,40	30,191	23,608	46,535	43,130	89,211	71,732
30,48	33,142	25,878	51,075	47,216	97,610	78,542
35,56	35,639	27,921	55,161	50,848	105,555	85,352
40,64	37,909	29,964	58,339	54,026	112,365	91,254
45,72	40,406	31,780	61,517	57,204	118,948	96,702
50,80	42,449	33,596	64,696	60,382	124,396	101,923
55,88	44,719	35,412	67,873	63,333	129,844	106,690
63,50	47,670	37,909	71,959	67,419	138,016	112,592
76,20	52,210	41,541	78,542	73,775	151,616	121,672
88,90	56,750	44,719	85,125	79,223	164,802	130,752
101,60	60,382	47,670	91,027	84,217	177,287	139,832
114,30	63,787	50,394	96,475	88,984	187,956	148,004
127,00	67,192	53,118	101,696	93,751	197,944	155,722
139,70	70,370	55,842	106,463	98,291	207,024	163,667
152,40	73,321	58,339	111,003	102,831	215,196	170,477
165,10	76,045	60,836	115,543	107,144	222,687	177,287
177,80	79,223	63,560	119,175	111,457	230,632	184,097

(Continuación)

Alturas manométricas (cm)	Orificio 6"		Orificio 7"	Orificio 8"	Orificio 9"	Orificio 10"
	Tubo 8"	Tubo 10"	Tubo 10"	Tubo 10"	Tubo 12"	Tubo 12"
12,70	86,260	76,640			187,275	249,700
15,24	92,616	78,315			203,165	272,400
17,78	98,291	83,990			219,055	295,100
20,32	103,966	89,665	136,200	212,245	234,264	317,800
22,86	109,641	95,340	143,691	225,184	248,111	335,960
25,40	115,316	101,015	151,182	236,080	260,596	354,120
30,48	126,212	111,230	165,256	254,240	283,750	387,035
35,56	135,973	120,310	178,195	271,038	306,904	418,815
40,64	144,372	128,936	190,226	287,382	327,107	447,190
45,72	152,544	137,108	201,349	303,272	345,040	474,203
50,80	160,716	144,372	211,791	318,708	363,200	500,308
55,88	168,888	150,728	222,233	333,917	380,679	525,732
63,50	179,557	160,262	236,761	353,439	404,741	558,647
76,20	194,539	175,471	259,461	385,219	439,245	610,630
88,90	208,613	189,772	280,345	416,999	474,430	662,613
101,60	222,233	201,349	297,597		501,670	710,510
114,30	234,718	212,018	314,849		530,726	748,646
127,00	247,203	222,914	331,647		557,058	789,279
139,70	258,780	233,129	348,218		582,255	824,918
152,40	270,130	242,436	362,746		607,452	862,600
165,10	280,572	251,062				
177,80	290,560	258,780				

TABLA 20

CAUDALES EN m<sup>3</sup>/h PARA DIFERENTES RELACIONES DE TUBERIAS Y DIAFRAGMAS  
(Filtros Johnson)

∅ de los orificios	2, 1/2-4	3-6	3-4	4-8	4-6
Relación d/D	0,615	0,5	0,75	0,5	0,66
Alturas manométricas (cm)	Caudal en m <sup>3</sup> /h				
12,7	12,485		20,203		
15,24	13,620	18,614	22,014	32,688	35,866
17,78	14,755	19,976	23,835	35,412	38,817
20,32	15,663	21,338	25,424	37,682	41,314
22,86	16,571	22,700	27,013	39,952	43,811
25,40	17,479	24,062	28,602	42,222	46,308
30,47	19,295	26,105	31,326	46,535	50,621
35,55	20,884	28,375	33,823	49,940	54,707
40,63	22,246	29,964	36,093	53,345	58,566
45,71	23,608	31,780	38,136	56,750	61,971
50,79	24,970	34,050	40,406	60,155	65,376
55,87	26,105	35,866	42,222	62,425	68,554
63,49	27,694	38,136	44,946	66,965	73,094
76,19	30,418	41,314	49,259	73,775	80,131
88,89	32,915	44,946	53,345	80,585	86,260
101,60	35,185	47,670	56,977	83,990	91,935
114,30	37,228	50,621	60,609	89,665	97,610
127,00	39,271	53,345	63,560	94,205	103,285
152,40	43,130	59,020	70,370	103,285	113,500

(Continuación)

∅ de los orificios	5-8	6-8	6-10	7-10	8-10
Relación d/D	0,625	0,75	0,6	0,7	0,8
Alturas manométricas (cm)	Caudal en m <sup>3</sup> /h				
15,24	54,480	88,530			
17,78	59,020	95,340	83,990	122,580	188,410
20,32	62,425	102,150	89,665	131,660	199,760
22,86	66,965	107,825	95,340	138,470	213,380
25,40	70,370	113,500	99,880	145,280	224,730
30,47	77,380	124,850	108,960	158,900	245,160
35,55	82,855	135,065	118,040	172,520	265,590
40,63	88,530	144,145	125,985	183,870	283,750
45,71	94,205	153,225	133,930	195,220	301,910
50,79	99,880	161,170	140,740	206,570	317,800
55,87	104,420	169,115	147,550	215,650	333,690
63,49	111,230	180,465	156,630	231,540	354,120
76,19	122,580	197,490	172,520	254,240	388,170
88,89	131,660	213,380	186,140	274,670	419,950
101,60	140,740	227,000	199,760	292,830	449,460
114,30	149,820	240,620	211,110	310,990	
127,00	156,630	254,240	222,460	326,880	
152,40	172,520	279,210	245,160	358,660	

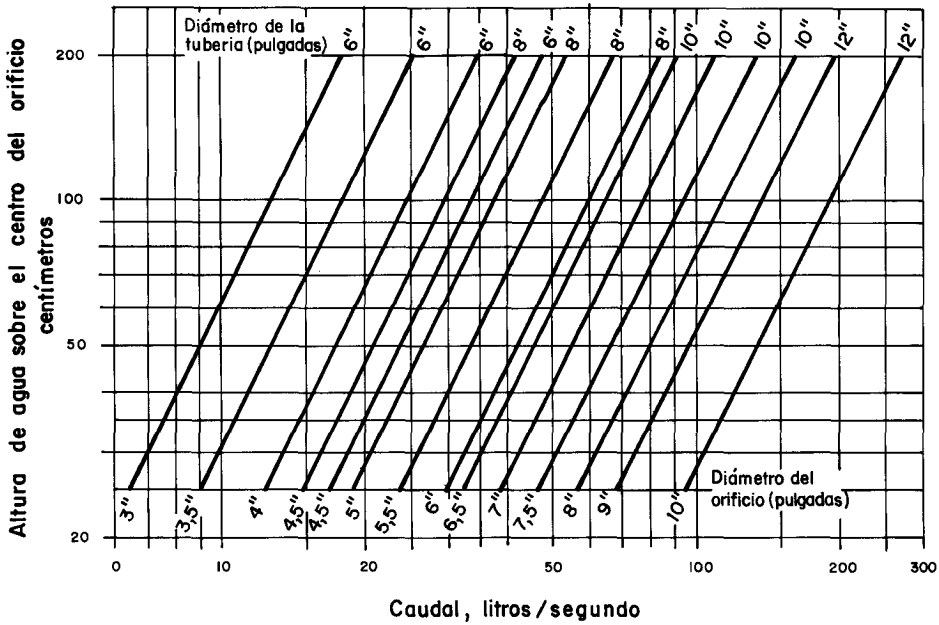


Gráfico 79.—Cálculo del caudal para distintas relaciones de tuberías-diafragmas.

### Prácticas expeditivas

Existe un cierto número de fórmulas y artificios que proporcionan el caudal que circula por una tubería sin necesidad de instalación de aparatos de medida. Estas fórmulas experimentales permiten una rápida estimación del caudal bombeado, pero no responden a una exacta medida del mismo; por tanto, no son recomendables en el caso de un ensayo de bombeo.

1.<sup>a</sup> Práctica (fig. 29).

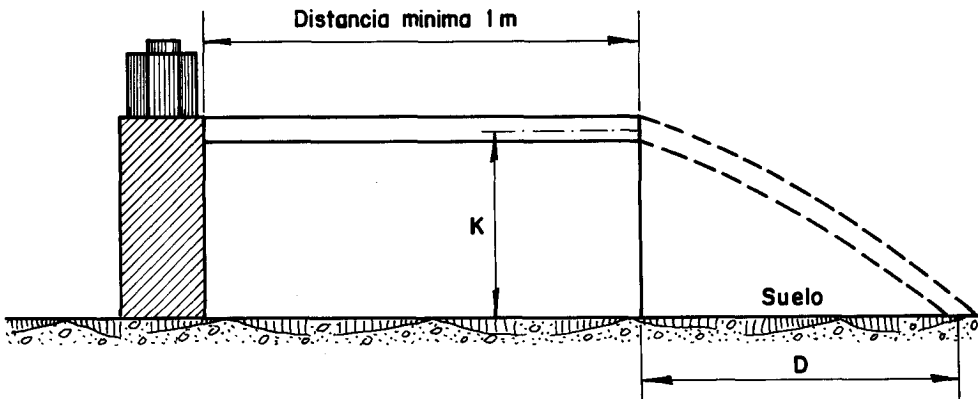


Fig. 29.—Cálculo del caudal en función del  $D$ ,  $K$  y  $S$ .

Conocidos los valores de K y D, el caudal viene dado por la fórmula:

$$Q = 2,216 \frac{D \cdot S}{\sqrt{K}}$$

donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/seg

D y K = distancia en metros

S = sección de la tubería en m<sup>2</sup>

La tubería de descarga debe estar perfectamente horizontal, tener una longitud superior a un metro y salir llena.

2.<sup>a</sup> Práctica (fig. 30).

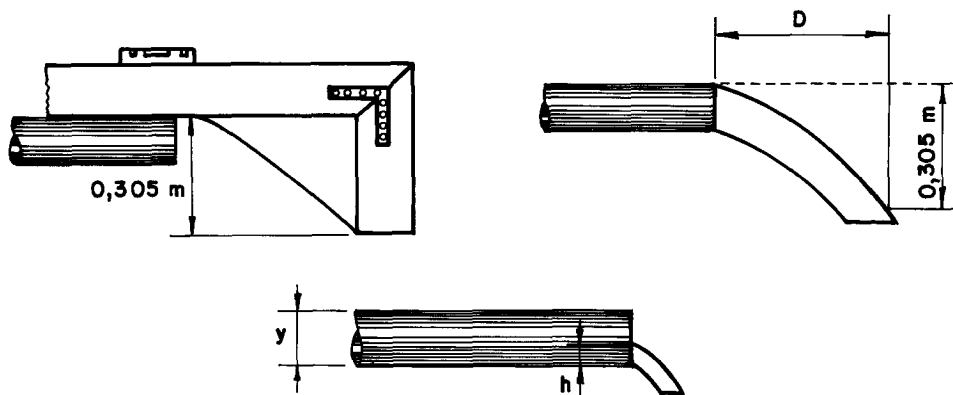


Fig. 30.—Medida de caudal mediante escuadra.

Consiste este método en medir la distancia horizontal D, que existe entre la extremidad del tubo donde brota el agua y un punto situado exactamente a un pie (305 mm) por encima de la caída del agua.

Según Bennison:

$$Q = 3,9 \cdot D \cdot S$$

donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/seg

D = distancia en m

S = sección de la tubería en m<sup>2</sup>

Se puede utilizar una escuadra cuyo brazo vertical mida 305 mm. Un nivel situado sobre el brazo horizontal hará más exacta la medida de D.

Si la tubería no está completamente llena, se puede tener una idea aproximada del caudal, multiplicando el resultado obtenido de la aplicación de la anterior fórmula por la relación h/y (ver fig. 30).

3.ª Práctica (fig. 31).

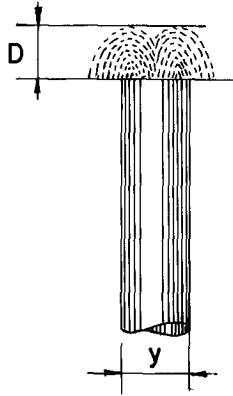


Fig. 31.—Estimación del caudal en pozos surgentes.

Este procedimiento es de aplicación para pozos surgentes. Midiendo «Y» y «D», la fórmula del caudal es:

$$Q = 22,8 \cdot Y \cdot \sqrt{D}$$

donde:

- Q = caudal en m<sup>3</sup>/seg
- D = altura en metros
- Y = diámetro en m<sup>2</sup>

### Selección de la tubería de impulsión

El diámetro interior de la tubería de impulsión deberá adecuarse al caudal que se pretende bombear, tratando de esta manera que las pérdidas de carga, por rozamiento del agua con las paredes interiores del tubo, sean mínimas.

Del gráfico 80 se deducen fácilmente las pérdidas para distintas relaciones diámetro-caudal, así como la velocidad con que circula el agua en los distintos casos.

Ejemplo:

Datos conocidos: 378 m de tubería de 125 mm Ø.

Caudal elevado: 100 m<sup>3</sup>/h

La pérdida de carga será aproximadamente 4,3 m por cada 100 m de tubería. Por tanto, la reducción total de la presión será:

$$4,3 \times \frac{378}{100} = 16,25 \text{ m}$$

La velocidad del líquido en la tubería será de 2,3 m/s, aproximadamente.

Las pérdidas producidas por los accesorios que completan una instalación elevadora se calculan considerándolas como equivalentes a las siguientes longitudes de tubería:

- Válvula de pie                      como 15 m de tubería
- Válvula de retención            como 10 m de tubería
- Válvula de compuerta          como 10 m de tubería
- Curvas o codos de 90°        como 5 m de tubería
- Conos difusores                como 5 m de tubería

Es obvio que no puede disponerse de un solo tipo de tubería para la realización de distintos trabajos que requieran diferentes caudales de bombeo, como es el caso de un grupo de aforos móvil. En instalaciones fijas, la tubería de impulsión será la más adecuada al caudal de explotación.

Se indican a continuación algunas de las condiciones que debe cumplir una tubería de impulsión, tanto en el aspecto de seguridad como en el de su fácil manejo.

- La tubería deberá estar provista de bridas bien refrentadas, para que la columna no tenga desviaciones importantes facilitando así su instalación en el sondeo.

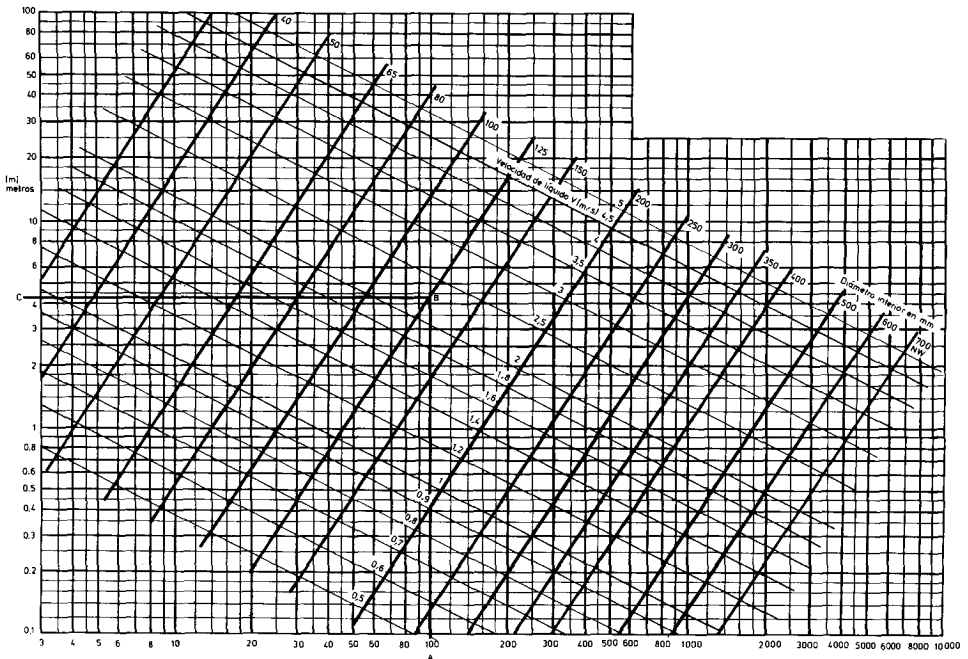


Gráfico 80.—Pérdidas de carga en tuberías y velocidad de circulación por el interior de las mismas.

- La longitud de cada tramo será de 3, 6 ó 9 m. Siempre que sea posible deben utilizarse tubos de la máxima longitud para ganar tiempo en los trabajos de montaje y desmontaje.
- Es aconsejable que las tuberías sean de acero estirado con el menor número de soldaduras posible.
- El espesor de la chapa será función del diámetro y del peso a soportar, cumpliendo con un alto coeficiente de seguridad.
- Las bridas deben ser lo suficientemente consistentes para que no constituyan un punto de debilidad dentro del conjunto de la instalación. Se estudiará el número de agujeros para la colocación de los tornillos de unión, sin que la brida quede debilitada por este motivo. El diámetro de la brida será el menor posible, respetando los debidos coeficientes de seguridad. Unos rebajes semicirculares donde se alojen los cables de la bomba, facilitarán su introducción en el sondeo, a la vez que quedarán protegidos de posibles roces con las paredes del entubado.
- La unión entre tubos se realizará colocando las correspondientes juntas, siendo importante apretar fuertemente y de modo homogéneo todos los tornillos para evitar que dichas juntas revienten a causa de la presión interior existente en la columna de elevación.





## CAPITULO XI

### SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO

Se describen seguidamente cada uno de los componentes principales que constituyen un equipo de bombeo, teniendo presente que ha de conseguirse una armonización del conjunto para el buen funcionamiento general del mismo.

Para la elección del equipo adecuado se tendrán en cuenta los siguientes factores:

- Caudal que se pretende extraer.
- Altura de elevación máxima prevista.
- Diámetro del entubado del pozo.

#### **Grupos moto-bomba**

Para extraer agua de un pozo o sondeo es necesario utilizar una bomba que se ajuste a las condiciones específicas de cada caso.

Los grupos moto-bomba pueden ser de tres tipos:

- Alternativos.
- Rotativos.
- Centrifugos.

- Las bombas alternativas de émbolo o pistón son máquinas prácticamente en desuso en el campo de la hidrología. Este tipo de máquina puede extraer pequeños caudales con alturas de elevación importantes. Su funcionamiento consiste en un movimiento alternativo y rectilíneo de un pistón que empuja al líquido a elevar hasta la cámara de alta presión. El caudal elevado por este tipo de máquina puede calcularse mediante la aplicación de la fórmula:

$$Q = \frac{s \cdot d \cdot n}{60} \text{ (l/seg)}$$

siendo «s» la sección del émbolo en dm<sup>2</sup>, «d» la carrera o desplazamiento en dm, y «n» las r.p.m.

La curva característica caudal-altura es una recta casi paralela al eje donde se representen las alturas.

- Las bombas rotativas tienen un funcionamiento semejante a las alternativas de émbolo. Su curva característica ( $h - Q$ ) es teóricamente paralela al eje de alturas; es decir, están específicamente diseñadas para dar un caudal casi invariable, dentro de un reducido abanico de alturas manométricas.

Como ya se ha indicado este tipo de bombas, juntamente con las alternativas, no tienen aplicación en sondeos profundos con caudales importantes, limitándose su uso al transporte de líquidos de alta viscosidad.

- Son las bombas centrífugas las que más ventajas ofrecen en el campo específico de instalaciones elevadoras de agua en pozos profundos.

El funcionamiento de estas bombas es distinto a las anteriormente descritas y a ellas se dedica una especial atención.

Se indica, en primer lugar, que este tipo de máquinas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a) Bomba vertical sumergida con motor eléctrico en superficie.
- b) Grupo moto-bomba sumergible, donde tanto el motor eléctrico como los cuerpos de bomba trabajan conjuntamente por debajo del nivel del agua.

Las primeras son accionadas a través de un eje de transmisión concéntrico a la tubería de impulsión, y directamente acoplado al motor eléctrico o de otro tipo, que está en superficie.

Los grupos sumergibles son alimentados mediante corriente eléctrica a través de un cable conductor que va unido directamente a los terminales del motor, con los debidos aislamientos y protecciones para este tipo de condiciones de trabajo.

Estas bombas suelen funcionar a 2.900 r.p.m., frente a las 1.450 r.p.m. de las de eje vertical. Debido a su menor número de vueltas por minuto, las bombas de eje vertical sufren un menor desgaste en sus rodetes que las sumergidas, cuando existen arrastres de arenas u otros materiales abrasivos, siendo más ventajoso el uso de estas últimas en sondeos profundos con agua limpia por su menor

costo de adquisición, así como por el tiempo empleado para su instalación y desmontaje.

Hechas estas consideraciones previas, se exponen a continuación algunos de los conceptos básicos para la elección de un grupo de bombeo adecuado a las características del ensayo que vaya a realizarse.

La velocidad específica de una bomba centrífuga es la velocidad de rotación teórica necesaria para bombear un caudal unitario a una altura monométrica unidad.

$$V_e = \frac{4 \cdot n \cdot \sqrt{Q}}{3 \cdot H}$$

donde:

- $V_e$  = velocidad específica.
- $Q$  = caudal
- $H$  = carga o altura de elevación.
- $n$  = velocidad de rotación (r.p.m.)

Esta fórmula mide la relación entre el caudal y la altura. Así, una bomba que saque poco caudal a mucha altura, tiene, a velocidad constante, una velocidad específica más pequeña que otra que dé más caudal a menos altura.

Las curvas características de las bombas centrífugas son parabólicas y su campo de trabajo, con rendimiento aceptable, aparece sombreado en la figura 32. Puede observarse las curvas caudal-altura de tres tipos de bomba de gran potencia, así como el corte esquemático de una bomba con motor sumergible donde se especifican las partes esenciales de la misma.

La potencia necesaria para elevar un determinado caudal de agua a una altura geométrica dada, puede ser calculada a partir de la fórmula:

$$P = \frac{H \cdot Q}{R_m \cdot R_e \cdot 75}$$

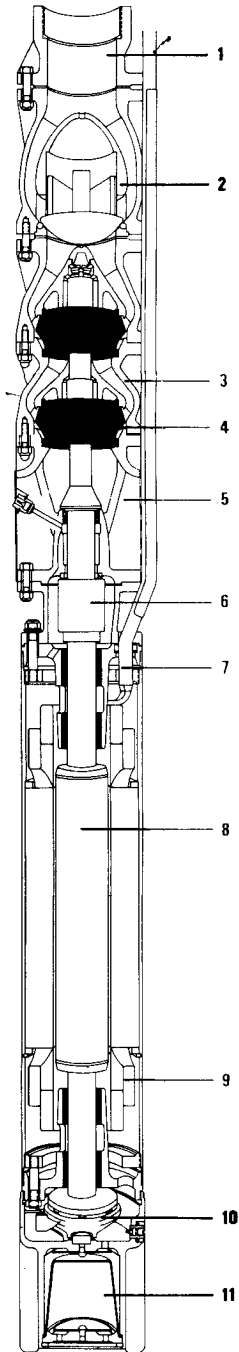
donde:

- $P$  = potencia en CV.
- $H$  = altura geométrica de elevación (m).
- $R_m$  = rendimiento mecánico ( $\approx 0,7$ ).
- $R_e$  = rendimiento eléctrico ( $\approx 0,9$ ).

A título de ejemplo podría indicarse que la potencia necesaria para elevar un caudal de 100 l/s a una altura de 150 m , es:

$$P = \frac{100 \times 150}{50} \approx 300 \text{ CV}$$

En este cálculo se han despreciado las pérdidas de carga de tuberías y accesorios, que pueden deducirse, en cada caso particular, por los procedimientos expuestos en el anterior apartado de este mismo capítulo.



1. Brida de acoplamiento
2. Válvula de retención
3. Cuerpo de bomba
4. Impulsores
5. Entrada de agua
6. Acoplamiento
7. Cable eléctrico
8. Rotor del motor
9. Bobinado
10. Cojinete de empuje
11. Membrana de expansión

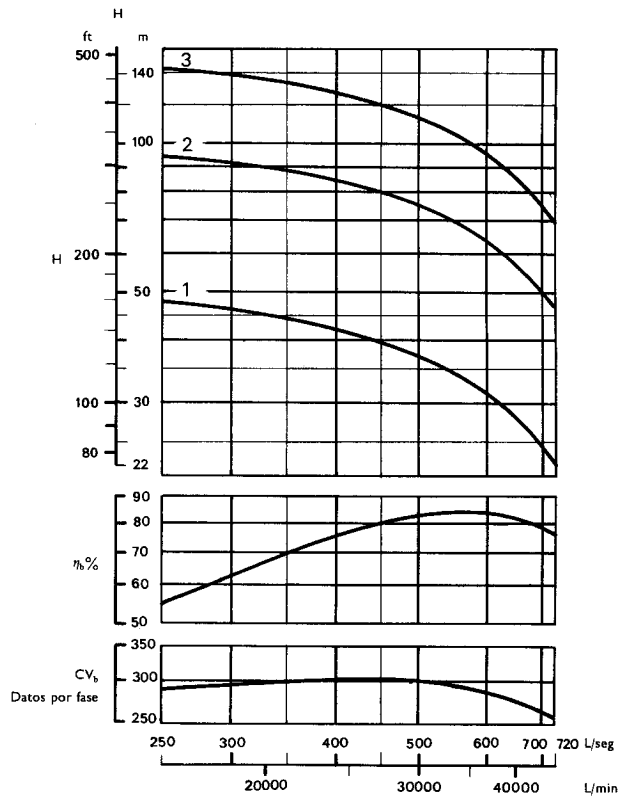


Fig. 32.—Esquema de grupo moto-bomba sumergible y curvas características.

De este ejemplo se deduce que en la mayor parte de los casos podrá utilizarse la relación:

$$P_{(CV)} = \frac{H \text{ (m)} \cdot Q \text{ (l/s)}}{50}$$

Las recomendaciones para la instalación y entretenimiento de los grupos moto-bomba son las siguientes:

- Antes de proceder a la instalación de una bomba con motor sumergido en un sondeo, dicho motor se llenará con agua limpia, estando en posición vertical.
- Para comprobar que el eje de la bomba no está agarrotado, se quitará el filtro de succión y, con el auxilio de un destornillador adecuado, se hará girar el eje haciendo palanca sobre un impulsor.
- No deberá rozarse el cable conductor sobre el borde cortante del entubado del sondeo. Este cable se sujetará, en tramos cortos, a la tubería de impulsión.
- Las moto-bombas trifásicas deben ir protegidas con relés eléctricos en cada una de las fases. Si el amperaje supera en un 10 por 100 del nominal de trabajo, deberá desconectarse la bomba para evitar que se queme el bobinado del motor.
- Cuando por cualquier causa se pare la bomba, se dejará transcurrir un tiempo prudencial (cinco minutos) antes de conectarla nuevamente. Hay que tener presente que durante la descarga de la tubería de elevación, la bomba está girando en sentido contrario al normal de funcionamiento.
- Si la bomba no saca agua, o el caudal extraído es muy inferior al que corresponde a las condiciones específicas de trabajo, es probable que esté girando en dirección opuesta. Modificando la posición de los polos, cambiando los bornes de dos conductores, se obtendrá la rotación correcta. En ocasiones, la pérdida de caudal puede ser debida a la rotura de una o varias juntas. Este supuesto el consumo de la bomba será el normal de trabajo, y parte del agua se recicla al sondeo.
- Cuando exista peligro de que el pozo bombeado se agote, deberá instalarse en el mismo un «guarda nivel» automático.
- En ambientes muy fríos, es necesario introducir la bomba en el pozo inmediatamente después de ser llenada con agua, para evitar que ésta se congele. Cuando la bomba sea retirada del pozo, deberá vaciarse por el mismo motivo.
- Las bombas, para ser almacenadas, deberán limpiarse cuidadosamente vaciándolas el agua y colocándolas en posición vertical.

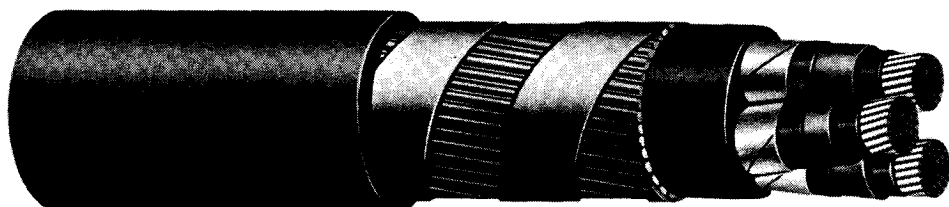
## Selección del cable eléctrico

Los grupos con motor eléctrico sumergible necesitan de cables conducto-

res, a través de los cuales se suministra la energía necesaria para su funcionamiento.

Estos conductores, debido a las condiciones desfavorables de trabajo, deben ajustarse a la legislación vigente.

La figura 33 muestra un tipo de conductor que cumple el «Reglamento de Instalaciones Eléctricas en Minería».



Cable «Eprotenax H M1».  
Para pozos o grandes pendientes.

Fig. 33.—Sección de un conductor.

Este tipo de cable lleva un aislamiento de goma etileno-propileno con cubierta de policloruro de vinilo (PVC). Los conductores han de ser de cobre, con campo eléctrico radial, a partir de una tensión nominal 6/10 KV

La sección del cable depende esencialmente de la intensidad de corriente que ha de soportar y de su longitud.

Un cálculo sencillo y rápido del dimensionado del conductor puede efectuarse a partir del gráfico 81.

Para tensiones de 220 y 220/380 voltios, la longitud del cable se obtiene multiplicando el resultado obtenido en el gráfico 81 por 0,58, que resulta de la división 220/380.

A título de ejemplo se expone el siguiente:

Calcular la máxima longitud del cable eléctrico para arrancar una bomba en directo con una tensión de 220 V y una intensidad de 143 A.

Como datos, se conoce que la longitud máxima de un conductor, de  $3 \times 35 \text{ mm}^2$  de sección es de 100 m, para arrancar el motor en directo a 380 V (ver gráfico 81).

Multiplicando la longitud inicial de 100 m por la relación 220/380 se obtiene la longitud máxima que debe tener el cable:

$$l = 100 \frac{220}{380} = 58 \text{ m}$$

En estos gráficos se determinan secciones de cable hasta una longitud de 200 m para tensiones de 380 y 380/660 voltios. Sin embargo, es aconsejable la



utilización de las siguientes fórmulas, en los casos que se precisen mayores longitudes de conductor.

Arranque en directo:

$$S = \frac{3 \cdot I \cdot L \cdot \cos \varphi}{56 \cdot \Delta U}$$

Arranque en estrella triángulo:

$$S = \frac{2 \cdot I \cdot L \cdot \cos \varphi}{3 \cdot 56 \cdot \Delta U}$$

donde:

- S = sección en mm<sup>2</sup> de cada fase
- I = intensidad en amperios.
- L = longitud del ramal (arranque directo) o de cada uno de los ramales (arranque en estrella-triángulo).
- 56 = conductividad eléctrica del cobre.
- cos  $\varphi$  = factor de potencia del motor ( $\approx 0,85$ ).
- $\Delta U$  = 3 por 100 de U, siendo U la tensión entre fases.

Los cálculos a que hacen referencia las fórmulas anteriores, así como los deducidos de los gráficos, son válidos para condiciones de trabajo con temperaturas inferiores a 25°. En función del incremento de la temperatura, la densidad de corriente admitida por el conductor queda reducida de la siguiente forma:

Para temperatura de 30°, 92 por 100.

Para temperatura de 40°, 75 por 100.

Para temperatura de 50°, 53 por 100.

Para temperatura de 55°, 38 por 100.

Por tanto, a las secciones que se calculen deberá aplicárseles el coeficiente de corrección oportuno en función de la temperatura a que se prevea que han de trabajar los conductores.

En las instalaciones fijas, estos conductores están sumergidos en el pozo, y dadas las excelentes condiciones para la refrigeración, no es previsible un aumento en la temperatura de trabajo.

Sin embargo, en los equipos móviles suelen existir longitudes importantes de conductor sobrante en la superficie, que no sólo está expuesto al calor del sol, sino que con frecuencia se deja enrollado, dificultando el efecto de refrigeración natural del ambiente.

Dado el elevado costo de este material, conviene dimensionarlo adecuadamente; atendiendo a la potencia del grupo moto-bomba a que ha de alimentar y a las condiciones de trabajo que se prevean.

El arranque en estrella-triángulo tiene la ventaja de que la sección de los conductores es inferior que para el arranque en directo; pero tiene la desven-



taja de precisar dos ramales trifásicos, en vez de uno, como ocurre en directo.

En instalaciones fijas se recomienda en general la colocación de los dos ramales, siempre que la potencia sea superior a 10 CV. En los equipos móviles, aunque también es aconsejable el arranque en  $\Delta$  para evitar intensidades punta muy superiores a la nominal de trabajo, por razones de rapidez y comodidad se utiliza con frecuencia un sólo ramal para arrancar en directo.

Los conductores deben revisarse de forma periódica para evitar accidentes mortales por electrocución, dadas las desfavorables condiciones del entorno (agua, objetos metálicos, etc.).

## Selección del transformador o generador

Las instalaciones elevadoras definitivas suelen contar con un centro de transformación a pie de sondeo; siendo los grupos electrógenos o generadores el sistema más usual de suministrar energía eléctrica a los equipos de bombeo móviles.

La potencia necesaria que debe tener un transformador o generador para poder accionar una bomba determinada, viene dada por la relación:

$$P = \frac{P_b}{R_m}$$

siendo  $P_b$  la potencia en caballos de la bomba y  $R_m$  el rendimiento del motor (0,9).

Como 1 CV = 0,736 Kw, la potencia expresada en Kw será:

$$P = \frac{P_b}{0,9} \times 0,736 \text{ Kw}$$

Si se tiene presente que un transformador o generador suministra conjuntamente energía activa y reactiva (KVA), y que el factor de potencia ( $\cos = 0,85$ ), la potencia teórica necesaria en KVA para alimentar una bomba, vendrá dada por la siguiente relación:

$$P_t = \frac{P_b \times 0,736}{0,9 \times 0,85} = 0,96 \cdot P_b$$

En la práctica el número de KVA del transformador o generador será igual al de CV del motor de la bomba.

Conviene trabajar con un factor de potencia elevado para reducir la energía reactiva y hacer económicamente más rentable la instalación.

Es frecuente que los generadores de los equipos móviles tengan que soportar intensidades muy superiores a la nominal como consecuencia del arranque en directo de las bombas.

Resulta, por tanto, aconsejable sobredimensionar moderadamente la fuente

de energía para que pueda absorber las intensidades punta que se originen en el arranque. Caso de no disponer de este sobredimensionado, habrá que recurrir al auxilio de un arrancador-transformador, no siempre posible por imperativos de espacio libre, o bien como se ha visto, a la solución de un arranque en  $\lambda - \Delta$ .

Se aconseja arrancar la bomba reduciendo el número de revoluciones del motor y, por tanto, el voltaje, e ir gradualmente regulando dichas revoluciones hasta alcanzar su régimen normal de funcionamiento. Asimismo es conveniente la instalación de relés térmicos de protección que pongan fuera de servicio la bomba por una sobrecarga de corriente que podría quemar el bobinado del estátor del motor.

Los sistemas de alarmas constituyen un factor de seguridad importante para prevenir accidentes derivados de anomalías de funcionamiento imprevistos.

## Material complementario

Se entiende por material complementario todas aquellas unidades y accesorios que suplementan a un equipo de bombeo móvil, y que son imprescindibles para que dicho equipo funcione con la suficiente garantía, seguridad y rentabilidad.

Pieza fundamental en este conjunto es el vehículo para el transporte del material pesado. El camión destinado a tal fin deberá ser elegido y acondicionado atendiendo al tipo de carga a transportar. Es importante que el vehículo esté dotado de tracciones en sus ejes delantero y traseros, para poder superar las frecuentes dificultades que se presentan en los accesos a los sondeos. Asimismo resulta de suma importancia el buen diseño de la caja, prestando especial atención a la distribución racional de la carga y garantizando la seguridad en los traslados.

Otro de los componentes primordiales es la grúa. Esta deberá instalarse sobre el camión con carácter fijo. La grúa hace posible los trabajos propios de montaje y desmontaje del grupo motor-bomba y de la columna de impulsión, facilitando notablemente los trabajos de carga y descarga del material pesado. La grúa debe estar concebida para realizar cualquier operación movilizadora de material en el entorno próximo al punto de trabajo. Su potencia, por razones de seguridad, será superior al máximo esfuerzo que se le vaya a exigir. Conviene efectuar una revisión periódica y minuciosa de cada uno de los componentes de la grúa para prevenir accidentes que, por las especiales condiciones de trabajo, pueden resultar mortales.

El alojamiento para el personal de campo es otro elemento a considerar. Se debe disponer de una caravana para protegerse de las inclemencias del tiempo, sobre todo durante el invierno. Téngase presente que, con frecuencia, los bombeos se prolongan durante algunos días, con las correspondientes noches, lo cual hace especialmente penoso este tipo de trabajo.

Con el fin de evitar continuos desplazamientos para transportar el necesario

combustible, siempre que sea posible, se instalará un depósito sobre el vehículo de transporte de la máxima capacidad. Para valorar la magnitud de este problema, baste decir que los grupos electrógenos que accionan bombas de gran potencia (300 CV) tienen un consumo de combustible del orden de 100 l/hora.

Una serie de accesorios o material auxiliar, conforman lo que debe ser un equipo móvil de bombeo lo suficientemente dotado. Entre ellos se citan los siguientes:

- Vehículo todo terreno para el transporte de combustible hasta lugar de trabajo.
- Vehículo ligero para el transporte del personal que presta servicios en campo.
- Uno o varios hidroniveles de repuesto, en previsión de posibles averías en el utilizado normalmente.
- Linternas, caja de herramientas, cinta para empalmes, bombillas, extintores, botiquín, etc., son los accesorios más elementales con que debe contar un equipo de bombeo.

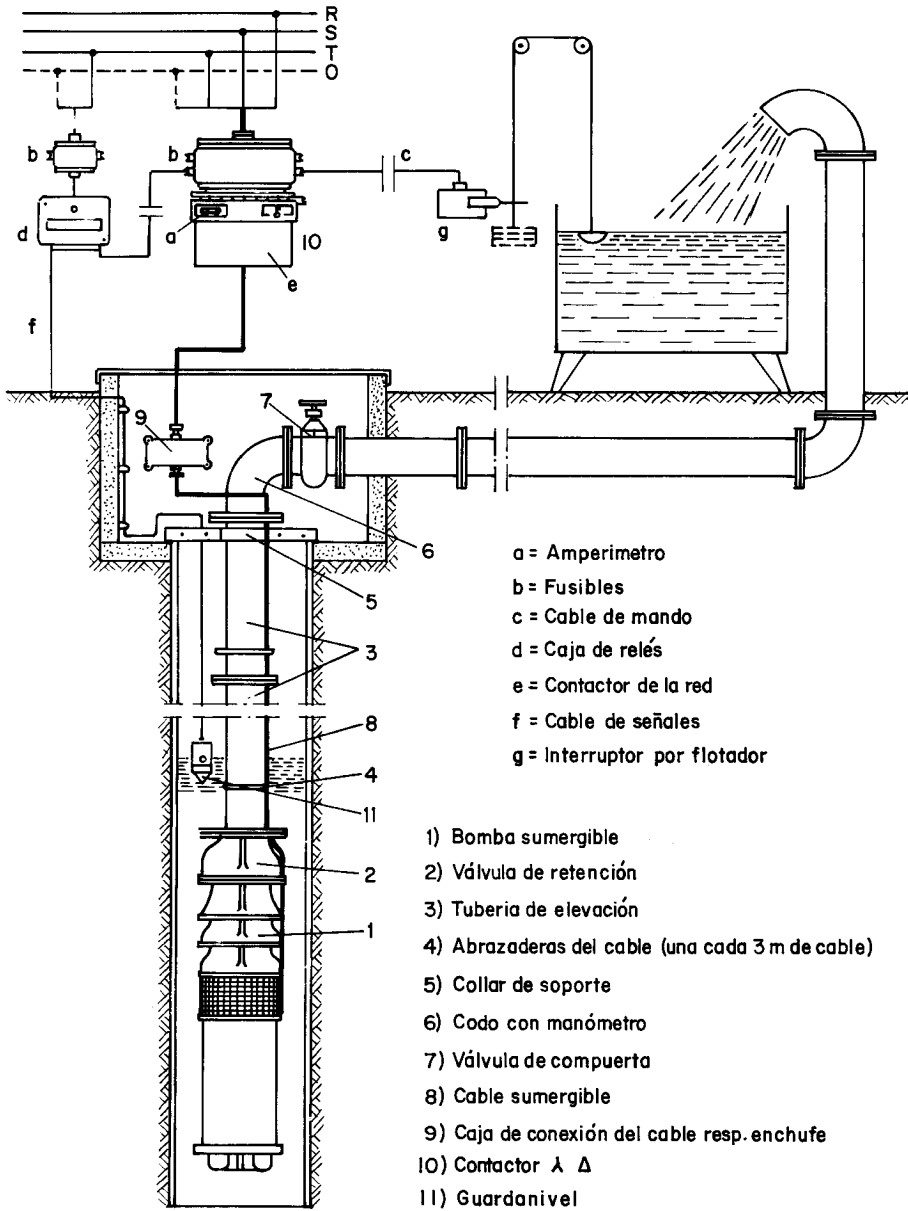


Fig. 34.—Esquema de instalación elevadora.



Fig. 35.—Grupo móvil de bombeo del IGME.



Fig. 36.—Grupo moto-bomba de 175 CV IGME.



**CUARTA PARTE**

**PROGRAMACION Y EJECUCION DE ENSAYOS DE BOMBEO.  
ESTUDIOS PREVIOS Y TRABAJOS AUXILIARES**





## CAPITULO XII

### ESTUDIOS Y TRABAJOS AUXILIARES

#### **Accesos al lugar**

Teniendo presente que un equipo de bombeo está constituido por material pesado, antes de decidir su transporte al lugar donde se encuentra ubicado el sondeo es aconsejable una visita a la zona para confirmar el buen estado de los accesos o, en caso contrario, proceder a su acondicionamiento. De esta manera se evitarán traslados inútiles o pérdidas de tiempo que inciden negativamente en el costo del trabajo proyectado. También es importante que el entorno del sondeo se encuentre en buenas condiciones para facilitar las operaciones propias de montaje y desmontaje del material.

Cuando existan piezómetros que van a ser observados para complementar la información suministrada por el pozo de bombeo, los accesos entre los distintos puntos han de ser fáciles y así poder establecer un control del conjunto del modo más cómodo posible.

#### **Evacuación del agua bombeada**

Deben tomarse todas las precauciones posibles para evitar que el agua extraída retorne al acuífero durante la realización de la prueba.

En los casos de acuíferos poco profundos, estas medidas deben extremarse, puesto que suelen tener un recubrimiento impermeable de escasa potencia o incluso nulo.

Mediante tuberías o zanjas impermeabilizadas se avacuará el agua bombeada hasta una distancia lo suficientemente grande como para evitar que un posible reciclaje afecte a las medidas del pozo de bombeo o de los piezómetros de observación. Cualquier descuido en este sentido podría invalidar el trabajo realizado al no ser representativas las evoluciones de niveles tomadas.

Cuando el acuífero está aislado por un paquete impermeable de gran potencia no es necesario recurrir a obras auxiliares para evacuar el agua, pero siempre es conveniente tener presente la posibilidad de una recirculación. En ningún caso conviene tirar el agua en el entorno próximo a la perforación, aún en el supuesto de que exista una capa impermeable de gran potencia, dado que de una parte se puede producir un encharcamiento del lugar de trabajo causando las consiguientes molestias al personal que se ocupa del bombeo y de otra pudiera ocurrir que el espacio anular comprendido entre la pared de perforación y entubación no estuviera bien compactado, poniéndose en comunicación el agua bombeada con el acuífero a través de dicho espacio anular.

## Características del pozo

El pozo debe estar perfectamente acondicionado antes de proceder a ningún tipo de bombeo.

Si el objetivo del ensayo es determinar las características hidráulicas del acuífero, además de un perfecto desarrollo, el pozo reunirá las siguientes condiciones:

- Conviene que sea completo, es decir, deberá atravesar el acuífero en toda su totalidad, para poder aplicar los métodos convencionales expuestos en los capítulos II, III y IV. De lo contrario podrán, con ciertas limitaciones, usarse las correcciones indicadas en el apartado de «pozos incompletos» de este texto.
- Debe tener un tipo de acondicionamiento adecuado a los terrenos encontrados. En rocas consolidadas, una simple tubería ranurada es suficiente. No ocurre lo mismo en acuíferos constituidos por gravas o arenas, donde el sistema utilizado dependerá de la granulometría de la formación, siendo corriente el equipar el sondeo mediante filtros normales o especiales con empaques de grava clasificada.
- Resulta de sumo interés disponer del corte esquemático de la perforación así como de la columna litológica detallada, para mejor interpretar posibles fenómenos anómalos que pueden presentarse en el transcurso del ensayo.
- Conviene tener una información detallada sobre las incidencias habidas durante la perforación, así como en los trabajos de acondicionamiento y desarrollo del sondeo.

## Piezómetros y pozos de observación

Para valorar exhaustiva y correctamente un bombeo de ensayo es preciso disponer de puntos de observación que complementen la información suministrada por el propio pozo de bombeo. Sólo de esta manera se podrán cuantificar, con cierta exactitud, los parámetros que definen el acuífero ensayado. También es cierto que los datos proporcionados por el pozo de bombeo son suficientes para el cálculo de la transmisividad, pero conviene tener otros puntos de observación para contrastar resultados en casos de compleja interpretación.

No todos los pozos existentes en la zona deben ser elegidos como puntos de observación. La distancia al punto de bombeo, el sistema de ejecución, el tipo de acondicionamiento, la profundidad, las características específicas de cada pozo, etc., son factores a tener en cuenta para elegir puntos de observación con posibilidades de obtener unos resultados fiables.

Si se dispone de medios económicos, lo más conveniente es la ejecución de unos piezómetros que aseguren la bondad de las observaciones realizadas.

En términos generales, la disposición de los piezómetros debe ser tal que formen dos líneas perpendiculares con su punto de corte sobre el pozo de bombeo.

El número de pozos auxiliares aconsejables es de dos por línea.

Si existe flujo natural, la disposición de estos pozos respecto del flujo será en cruz, con una línea perpendicular y otra paralela a dicho flujo. Cuando los medios económicos resultan insuficientes para poder formar las dos alineaciones anteriormente mencionadas, es recomendable colocar los piezómetros según la dirección del flujo y aguas abajo del mismo.

Si existen límites o barreras, conviene situar un piezómetro próximo al pozo de bombeo para poder obtener mediciones que permitan determinar los valores de transmisividad y almacenamiento, antes de que aparezcan los efectos de la barrera. Asimismo, gracias a este piezómetro podrá calcularse la distancia a que se encuentra dicha barrera.

La distancia entre el punto de bombeo y los respectivos piezómetros deben ser aproximadamente equidistantes en una representación logarítmica.

En función del tipo de acuífero (cautivo, libre o semiconfinado), y del radio de influencia del bombeo, los puntos de observación deben situarse más o menos próximos al pozo bombeado. Así, si el acuífero es libre, el valor del radio de influencia es reducido, y la distancia entre pozos será pequeña. En acuíferos cautivos pueden utilizarse puntos de observación más alejados debido a que el radio de acción se puede propagar a varios kilómetros. No obstante, no conviene que las distancias sean muy grandes, por dificultar el trabajo al tener que hacerse largos desplazamientos. Por otro lado, el tiempo de validez para la correcta aplicación de algunas fórmulas (Jacob) en piezómetros alejados del pozo de bombeo puede resultar demasiado elevado, además de añadir dificultades para tomar las mediciones de nivel por ser casi inapreciables los descensos conseguidos a partir de una cierta distancia.

## Conocimiento geológico

Resulta evidente que no se pueden dar normas generales sobre el conocimiento geológico que se requiere para la correcta interpretación de un ensayo de bombeo.

Sin embargo, se pretende en este apartado hacer una llamada de atención sobre la necesidad de contar con una recopilación, previa al ensayo, sobre datos geológicos.

Esta recopilación puede tener un carácter exclusivamente documental pero es aconsejable hacer una pequeña prospección del entorno, y centrar una serie de puntos significativos, tanto en la litología como en la tectónica del lugar, tendentes a obtener conocimiento en aspectos tales como:

- Presencia de barreras o bordes impermeables, bien por contacto normal como por fallas o cabalgamientos.
- Identificar el área de recarga y tratar de ver la posibilidad de alguna incomunicación con el pozo, tal como fallas, anticlinales de núcleo impermeable, etc.
- Reconocer los materiales del corte del sondeo y deducir sus características de permeabilidad, incluso en los terrenos no acuíferos, al objeto de poder predecir posibilidades de drenajes diferidos, goteos verticales, etc.
- Reconocer la litología del material acuífero, el sistema de funcionamiento del agua en el mismo y valorar previamente, entre qué márgenes deberían variar los parámetros hidrogeológicos.
- En general, cualquier observación de este tipo puede ser de una ayuda inestimable a la hora de interpretar el ensayo de bombeo.

## CAPITULO XIII

### PROGRAMA DE BOMBEO Y MEDICIONES

#### Consideraciones generales

Un ensayo de bombeo requiere una buena programación, definiendo claramente los objetivos a cumplir y disponiendo de los medios necesarios para la ejecución material del trabajo previsto. Es evidente que cada bombeo debe planificarse con carácter particular, en función de las circunstancias concretas que concurran en cada caso.

Antes de iniciar un bombeo deben comprobarse los siguientes extremos:

- Que los hidroniveles a utilizar, así como limnigrafos u otros sistemas de medidas, funcionen con normalidad.
- Que el sistema de aforo sea el adecuado, permitiendo un control inmediato sobre el caudal del bombeo.
- Que el grupo moto-bomba se encuentre en buen estado de funcionamiento, y que el grupo generador o la fuente de alimentación de energía asegure un bombeo sin interrupciones.
- Que el desagüe esté en las debidas condiciones para evacuar el agua extraída, asegurando que no haya ningún tipo de reciclaje.

Como medida general, antes de comenzar el bombeo se tomarán los niveles piezométricos en reposo en todos los puntos que vayan a ser observados a lo largo del ensayo. Las medidas de niveles dinámicos tendrán el mismo origen de tiempo: el de la puesta en funcionamiento de la bomba.

Cuando los descensos creados entre mediciones sucesivas sean muy pequeños, conviene que las medidas se tomen por la misma persona para evitar errores sistemáticos.

El programa de tiempos de mediciones ha de ser de forma que los puntos tomados queden repartidos regularmente en una escala logarítmica. La unidad de tiempo utilizada normalmente es el minuto, y una distribución racional podría ser del modo siguiente:

«t» en minutos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 120, 150, 180, para las tres primeras horas. Después debe continuarse midiendo a intervalos de 40 minutos, 50', 1 h, 1,5 h, 2 h, 3 h, etc.

En casos concretos pueden intercalarse cuantas medidas se consideren precisas para detectar en qué momento se produce un determinado fenómeno (descuelgue de algún acuífero, arrastres de materiales, etc).

Es conveniente comenzar los ensayos a una hora tal que permita llegar a la noche con las medidas espaciadas, ya que los registros son más molestos en las horas nocturnas.

En todo momento, el control del caudal ha de ser tan riguroso como exactas las medidas de niveles.

En los partes de trabajo se anotarán todas las incidencias observadas en el transcurso del bombeo con el mayor detalle posible.

Si por cualquier motivo se suspende la prueba se procederá, de modo inmediato, a tomar la recuperación correspondiente con la misma secuencia de tiempos que para el descenso, siempre que se consideren útiles los datos obtenidos hasta el momento de la interrupción. En caso contrario se recuperará el nivel inicial para comenzar nuevamente.

Si el cese del bombeo es de muy corta duración (uno a cinco minutos), se reanuda el bombeo continuando el sistema de medidas.

Para efectuar las oportunas correcciones de niveles, como consecuencia de una parada, se debe señalar con exactitud el tiempo de parada y la hora a que tuvo lugar ésta. Las decisiones deben ser tomadas por el técnico que esté a cargo del bombeo.

No deben despreciarse los datos obtenidos en un bombeo, aun en el supuesto de que no se hayan podido efectuar medidas correctas, antes de ser analizados por el responsable del mismo.

## Duración de los ensayos

La duración de un ensayo no debe fijarse *a priori*, siendo los objetivos perseguidos juntamente con el análisis de los datos proporcionados por el bombeo los que determinen, con criterio suficiente y acertado, el tiempo correcto de duración del mismo.

Los bombeos de ensayo que persiguen únicamente el cálculo de las características del acuífero disponiendo de puntos de observación convenientemente situados, no necesitan de tiempos de bombeo dilatados, siendo suficiente, en la mayoría de los casos con veinticuatro horas, e incluso menos. Si mediante el bombeo se quieren analizar efectos de barreras o se trata de acuíferos semiconfinados, la duración puede ser de varios días (entre dos y seis), según que las barreras estén más o menos próximas al punto de bombeo, y en función de la velocidad de propagación del radio de influencia.

Asimismo deberá procederse a pruebas de larga duración, cuando deseen analizarse las interacciones entre acuíferos y ríos.

En acuíferos libres próximos a bordes positivos puede alcanzarse una rápida estabilización de niveles, haciendo inútil la prolongación del bombeo.

En el caso de que existan efectos de drenaje diferido importantes, deberá prolongarse el bombeo hasta que dicho efecto quede perfectamente definido.

En ocasiones, cuando se desea conocer la capacidad de regulación del acuífero, puede ser aconsejable, si se dispone de instalaciones fijas, la realización de bombeos experimentales de larga duración.

Finalizado el bombeo se procederá a tomar las correspondientes medidas de recuperación. El tiempo de observación del ascenso será función del tiempo de bombeo, siendo suficiente, por lo general, entre el 10 y el 30 por 100 de aquél.

En casos especiales donde existan dudas sobre fenómenos de vaciado del acuífero como consecuencia del volumen de agua extraída, la recuperación se prolongará el tiempo necesario para que dichas dudas queden totalmente disipadas. En cualquier caso, no será necesario un tiempo de recuperación superior al del bombeo.

No es imprescindible conseguir la estabilización de niveles para la correcta interpretación de un ensayo de bombeo. De hecho, las estabilizaciones conseguidas son, casi siempre, aparentes.

Por último, se señala la conveniencia de ir analizando los resultados del bombeo según se van produciendo. Así se evitarán prolongaciones innecesarias o paradas anticipadas del ensayo.

## **Selección del caudal**

Normalmente son escasos los datos de que se dispone para conocer el caudal del sondeo una vez finalizada la perforación.

El corte litológico facilitado por el sondista es en buen número de casos, el único dato de que se dispone para hacer una primera valoración del pozo. Las limpiezas realizadas mediante cuchareo o con aire comprimido, siempre que sean debidamente controladas, pueden servir de punto de partida para estimar el grado de productividad de la obra de captación.

En zonas muy investigadas, un análisis comparativo de la columna litológica obtenida con otras de análogas características, puede constituir una aceptable pauta para la previsión del caudal. Debe recabarse la mayor información

posible a este respecto para adecuar convenientemente el equipo de bombeo a las características del sondeo objeto del ensayo.

Una vez instalada la bomba, conviene valorar el pozo mediante la realización de bombeos de corta duración, siempre que el pozo esté correctamente desarrollado. En caso contrario se procederá a limpiar la captación de la forma más conveniente. Estos bombeos escalonados, además de servir de tanteo, si se realizan con un buen criterio, pueden servir para el cálculo de las pérdidas de carga.

Realizados los bombeos previos, y a tenor de los resultados obtenidos, se elegirá el caudal más conveniente para la prueba de larga duración, atendiendo a los objetivos perseguidos por el ensayo, y de acuerdo con las siguientes consideraciones:

- Si se desea un ensayo a caudal constante y régimen variables, el caudal de bombeo no debe provocar un descenso tal que el nivel dinámico alcance la rejilla de aspiración de la bomba, ya que a partir de ese momento, el caudal decrecerá con el tiempo de bombeo.
- El caudal elegido estará dentro de los límites de capacidad de la bomba, sea cual fuere la evolución del nivel dinámico.
- En sondeos multicapa y acuíferos confinados, no es recomendable bombear a un caudal tal que deje colgados uno o varios acuíferos puesto que la interpretación del ensayo será más compleja, y menos fiables los parámetros hidráulicos obtenidos en estas condiciones. Tampoco conviene, en acuíferos libres que el caudal de bombeo provoque excesivos abatimientos, reduciendo, de modo importante, el espesor saturado del acuífero.
- En general, no será admisible bombear un sondeo estando el nivel dinámico por debajo del muro del acuífero a estudiar.
- Como norma orientativa de tipo general, se aconseja que el caudal de bombeo no provoque descensos superiores a los 2/3 de la columna total de agua, para mantos cautivos, y 1/3 en el caso de mantos libres.

## **Partes de bombeo y mediciones (tablas 21 y 22)**

Las partes de bombeo son imprescindibles para anotar todas las mediciones realizadas durante el ensayo, así como las incidencias y anomalías significativas que se presenten durante su ejecución.

Antes de comenzar la prueba, se rellenará la columna correspondiente al tiempo ( $t$ ), así como los datos específicos de cada sondeo: denominación, caudal, nivel inicial en reposo, fecha, hora de comienzo y distancia al piezómetro de observación, si lo hubiera.

El tipo de sondas más generalizado mide el nivel o profundidad del agua respecto de un punto fijo como puede ser el borde del entubado, anotándose los datos puntuales del nivel en la columna destinada a tal fin. Los descensos se obtienen restando a cada medida de nivel dinámico el observado en reposo, y serán anotados en la casilla correspondiente.



En el apartado de observaciones se detallarán todos los datos de interés que se produzcan, tanto en la fase de bombeo como en la recuperación. Estas anotaciones marginales pueden ser de gran utilidad para la interpretación de ciertas distorsiones que, con frecuencia, aparecen al representar los datos obtenidos en campo.

En la tabla 21 puede verse un tipo de parte de bombeo relleno con datos de un caso teórico. La tabla 22 corresponde a la recuperación de niveles del caso anterior. Los descensos residuales se obtienen por diferencias entre el nivel inicial y el tomado en cada una de las medidas.

La forma más usual de representar los datos es la de descenso-tiempo, para el caso del bombeo, o descenso residual- $(t + t')/t'$ , para la recuperación.

TABLA 21  
PARTE DE BOMBEO  
DESCENSO

Fecha	Hora	Tiempo $t$ minutos	Nivel	Descenso	Observaciones
<b>Pozo de bombeo: San Jorge. Caudal: 60 l/s.</b>					
Nivel piezométrico en reposo: 16,60 m.					
Distancia al punto de observación: 240 m.					
14-7-80	10,30	0	16,60	0	Agua turbia durante los primeros cinco minutos.
		1	18,03	1,43	
		2	18,90	2,30	
		3	19,55	2,95	
		4	20,00	3,40	
		5	20,35	3,75	
		6	20,55	3,95	
		8	20,80	4,20	
		10	21,30	4,70	Caudal algo alto (61 l/s).
		12	21,60	5,00	Se corrige el caudal.
		15	21,85	5,25	
		20	22,20	5,60	
		25	22,60	6,00	
	11	30	22,95	6,35	Primera muestra de agua.
		40	23,25	6,65	
		50	23,60	7,00	Cambio de turno.
	11,30	60	23,95	7,35	Caudal algo bajo (59 l/s).
		80	24,30	7,70	Se regula caudal.
		100	24,65	8,05	
	12,30	120	25,00	8,40	
		150	25,25	8,65	Caudal: 60 l/s.
	13,30	180	25,50	8,90	
		220	25,65	9,05	Segunda muestra de agua.
		260	25,80	9,20	
	15,30	300	26,30	9,70	Agua limpia durante todo el ensayo, excepto los primeros cinco minutos.

TABLA 22  
PARTE DE RECUPERACION  
ASCENSO

Pozo bombeado: S. Jorge. Nivel estático: 16,60 Nivel dinámico: 26,30 m. Tiempo total bombeado: 5 horas.						
Fecha	Hora	Tiempo parado t'	$\frac{t + t'}{t'}$	Nivel	Descenso residual	Observaciones
14-7-80	15,30	0		26,30	9,70	
		1	301	24,10	7,50	
		2	151	23,60	7,00	
		3	101	23,15	6,55	
		4	76	22,85	6,25	
		5	61	22,50	5,90	Se oye agua descolgada.
		6	51	22,20	5,60	
		8	38,5	22,00	5,40	
		10	31	21,60	5,00	Cambio de turno.
		12	26	21,45	4,85	
		15	21	21,05	4,45	
		20	16	20,85	4,25	Deja de oírse el agua.
		25	13	20,50	3,90	
		30	11	20,20	3,60	
		40	8,5	20,00	3,40	
		50	7	19,70	3,10	
		60	6	19,55	2,95	Comienza a llover.
		80	4,7	19,25	2,65	
		100	4	19,05	2,45	
		120	3,5	18,80	2,20	
150	3	18,55	1,95			
180	2,6	18,40	1,80			

El mismo formato de parte puede utilizarse para cada uno de los piezómetros de observación, anotando previamente los datos específicos de cada uno de ellos.

### Toma de muestras de agua

Antes de utilizar el agua alumbrada por cualquier obra de captación es conveniente, cuando no indispensable, conocer su composición química mediante el correspondiente análisis.

Cuando el agua extraída vaya destinada a regadíos, conviene tener una valoración cuantitativa de su composición, ya que no todas las aguas son aptas para el normal desarrollo de determinados cultivos.

Si las aguas se destinan al abastecimiento de poblaciones es obligado proceder a un análisis químico y bacteriológico para ver si su composición

está dentro de las normas de potabilidad admitidas por el Código Alimentario Español, o del correspondiente país.

Durante la realización del ensayo de bombeo deben tomarse distintas muestras, repartidas en el tiempo, para conocer la evolución de sus componentes. No se tomarán muestras en los primeros minutos del bombeo, o durante el tiempo que existan arrastres de materia sólida en suspensión. Será a partir del momento en que salga el agua totalmente clara cuando se inicie la toma de muestras. Por lo general, es suficiente con tres muestras a lo largo del bombeo.

En los casos específicos que existan problemas de posible intrusión marina u otros fenómenos especiales que requieran un control riguroso sobre la evolución de algún ión específico que se esté investigando, se tomarán cuantas muestras sean necesarias para precisar su variación.

Por lo general, la cantidad de agua de cada muestra será de un litro. Cuando por circunstancias especiales haya de analizarse algún elemento en particular, dicha cantidad puede variar en más o en menos, según el tipo de análisis que se requiera.

En cada muestra tomada deberá reseñarse el nivel dinámico y la hora en que fue tomada, así como la identificación del sondeo.

Las botellas serán de plástico y estarán bien limpias, lavándose con la misma agua del sondeo antes de ser llenadas.



## APÉNDICE A

### EJEMPLOS PRACTICOS DE INTERPRETACION DE ENSAYOS DE BOMBEO POR LOS DIVERSOS METODOS

Se pretende en este apéndice exponer una serie de ejemplos prácticos reales, que pueden ser de cierta utilidad didáctica por sus particulares condiciones y comportamientos.

Los métodos de análisis utilizados para cada uno de los diversos casos prácticos desarrollados tratan de adecuarse a las específicas características de cada pozo, así como a la realidad física del acuífero estudiado.

Aunque se han intentado establecer los criterios seguidos para la aplicación de los métodos de análisis más acordes con la evolución experimentada por el acuífero ensayado, no quedan excluidas otras interpretaciones que pudieran ser igualmente válidas. En cualquier caso, los ejemplos que se citan en el presente apéndice pretenden dar unos criterios básicos que permitan acometer, de modo simple y racional, algunos de los casos más frecuentes con los que pueden encontrarse los técnicos dedicados a esta materia.

## CASO PRACTICO NUM. 1

*Pozo ensayado:* SON PORQUE:

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 8 \text{ l/s}$ ). Se han observado la evolución de niveles en el pozo de bombeo, tanto en descenso como en recuperación.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T).

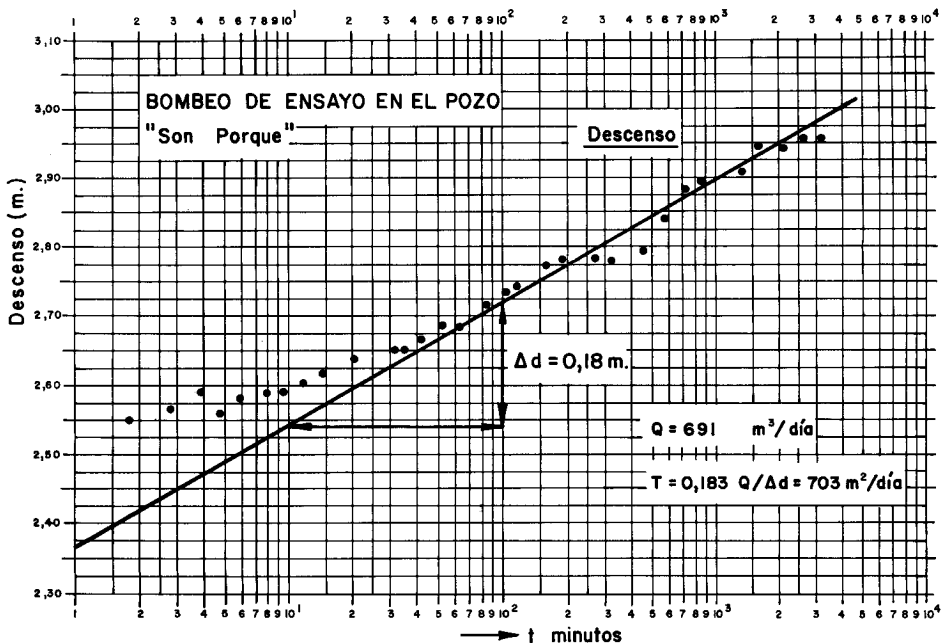
*Litología del acuífero:* Dolomías infraliásicas.

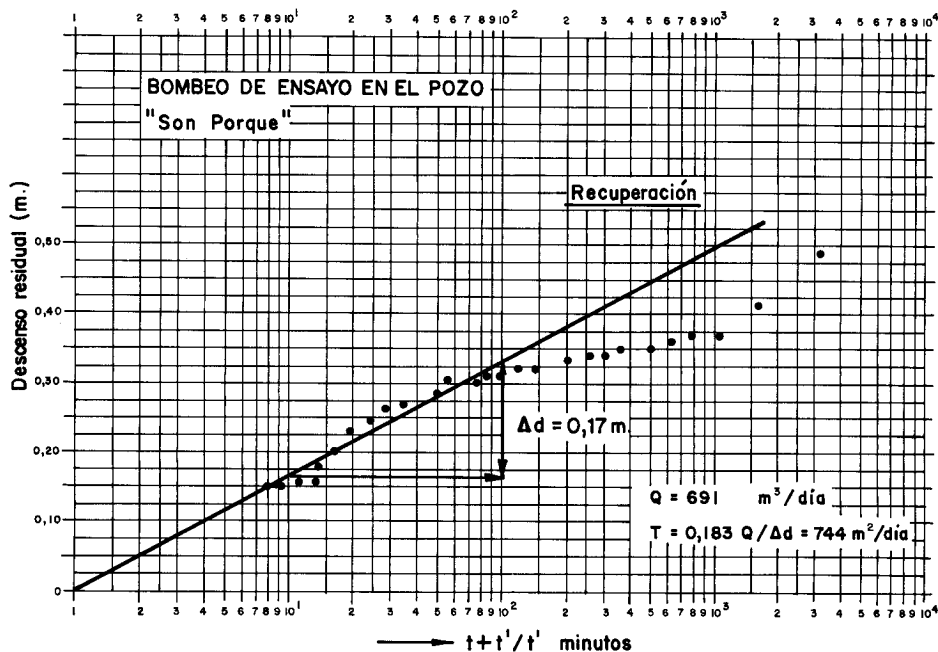
*Método de interpretación:* Jacob.

### Observaciones

Dado que no se disponía de piezómetros de observación, solamente se ha calculado el valor de T. Conviene señalar que los valores de T en recuperación y descenso son muy similares.

Este ensayo no presenta anomalías importantes. El ajuste de los tramos rectos puede realizarse sin dificultad, tanto en descenso como en recuperación.





## CASO PRACTICO NUM. 2

*Pozo ensayado:* PORT DES TURRENT

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante. Se tomaron medidas del descenso máximo en el pozo y la evolución de niveles en la recuperación.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T).

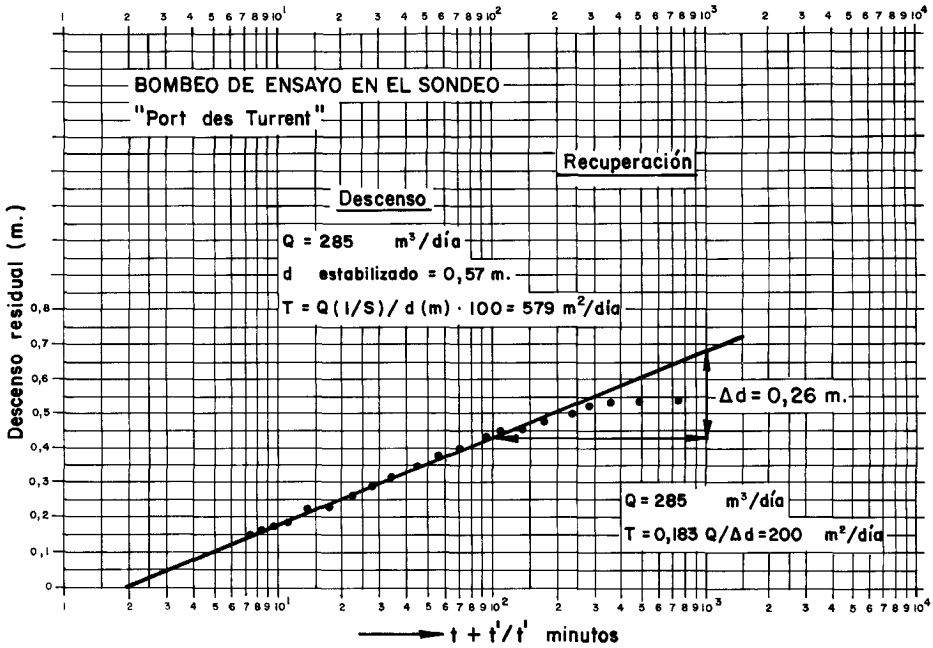
*Litología del acuífero:* Gravas, arenas y limos.

*Método de interpretación:* Thiem para el descenso y Jacob para la recuperación.

### Observaciones

El presente ensayo se ha realizado con caudal de bombeo constante, interpretando el descenso máximo por la fórmula abreviada de Thiem. En recuperación se representan los datos de la evolución del nivel, para ser interpretados en régimen variable.

Es evidente la gran diferencia de valores de T encontrados en los dos procedimientos utilizados. Se dan como valores aceptables los obtenidos a partir de los datos de la recuperación. El valor tan alto de T obtenido en el descenso puede ser debido a no haberse alcanzado la estabilización real de niveles, o a una posible mala estimación del radio de influencia para aplicar la fórmula simplificada de Thiem.



### CASO PRACTICO NUM. 3

*Pozo ensayado:* LA ROBLA

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 20 \text{ l/s}$ ), con observaciones en el propio pozo de bombeo.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T).

*Litología del acuífero:* De 0 a 9 m, gravas de cuarcita y areniscas. De 9 a 142 m, conglomerados cuarcíticos.

*Método de interpretación:* Jacob.

#### Observaciones

Durante los primeros diez minutos de bombeo, se aprecia un efecto de capacidad debido, seguramente, al agua almacenada en los primeros metros de gravas.

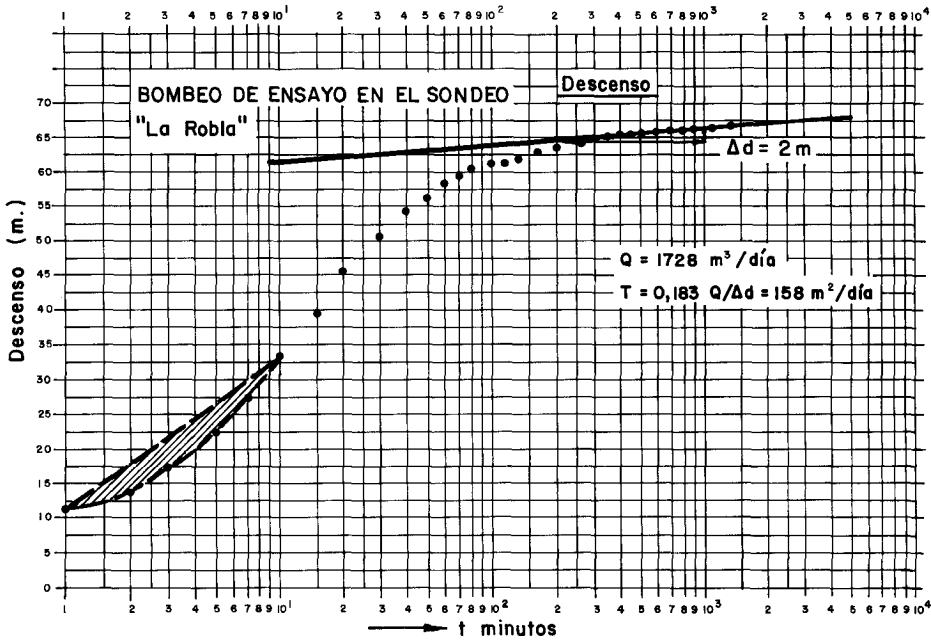
El nivel en reposo estaba en 7,5 m de la superficie.

El aspecto que ofrece la curva hace pensar que la comunicación del pozo con el acuífero no es franca, y se evidencia una importante pérdida de carga, necesaria para lograr la adecuada comunicación.

La transmisividad de comportamiento del acuífero es la representada en el gráfico.



En la recuperación se llega al mismo valor de T, si bien no se han representado los datos del ascenso.



### CASO PRACTICO NUM. 4

*Pozo ensayado:* ALMANSA.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 150 \text{ l/s}$ ), en régimen variable.

Se observa la evolución de niveles en descenso y recuperación.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T). Area de embalse.

*Litología del acuífero:* Calizas con orbitolinas y graveles (Aptense), con pasadas de margas grises.

*Método de interpretación:* Jacob.

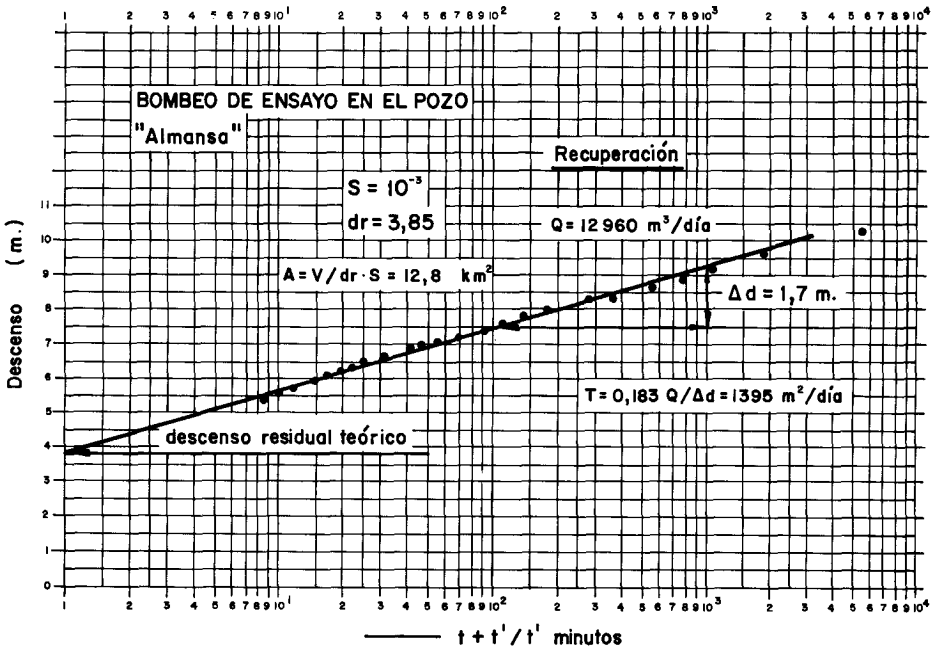
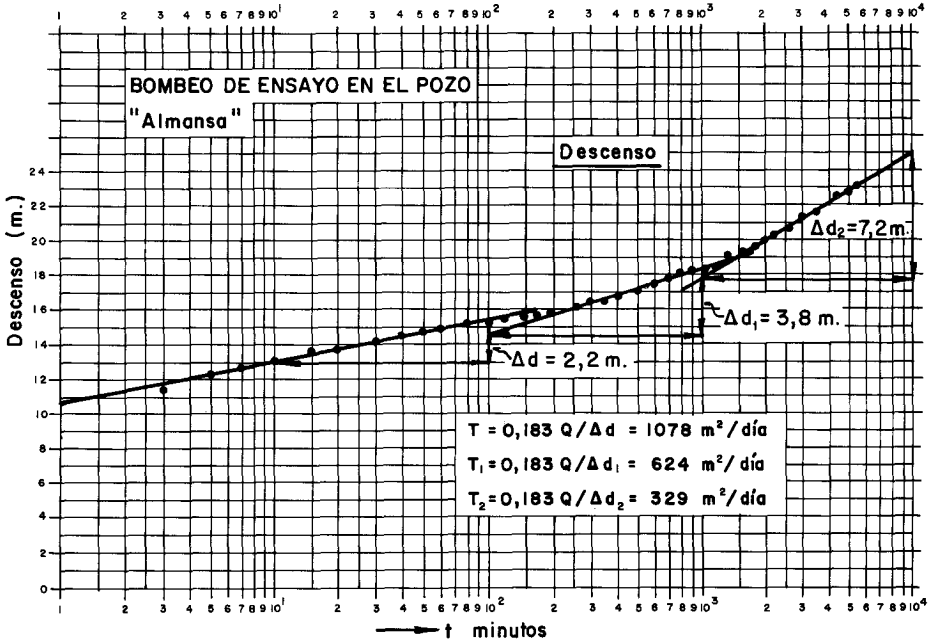
#### Observaciones

Se procede a un bombeo de larga duración y caudal elevado para detectar barreras impermeables y fallas que compartimentan el acuífero estudiado. En el descenso se aprecian perfectamente estos fenómenos, reduciéndose escalonadamente la transmisividad por aumento de la pendiente de la recta.

En recuperación, no se ponen de manifiesto estos fenómenos, obteniéndose un valor de T semejante al calculado con el primer tramo de la recta de

descensos. Se ha calculado el área de embalse subterráneo A, estimando un coeficiente de almacenamiento de  $S = 10^{-3}$ .

Este acuífero se ha agotado a los cinco años de su explotación.



## CASO PRACTICO NUM. 5

*Pozo ensayado:* JUCAR.

*Tipo de prueba:* A caudal constante ( $Q = 150$  l/s). Existen dos pozos de observación situados a 28 y 300 m del punto de bombeo.

*Parámetros calculados:* T y S.

*Litología del acuífero:* Calizas dolomíticas.

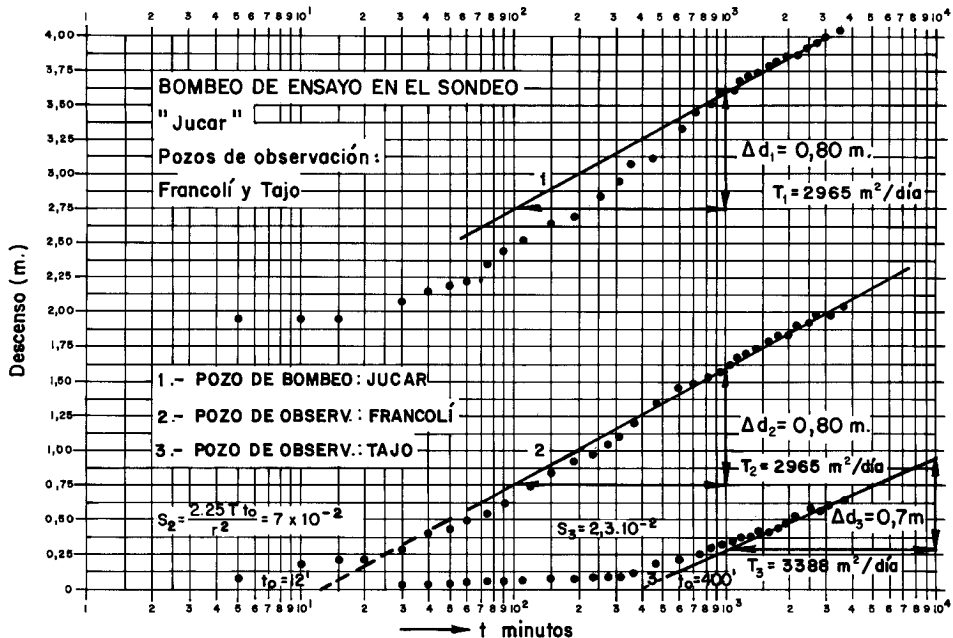
*Método de interpretación:* Theis y Jacob.

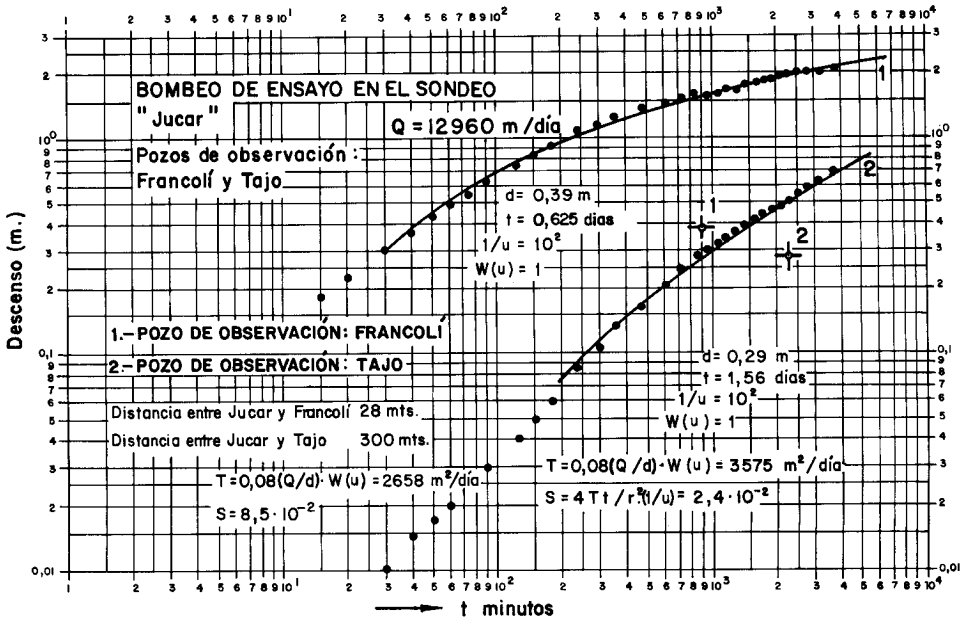
### Observaciones

Se trata con este ensayo de cuantificar del modo más preciso posible los valores de los parámetros T y S. A partir de estos datos se han calculado los caudales de explotación del conjunto de pozos, para varios supuestos de tiempos y descensos.

Los valores encontrados por el análisis de los datos en los distintos sondeos han sido muy semejantes.

Se significa que las previsiones efectuadas sobre el caudal de explotación conjunto han coincidido sensiblemente con la realidad observada en una explotación experimental de cinco años.





## CASO PRACTICO NUM. 6

*Pozo ensayado:* CAN MATAS.

*Tipo de prueba:* Asimilable a un bombeo en régimen permanente para el descenso y variable en recuperación.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T) y cota del muro del material acuífero.

*Litología del acuífero:* Calizas, dolomías y margas del Jurásico.

*Método de interpretación:* Thiem y Jacob.

### Observaciones

Se realiza el ensayo y ofrece unas curvas con un aspecto ininterpretable. A partir de los 7 m de depresión, los descensos aumentan y el agua llega a la rejilla casi instantáneamente, donde oscila hasta que se reduce el caudal estrangulando la válvula. De este modo se recupera rápidamente el nivel de siete metros y la prueba continúa normalmente.

El análisis de los partes de aforo induce a pensar que 7 m por debajo del nivel estático deja de haber material permeable, quedando el acuífero «colgado».

El caudal se midió por tiempo de llenado de un bidón de 220 litros, pudiéndose ver en los partes de descensos su evolución y las operaciones para el intento de su regulación.

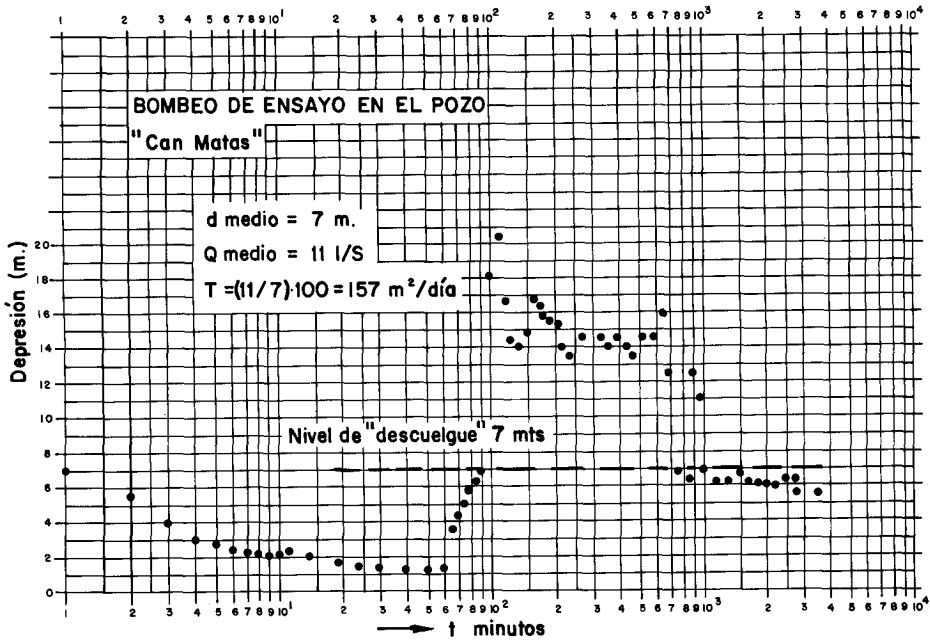
En la recuperación se oyó el ruido de agua «colgada» hasta 7 m, antes de recuperarse el nivel inicial.

Se consideró que en el descenso se había estabilizado el nivel a la cota de «descuelgue», siendo el caudal de bombeo la media ponderada de los múltiples caudales aforados.

Se obtuvo la transmisividad por el método abreviado de Thiem.

La recuperación se interpretó en régimen variable por el método de Jacob usando el caudal ponderado calculado.

Se obtuvieron resultados similares.



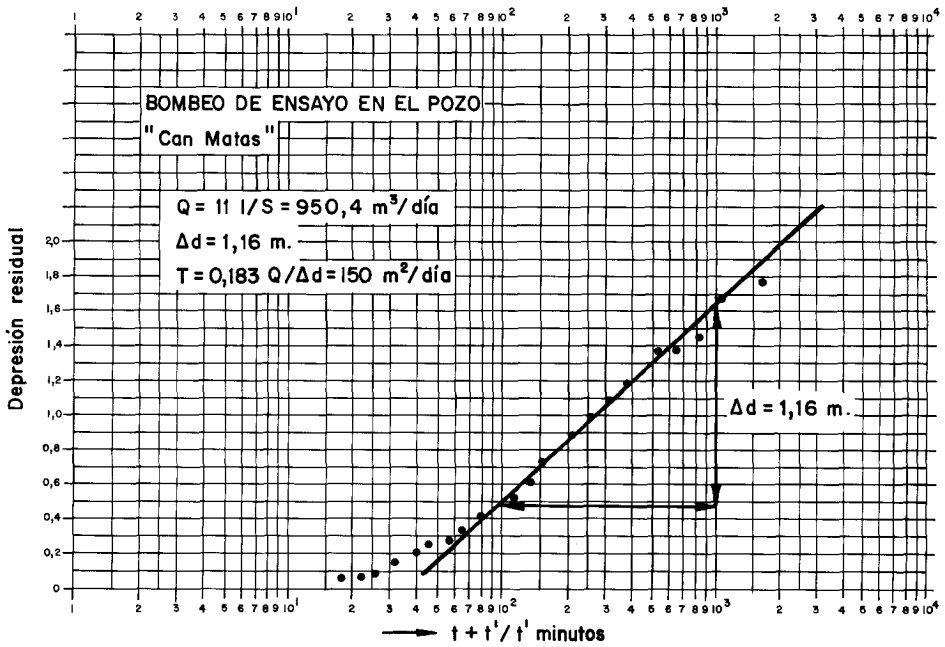


TABLA DE DESCENSOS EN POZO DE BOMBEO

N. E. 74.77

Hora	Tiempo	Depresión parcial	Depresión total	Observaciones
28/2/74 8 h 40'	0	+0	0	
	1	+7,11	7,11	
	2	-1,78	5,33	
	3	-1,34	3,99	
	4	-0,75	3,24	
	5	-0,45	2,79	
	6	-0,28	2,51	
	8	-0,27	2,24	
	10	-0,04	2,20	
	12	-0,04	2,16	
	15	-0,21	1,95	
	20	-0,30	1,65	
	25	-0,19	1,46	
	30	-0,23	1,23	220 l en 12'5"
	40	-0,11	1,12	
9,40	50	0	1,12	
	60	+0,04	1,16	se abre válvula
	61	+1,46	2,62	
	62	+0,73	3,35	
	63	+0,25	3,60	
	64	+0,05	3,65	
	65	-0,06	3,59	
66	+0,25	3,84		

Apéndice A. Ejemplos prácticos de interpretación de ensayos de bombeo por los diversos métodos.

Hora	Tiempo	Depresión parcial	Depresión total	Observaciones
	68	+0,28	4,12	
	70	-0,10	4,02	
	72	+0,41	4,43	se abre válvula
	75	+0,57	5,00	
	80	+0,84	5,84	
	85	+0,37	6,21	
	90	+0,63	6,84	
	100	+11,17	18,01	
	110	+2,02	20,03	
10,40	120	-3,77	16,26	220 l en 19"
	130	-2,15	14,11	
	140	-0,30	13,81	
	150	+0,87	14,68	
	160	+1,70	16,38	
	170	-0,42	15,96	
11,40	180	-0,39	15,57	
	190	-0,27	15,30	
12,00	200	-0,13	15,17	
	210	-1,50	13,67	
	220	-0,04	13,63	
12,30	230	-0,38	13,25	
13,00	260	+1,24	14,49	220 l en 18,5"
	320	0	14,49	
	350	-0,58	13,91	
	380	+0,29	14,20	
	410	-0,48	13,72	
16,00	440	-0,33	13,39	220 l en 19,5"
	500	+1,28	14,67	
	560	+0,03	14,70	
19,00	620	+1,15	15,85	se cierra válvula
	680	-3,75	12,10	se cierra válvula
	740	-5,19	6,91	
22,00	800	-0,72	6,19	se abre válvula
	860	+6,03	12,22	
24,00	920	-1,44	10,78	se cierra válvula
1/3/74	1040	-3,73	7,05	
4,00	1160	-1,08	5,97	
	1280	-0,06	5,91	
8,00	1400	+0,55	6,46	220 l en 19,5"
	1520	-0,50	5,96	1.ª muestra agua
13,00	1700	-0,13	5,83	
15,00	1820	0	5,83	
19,00	2060	0	5,83	
22,00	2240	+0,37	6,20	
2/3/74	2420	0	6,20	
4,00	2600	-0,81	5,39	
7,00	2780	0	5,39	
9,00	2900	0	5,39	se toma 2.ª muestra de agua
12,00	3080	0	5,39	
13,00	3140	—	5,39	
13,05	3145	—	5,39	220 l en 19,9"

## CASO PRACTICO NUM. 7

*Pozo ensayado:* SON MONJOS.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 80$  l/s). Se ha dispuesto de un piezómetro de observación a 13 m del pozo de bombeo.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T) y coeficiente de almacenamiento (S).

*Litología del acuífero:* Calcarenitas miocenas, con margas semipermeables encima del acuífero.

*Método de interpretación:* Jacob, Theis y, parcialmente, Prickett.

### Observaciones

Parece existir un efecto de drenaje diferido debido a los dos tramos paralelos inicial y final, separados por un intento de estabilización. El corte litológico del sondeo confirma esta hipótesis, encontrándose el nivel estático entre 1 y 2 m por encima del muro de margas arenosas.

No se ha considerado el pozo de bombeo a efectos de análisis, dado lo poco que se acusa en el mismo punto las distorsiones debidas al drenaje diferido.

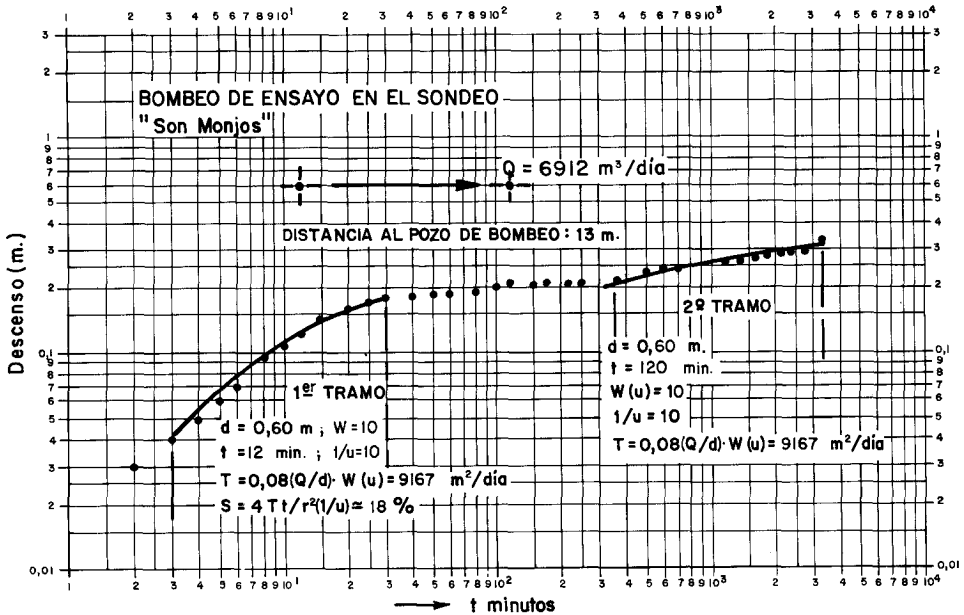
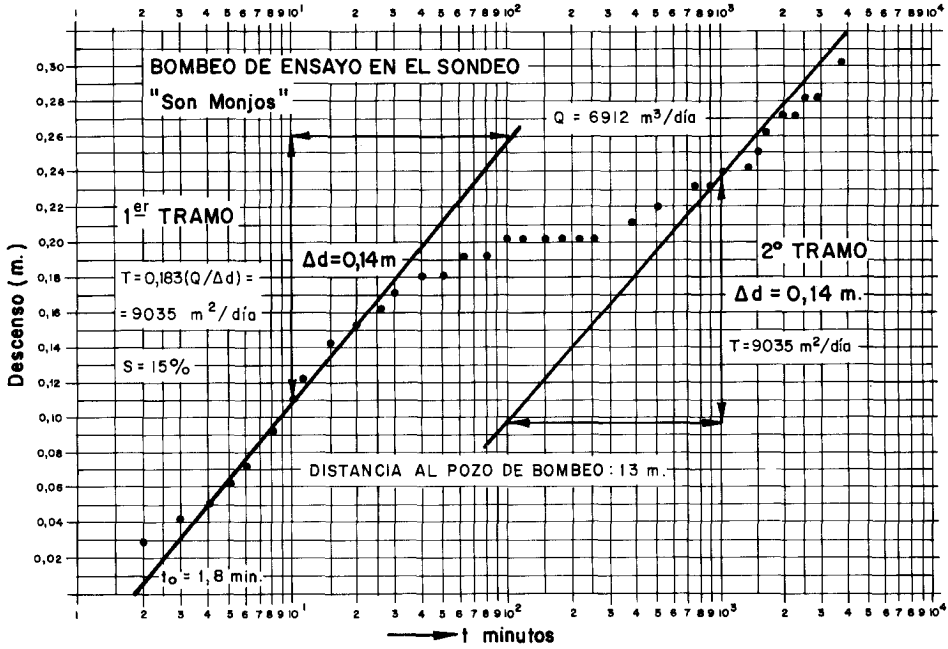
El coeficiente de almacenamiento se obtiene del primer tramo, dado que la disposición estructural de las capas así lo aconseja. El agua sale del acuífero calizo, que deprime poco por su alta transmisividad.

El acuífero funciona como libre desde el primer momento, habida cuenta del valor de la depresión, dando los valores propios del libre y no los de cautivo, resultantes cuando se cumplen las hipótesis de Prickett.

El agua procedente de las margas no hace sino retrasar las depresiones en el acuífero y variar, consecuentemente, el valor de  $t_0$ .

Los valores obtenidos por los métodos de Theis y Jacob son muy similares.





## CASO PRACTICO NUM. 8

*Pozo ensayado:* SON ELLOBETA.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 25$  l/s), con observaciones en el pozo de bombeo y en el piezómetro situado a 80 m de distancia.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T). Coeficiente de almacenamiento (S) y área de embalse.

*Litología del acuífero:* Dolomías y carniolas del Suprakeuper.

*Método de interpretación:* Theis y Jacob.

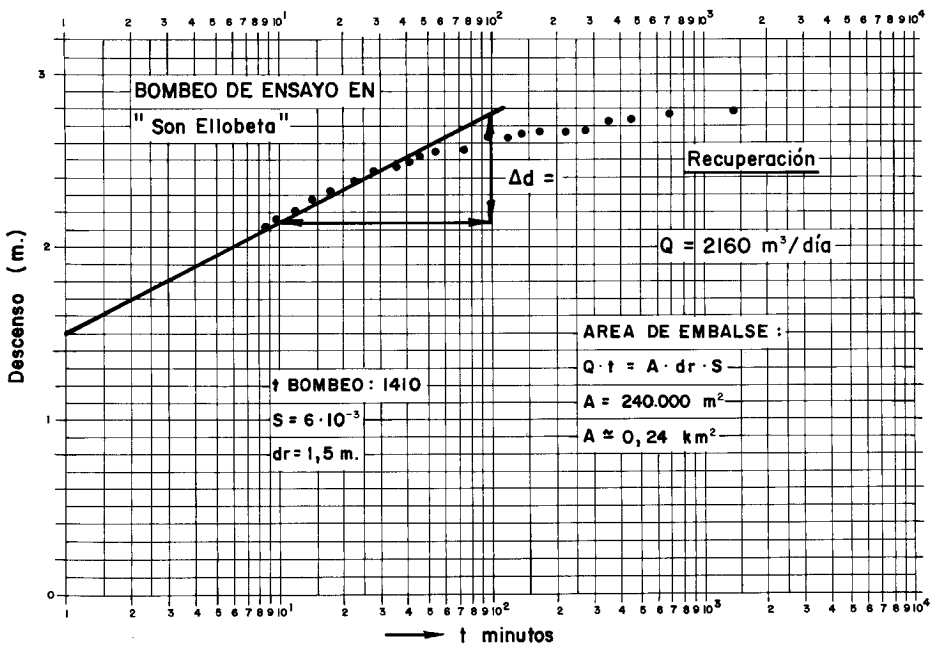
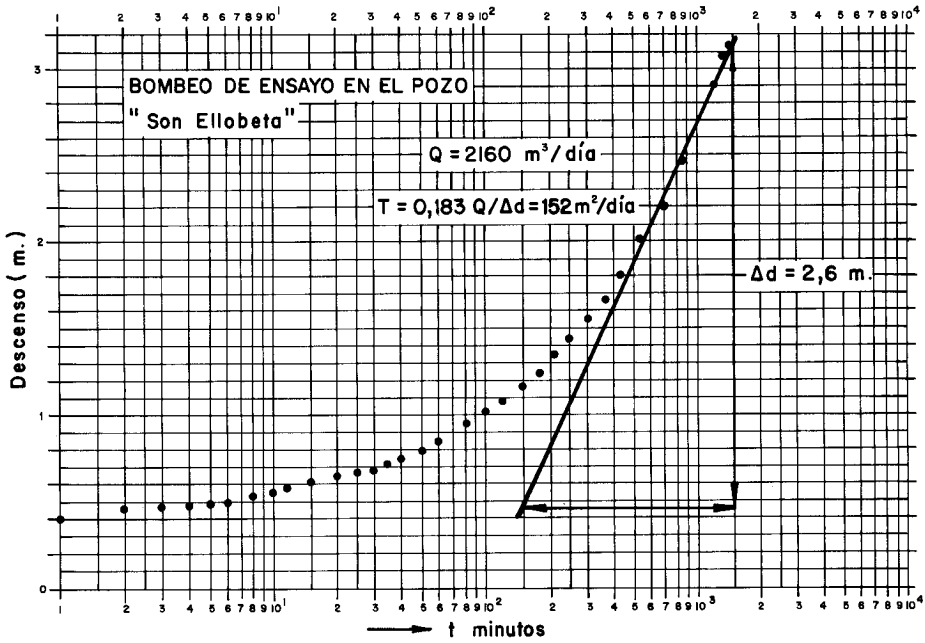
### Observaciones

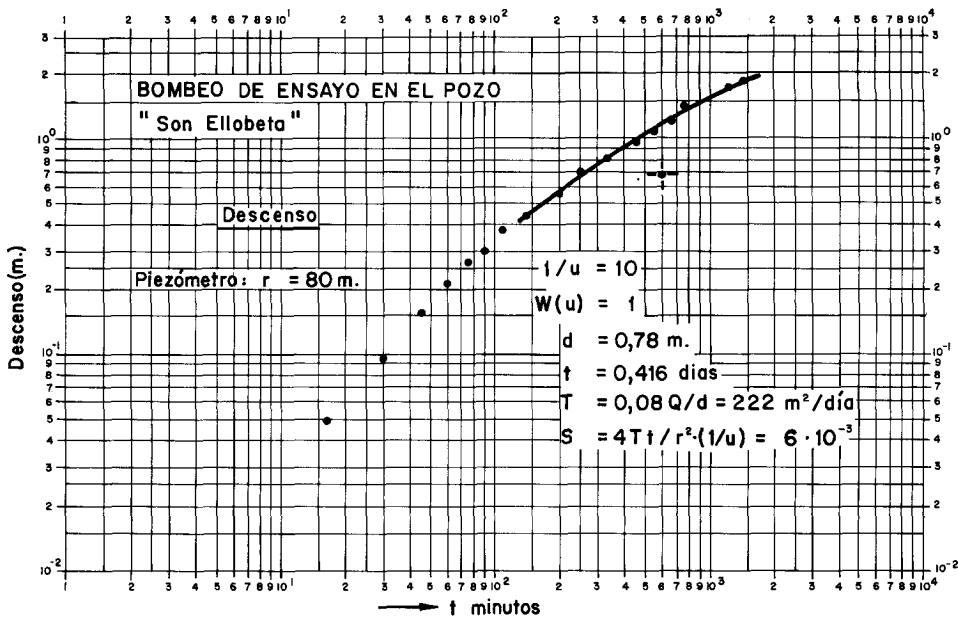
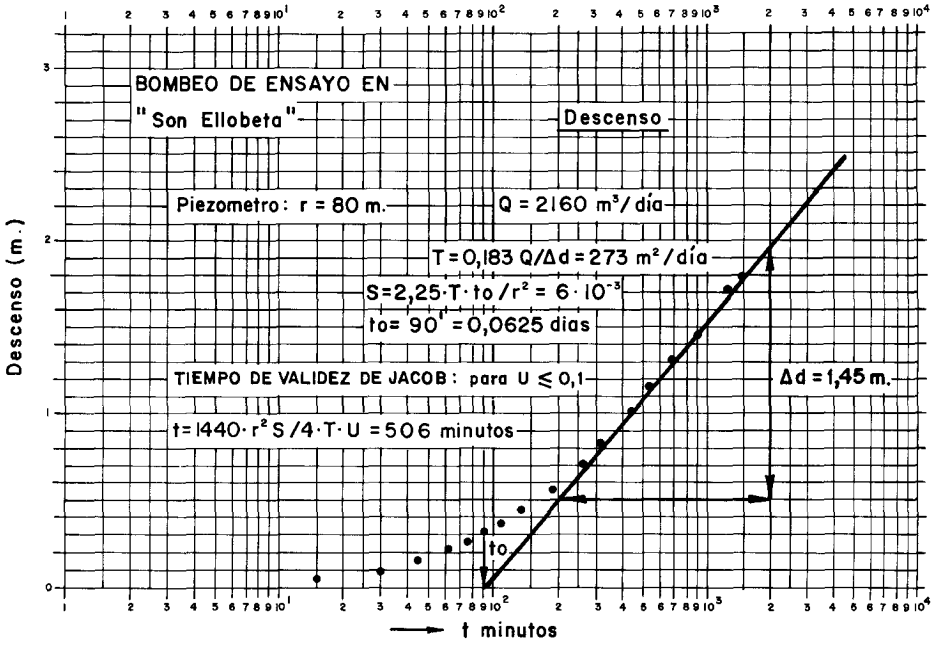
En este pozo se bombeó, durante veinticuatro horas, a un caudal de 25 l/s, provocándose un descenso, en el mismo punto de bombeo, de tan sólo 3 m. La primera impresión hacía pensar en un pozo excelente.

El análisis de la recuperación, con el consecuente cálculo del área de embalse subterráneo, pone de manifiesto un acuífero muy limitado, que embalsa agua en una superficie no superior a la cuarta parte de 1 km<sup>2</sup>.

Una prospección fotogeológica, junto a un rápido reconocimiento de campo, delimitaron el acuífero constituido por un afloramiento de dolomías y carniolas infrailásticas, cabalgadas sobre unas margas del Cretácico inferior. El área observada es coincidente con la calculada en el análisis de la recuperación.

Cabe indicar adicionalmente, que ya las curvas de descensos permitían intuir un efecto de vaciado puesto de manifiesto en los descensos, anormalmente crecientes, acontecidos a lo largo de toda la prueba.





## CAMPO PRACTICO NUM. 9

*Pozo ensayado:* AREVALO.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 30 \text{ l/s}$ ) y recuperación. Bombeos escalonados con recuperación parcial.

*Parámetros calculados:* Transmisividad y pérdidas de carga.

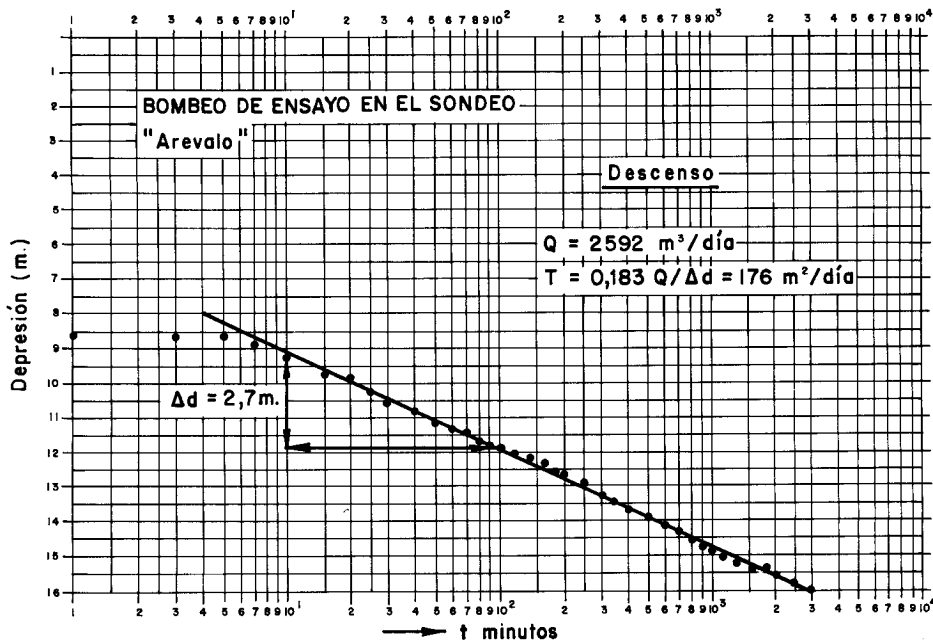
*Litología del acuífero:* Arenas terciarias (acondicionando con filtros dúplex).

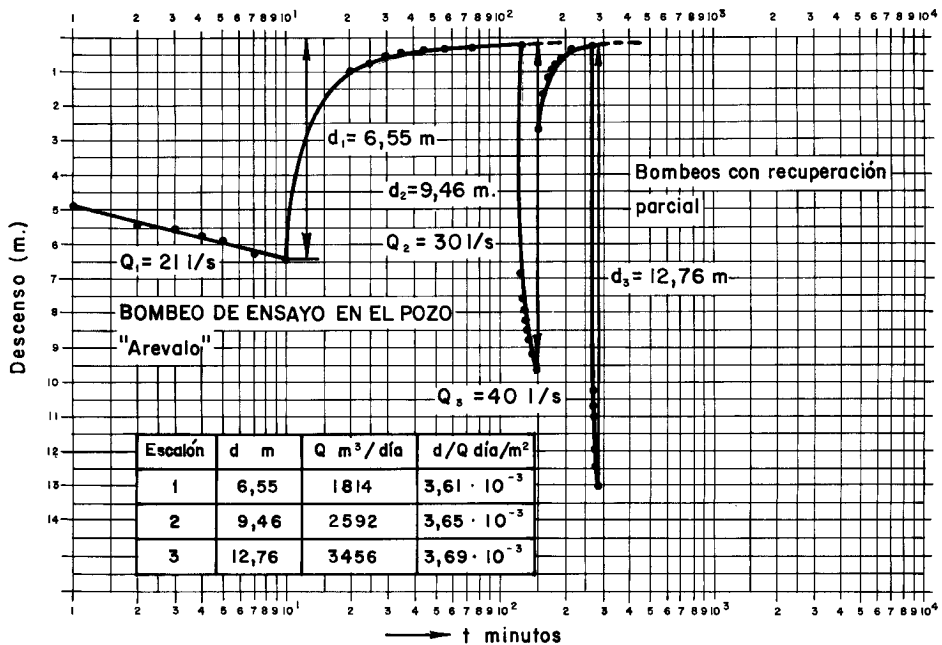
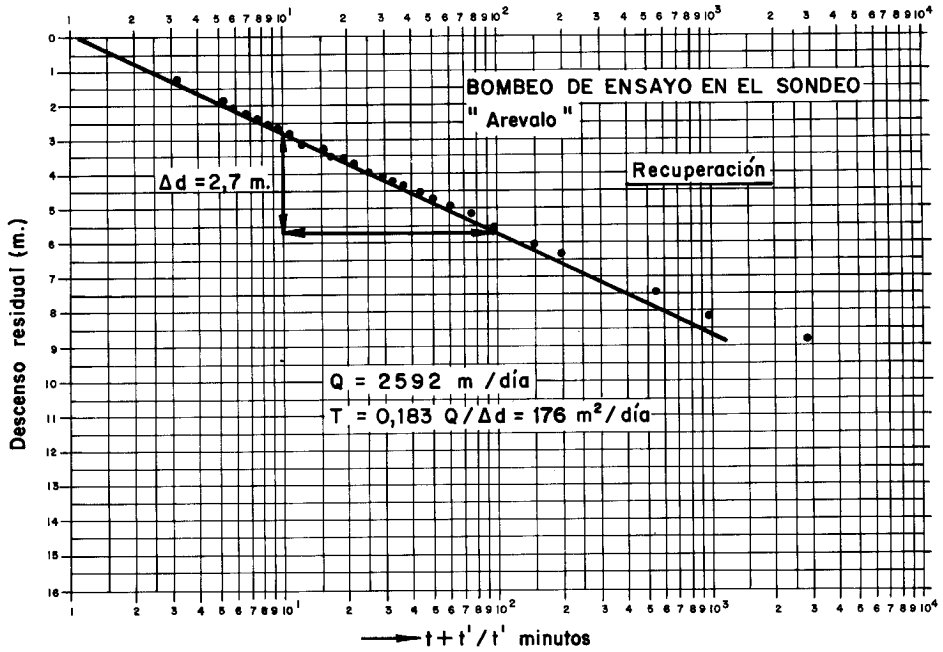
*Método de interpretación:* Jacob.

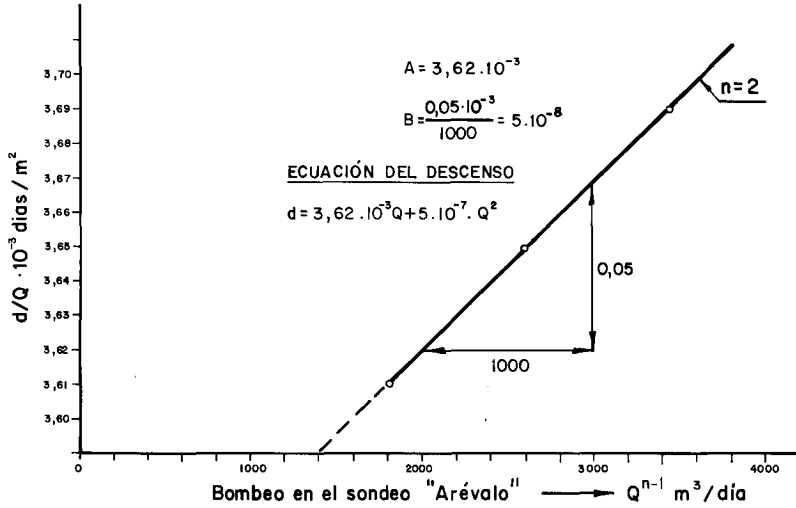
### Observaciones

El ensayo de bombeo se ha realizado en un sistema multicapa. El nivel dinámico alcanzado se mantuvo por encima del techo del primer acuífero acondicionado.

Como puede observarse en las representaciones obtenidas con las medidas del descenso y recuperación, se trata de un acuífero con un comportamiento de «libro».







Las pérdidas de carga ( $BQ^n = 0,3 \text{ m}$ ) representan el 3,5 por 100 del descenso total medido, para el caudal de 30 l/s ( $2.593 \text{ m}^3/\text{día}$ ) al cabo de quince minutos de bombeo.

Aunque el ajuste de la terna de valores ha sido bueno, se ha operado en una zona de elevada sensibilidad del método.

**BOMBEO ESCALONADO CON RECUPERACION PARCIAL EN EL SONDEO AREVALO**

Primer bombeo:  $Q = 21 \text{ l/s} = 1.814 \text{ m}^3/\text{día}$ .

DESCENSO			RECUPERACION		
Tiempo de bombeo (minutos)	Nivel (m)	Descensos (m)	Tiempo de parada (minutos)	Nivel (m)	Descensos residuales (m)
0	54,61	0,00	1	56,09	1,48
1	59,57	4,96	5	55,57	0,96
2	60,00	5,39	10	55,27	0,66
3	60,20	5,59	15	55,11	0,50
4	60,31	5,70	20	55,03	0,42
7	60,43	5,82	30	54,93	0,32
10	60,90	6,39	40	54,87	0,26
15	61,16	6,55	60	54,81	0,20
			120	54,75	0,14

Segundo bombeo:  $Q = 30 \text{ l/s} = 2.592 \text{ m}^3/\text{día}$ .

DESCENSO			RECUPERACION		
Tiempo de bombeo (minutos)	Nivel (m)	Descensos (m)	Tiempo de parada (minutos)	Nivel (m)	Descensos residuales (m)
0	54,75		1	57,22	2,61
1	61,61	6,86	5	56,26	1,65
2	62,32	7,57	10	55,71	1,10
3	62,71	7,96	15	55,58	0,97
4	63,00	8,25	20	55,35	0,74
5	63,20	8,45	30	55,19	0,58
7	63,57	8,82	40	55,10	0,49
10	63,92	9,17	60	55,00	0,39
15	64,33	9,58	120	54,88	0,27

Tercer bombeo:  $Q = 40 \text{ l/s} (3.456 \text{ m}^3/\text{día})$ .

Tiempo	Nivel	Descensos
1	63,97	9,09
2	65,15	10,27
3	65,63	10,75
4	66,02	11,14
5	66,36	11,48
7	66,84	11,96
10	67,33	12,45
15	67,90	13,02

## CASO PRACTICO NUM. 10

*Pozo ensayado:* CABAÑAS NUM. 5.

*Tipo de prueba:* Bombeo escalonado para el cálculo de los coeficientes A, B y n.

*Parámetros calculados:* Pérdidas de carga del sondeo.

*Litología del acuífero:* Gravas y arenas de terraza cuaternaria.

*Método de interpretación:* Por tanteo del valor de n.

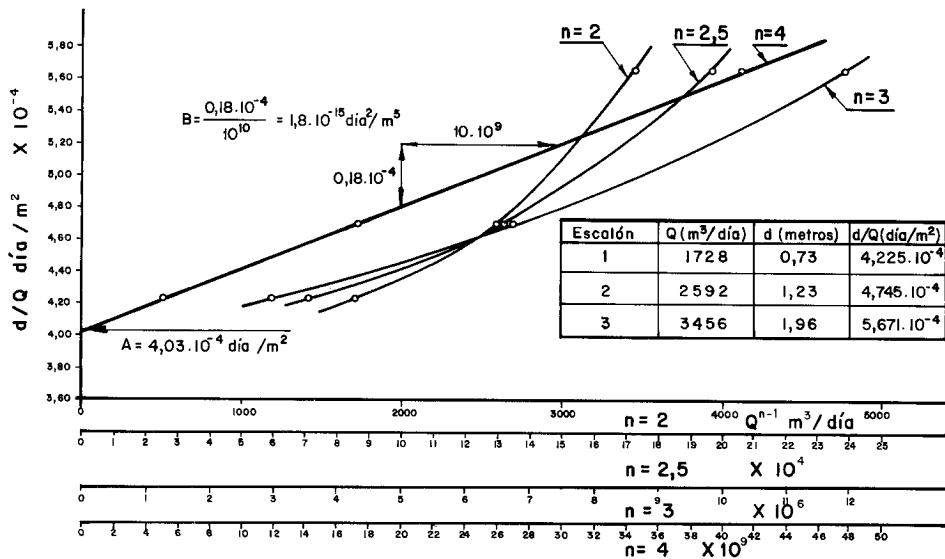
### Observaciones

Es evidente que el resultado obtenido para el coeficiente de pérdidas de carga ( $B = 1,8 \cdot 10^{-15} \text{ día}^2/\text{m}^5$ ) es absurdo. Este coeficiente que, en principio, indicaría unas pérdidas de carga insignificantes, se obtiene para un valor de  $n = 4$ , que implica un excesivo régimen turbulento en las proximidades del pozo, con pérdidas de carga muy altas.



Consecuentemente, desde el punto de vista conceptual, no es admisible el resultado.

Un análisis rápido de las relaciones entre los caudales específicos de escalones sucesivos pone de manifiesto que, tal y como se vio en el capítulo de reflexiones generales, al ser bajas estas relaciones, el método se encuentra en una gama de valores que lo hacen muy sensible. Esto implica que pequeñas variaciones en los datos de entrada producen altas variaciones en el valor que se obtenga de  $n$  y  $B$ .



## CASO PRACTICO NUM. 11

*Pozo ensayado:* DAIMIEL NUMS. 1 y 2.

*Tipo de prueba:* Bombeos escalonados en ambos sondeos y bombeo a caudal constante en el pozo número 1, tomando el número 2 como pozo de observación.

*Parámetros calculados:* T, S, pérdidas de carga y caudal de explotación.

*Litología del acuífero:* Calizas miocenas.

*Método de interpretación:* Jacob.

### Observaciones

El sondeo número 2 presentó ciertos problemas de arrastres, con expulsión de trozos de calizas de tamaño considerable. Su deficiente construcción se manifiesta en unas pérdidas de carga mayores que en el sondeo número 1.

En el sondeo número 1 se consideran despreciables las pérdidas de carga, ya que su curva característica (d-Q) es una recta que, aunque no pasa por el origen, la desviación es muy pequeña.

Para el tiempo total de duración de la prueba de bombeo (4.000 minutos = 2,78 días), y el caudal constante de 12.096 m<sup>3</sup>/día, el descenso teórico sería:

Parámetros calculados:

$$T = 9.000 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = 6 \cdot 10^{-3}$$

$$D_{\text{teórico}} = 0,183 \frac{12.096 \text{ m}^3/\text{día}}{9.000 \text{ m}^2/\text{h}} \log \frac{2,25 \times 9.000 \text{ m}^2/\text{h} \times 2,78 \text{ días}}{0,2^2 \text{ m} \times 6 \cdot 10^{-3}} =$$

$$= 2,05 \text{ m}$$

El descenso real medido al final del bombeo fue de 1,94 m.

El error cometido, supuestas nulas las pérdidas de carga, ha sido de 11 cm, lo que indica que se han subvalorado mínimamente los valores de las constantes del acuífero.

Para un período de explotación ininterrumpido de cien días y un caudal constante de bombeo de 300 l/s (25.920 m<sup>3</sup>/día) se provocará un descenso de:

$$d = 0,183 \frac{25.920 \text{ m}^3/\text{día}}{9.000 \text{ m}^2/\text{h}} \log \frac{2,25 \times 9.000 \times 100}{0,2^2 \times 6 \cdot 10^{-3}} = 5,23 \text{ m}$$

Dado que el espesor saturado del acuífero es de 42 m, resulta perfectamente aplicable Jacob, y no se precisa hacer ningún tipo de correcciones en las medidas tomadas, ya que el efecto de pérdidas de carga en el acuífero en el entorno próximo del sondeo es despreciable.

El sondeo número 2, que sí tiene pérdidas de carga para las condiciones impuestas en el anterior caso, presentaría el siguiente descenso:

$$d = 0,183 \frac{25.920 \text{ m}^3/\text{día}}{9.000 \text{ m}^2/\text{h}} \log \frac{2,25 \times 9.000 \times 100}{0,2^2 \times 6 \times 10^{-3}} + BQ^n$$

$$d = 5,23 \text{ m} + BQ^n;$$

para

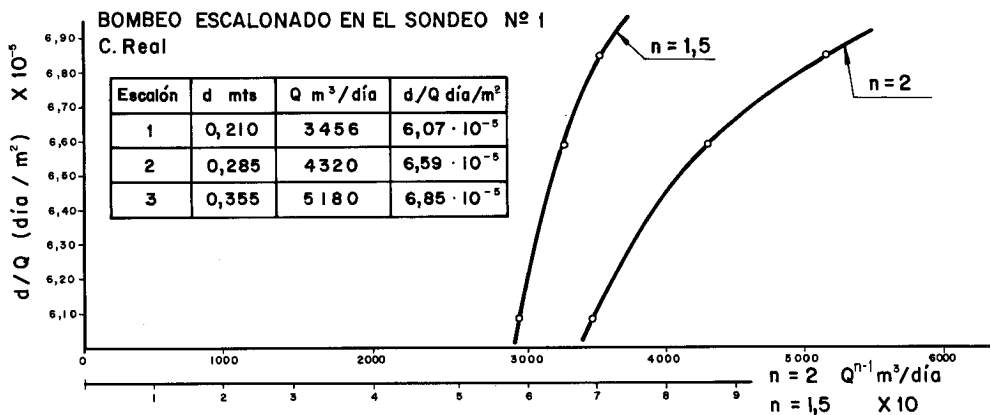
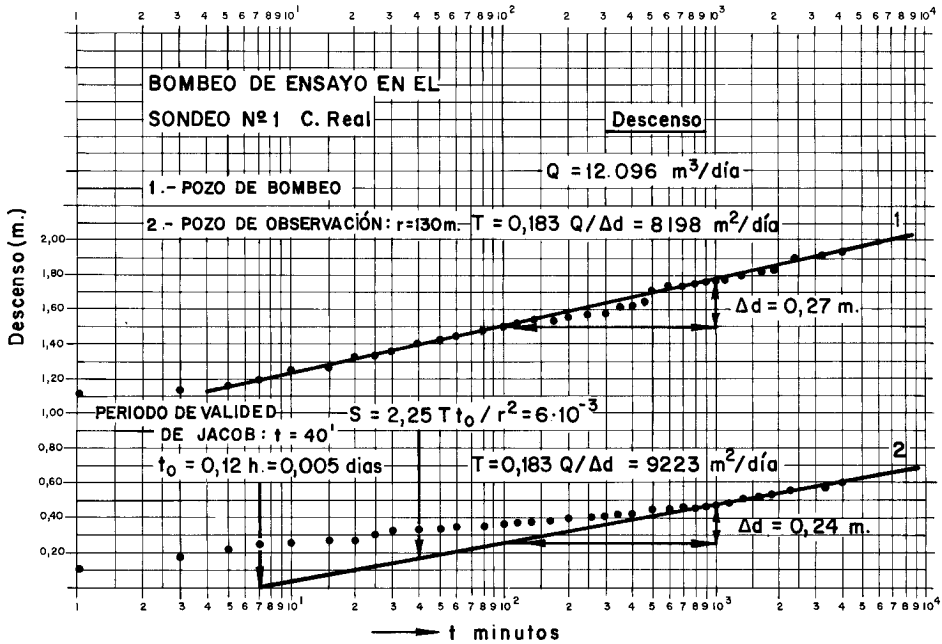
$$n = 2$$

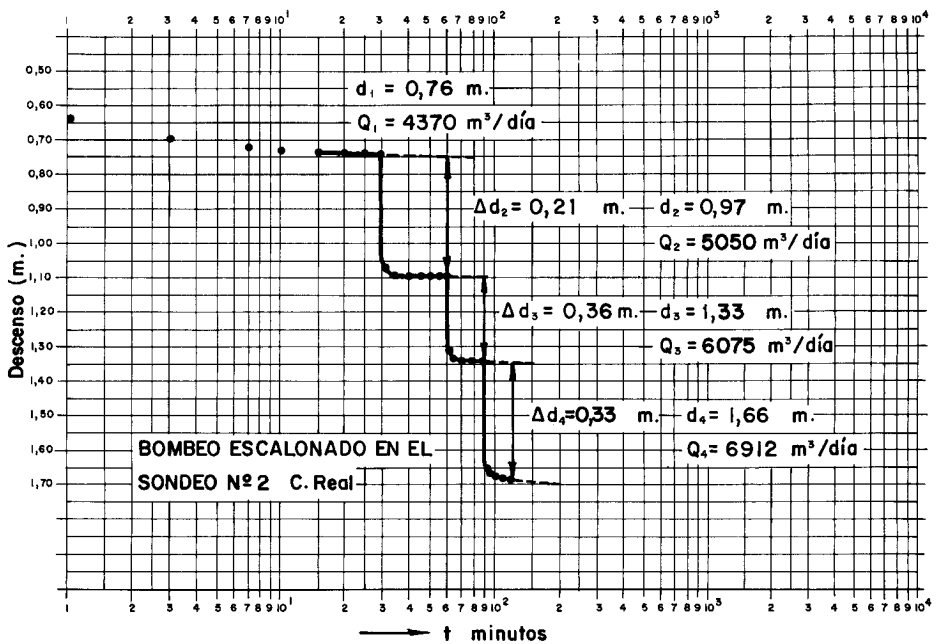
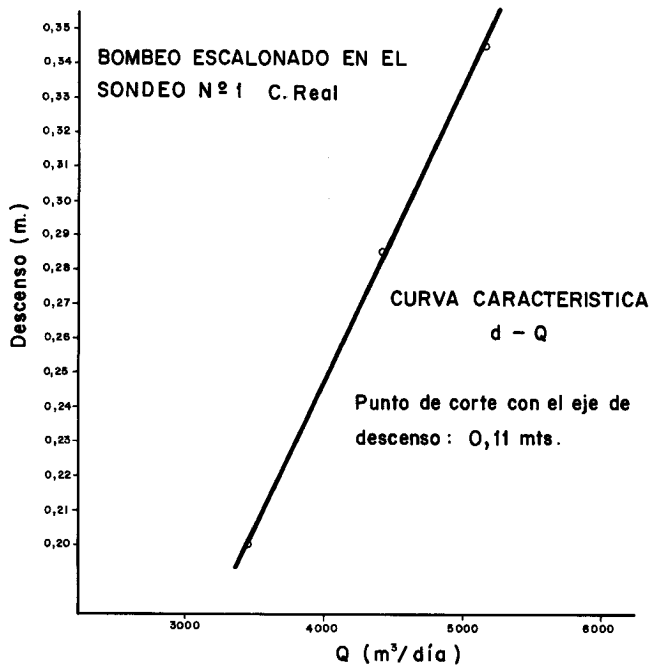
$$B = 2,7 \cdot 10^{-8}$$

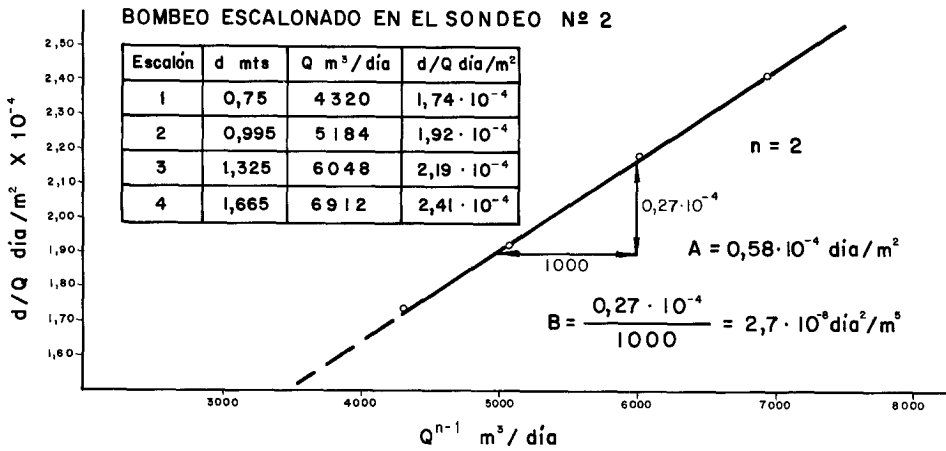
$$d = 5,23 + 2,7 \times 25.920^2 = 23,37 \text{ m}$$

Este sondeo, en las actuales condiciones no alcanzaría un caudal de 300 l/s (25.920 m<sup>3</sup>/día), debido al importante descenso originado como consecuencia de las pérdidas de carga.

El sondeo número 1 está en explotación, y la desviación con respecto a los cálculos realizados es despreciable.







## CASO PRACTICO NUM. 12

*Pozo ensayo:* SA COVA.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal crítico y análisis de la recuperación de niveles después de la parada.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T).

*Litología del acuífero:* Dolomías margosas del Suprakeuper.

*Método de interpretación:* Aplicación del método de Jacob en gráfico de caudales inversos.

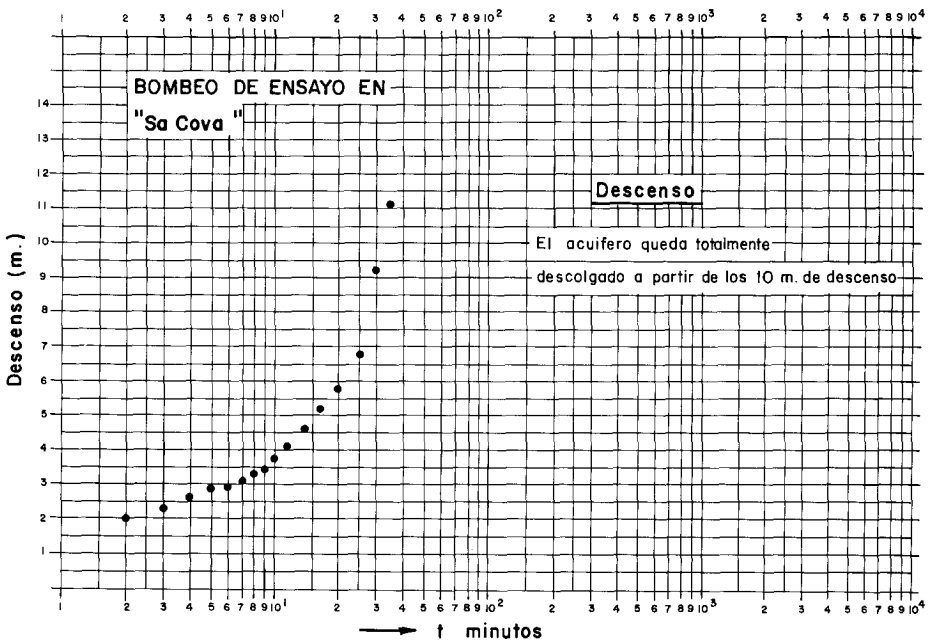
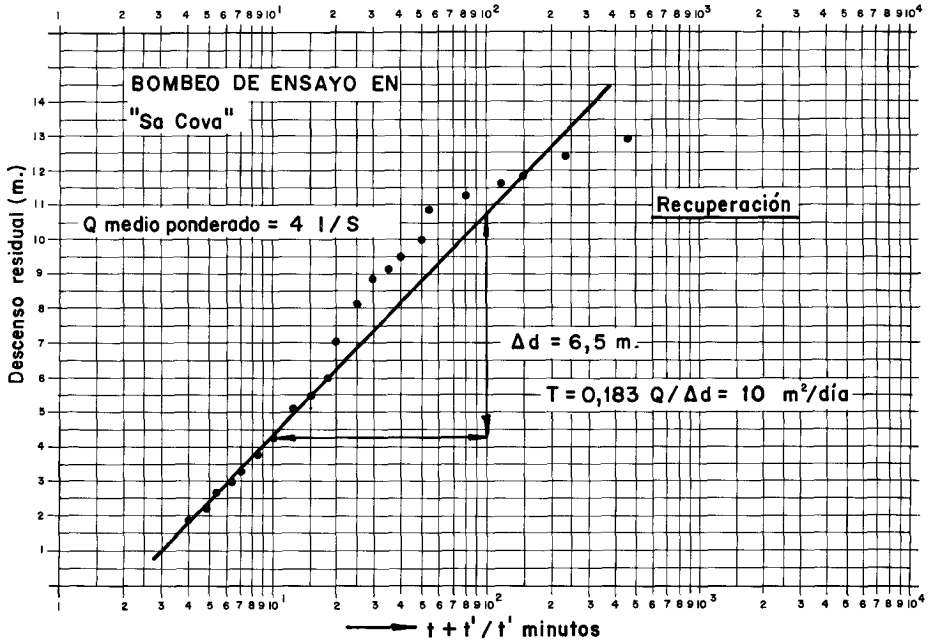
### Observaciones

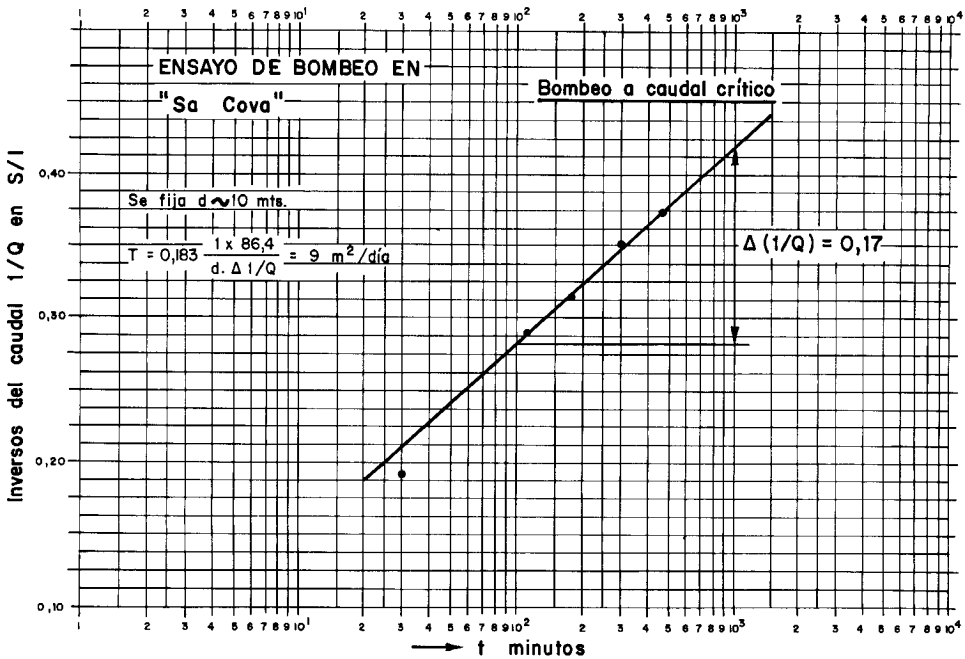
El acuífero queda «colgado» a los pocos minutos de iniciado el bombeo. Este efecto se produce a 10 m por debajo del nivel de agua inicial, y es probable por dejar de oírse a este nivel el ruido característico del agua «descolgada» en la prueba de recuperación.

Los primeros minutos de bombeo, representados en el gráfico, no son interpretables por su escasa amplitud.

La interpretación de la recuperación y del bombeo a caudal crítico a través del gráfico semilogarítmico de caudales inversos, arroja resultados similares para el valor T.

El caudal utilizado para interpretar la recuperación es el caudal medio ponderado de la fase de bombeo que, como se sabe, a partir de quedar el acuífero «colgado» variaba con el tiempo, según el agotamiento de dicho acuífero.





## CASO PRACTICO NUM. 13

*Pozo ensayado:* SA BASSA DES COLL.

*Tipo de prueba:* Bombeo a caudal constante ( $Q = 56$  l/s), con observaciones en el mismo pozo de bombeo y en un piezómetro situado a 175 m de distancia.

*Parámetros calculados:* Transmisividad (T) y coeficiente de almacenamiento (S).

*Litología del acuífero:* Dolomías y carniolas del Suprakeuper.

*Método de interpretación:* Theis y Jacob.

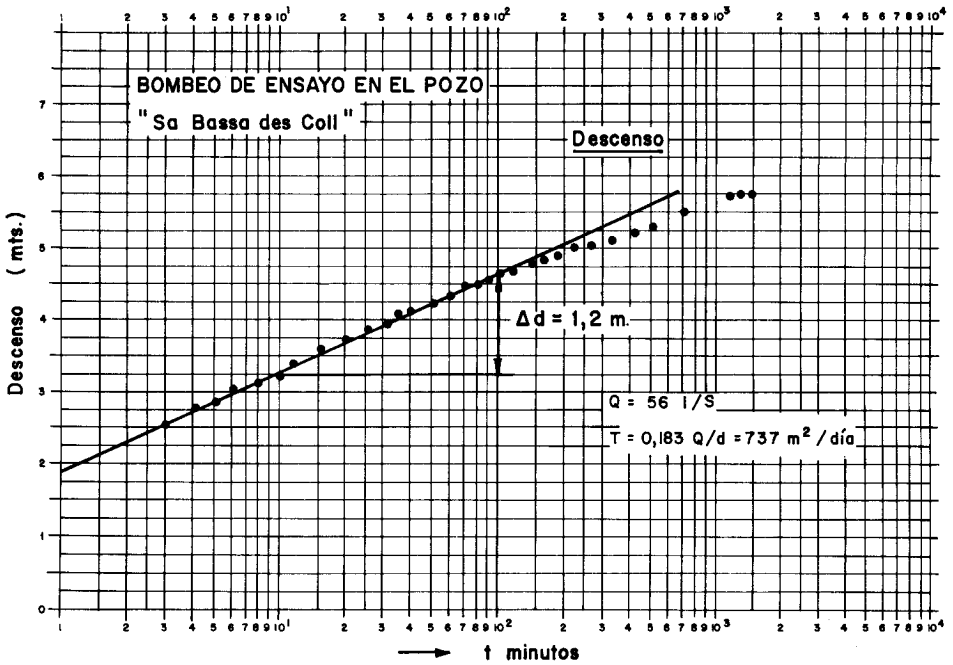
### Observaciones

Los resultados que sobre el valor de la transmisividad T arroja la interpretación de los datos de evolución de niveles en el pozo son coincidentes tanto en la fase de bombeo como en la de recuperación.

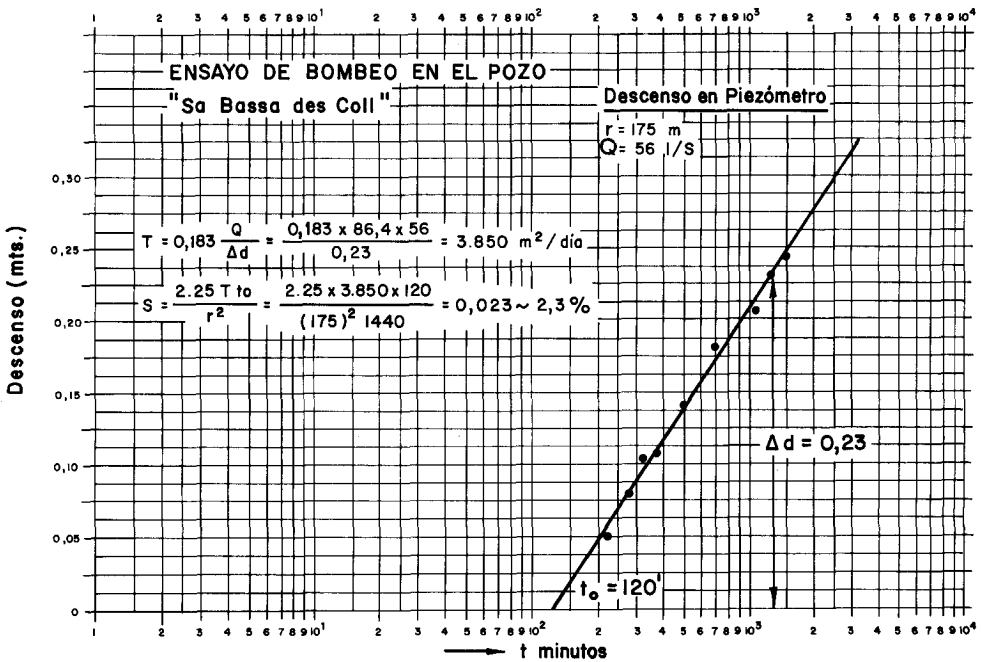
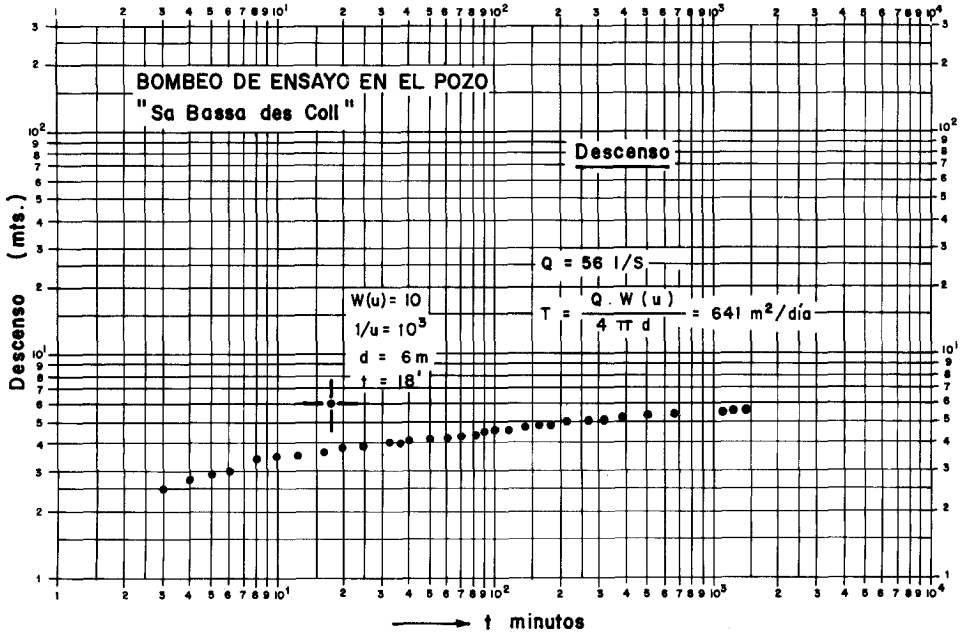
En el piezómetro se calculan los valores de T y S que son análogos para los dos métodos aplicados (Theis y Jacob).

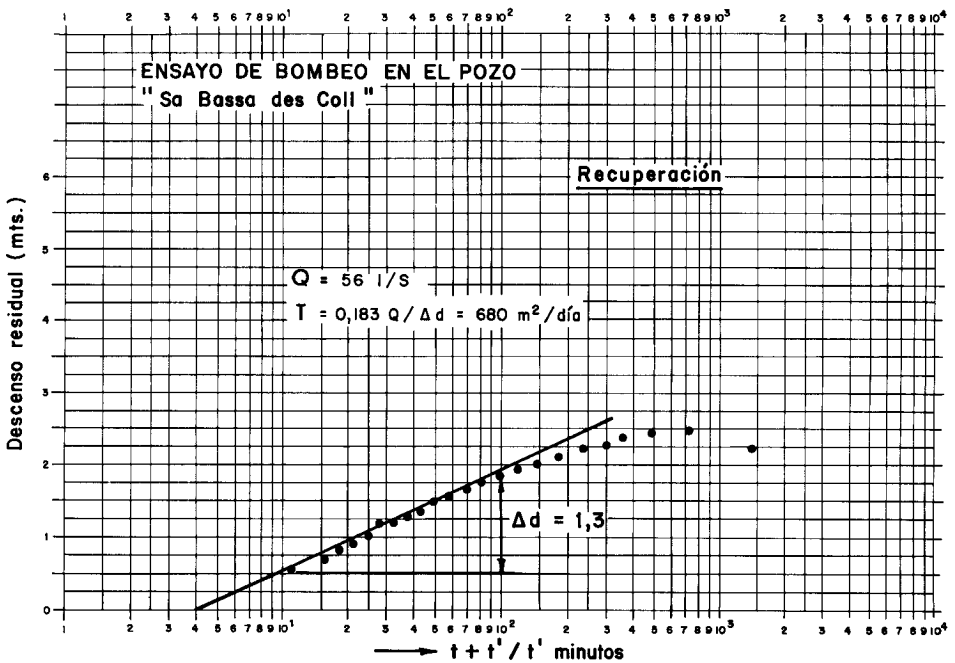
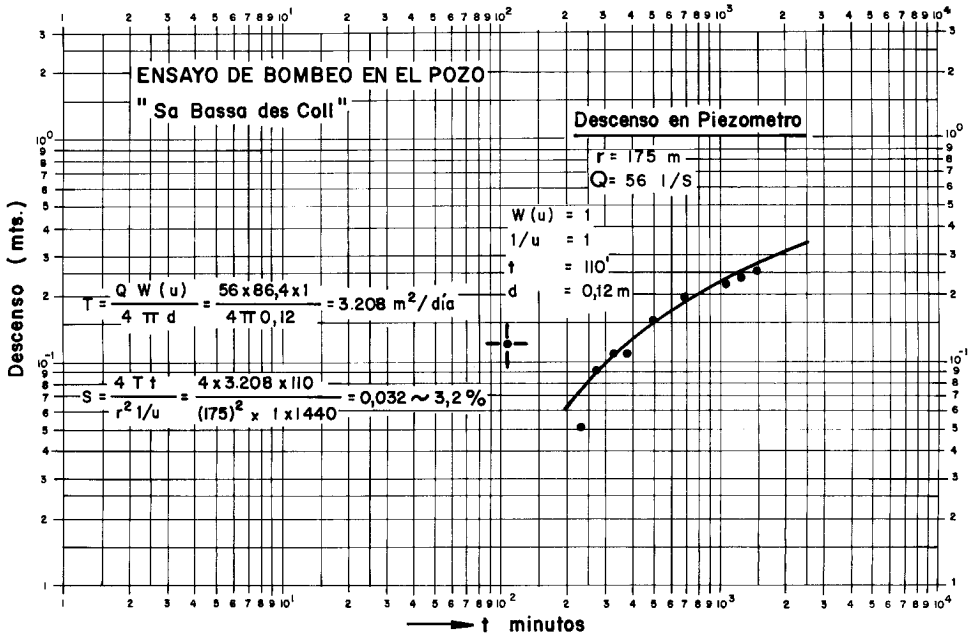
El valor de T obtenido en el piezómetro y en el pozo son sustancialmente distintos.

Este último fenómeno es una realidad práctica, que aparece con mucha frecuencia en los ensayos que se realizan en rocas con permeabilidad por fisuración y karstificación. Su justificación para este caso concreto puede dársele acudiendo a la falta de homogeneidad de los materiales calizos, que tal vez den unas mejores características de permeabilidad en la dirección pozo-piezómetro.









## APÉNDICE B

### BOMBEO MEDIANTE AIRE COMPRIMIDO

#### **Introducción**

En el presente apéndice se trata de exponer la aplicación del aire comprimido en el campo específico de desarrollos de sondeos.

A partir de los datos obtenidos, bombeando con esta técnica se puede estimar el grado de productividad de la obra de captación, así como obtener una primera aproximación sobre los valores de los parámetros hidrogeológicos de los acuíferos bombeados.

El aire comprimido juega un importante papel en los sondeos perforados en formaciones que requieren un tratamiento de desarrollo para eliminar un cierto porcentaje de materiales finos, que no pueden ni deben ser retenidos por los distintos sistemas de filtros utilizados.

Debido a las peculiares y diversas características que se presentan en cada sondeo (profundidad, diámetro, nivel, caudal específico, etc.), resulta necesario un análisis detenido de las particulares condiciones de cada caso para elegir, con el mejor criterio, el equipo de aire comprimido que satisfaga los objetivos propuestos.

En el presente apéndice se tratará de exponer los conceptos básicos generales de funcionamiento del aire comprimido que, aunque conocidos, no son utilizados frecuentemente del modo más adecuado, procurando, una vez más, simplificar el desarrollo de los conceptos teóricos y abundar en las cuestiones de tipo práctico.

La utilización de las tablas que se adjuntan facilitarán de un modo notable el cálculo del equipo de aire comprimido en función de las diferentes condiciones de trabajo.

### Principio general de funcionamiento

La aplicación del aire comprimido para la extracción de agua en sondeos se debe a J. C. Pohle.

El fundamento teórico del método está basado en el sistema de vasos comunicantes, como puede verse en la figura 1.

Sea un recipiente R, y una tubería abierta por los dos extremos.

Si por un punto O, situado a poca distancia del extremos inferior, se inyecta aire comprimido a una presión superior a la necesaria para vencer la columna líquida D, por la tubería ascenderá una mezcla de agua-aire hasta una altura tal que los pesos interior y exterior se equilibren.

Elijiendo de modo conveniente la relación entre la parte sumergida D de la tubería y su longitud total H, debido a la diferencia de densidades por las burbujas existentes dentro de la tubería, se obtendrá una columna ascensional de altura A.

La entrada del aire se colocará a una distancia del extremo inferior de la tubería del agua, que puede variar entre 0,5 m, cuando la parte de tubería sumergida es del 75 por 100 de la total, y de 2 m cuando sólo alcance el 25, por 100.

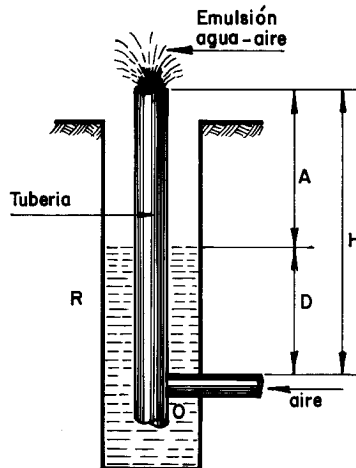


Fig. 1.

## Aplicación práctica

Para la aplicación práctica de bombeo mediante aire comprimido, es necesario disponer de dos tuberías de diferentes diámetros, guardando éstas una cierta relación, como se verá más adelante.

Las figuras 2 y 3 muestran, esquemáticamente, la disposición de un equipo de bombeo con aire comprimido.

La tubería de aire o «inyectora» puede colocarse indistintamente por el interior de la tubería de descarga, o totalmente exterior.

Normalmente, es más utilizado el sistema de tuberías concéntricas, aunque ambas instalaciones son igualmente correctas y funcionan con el mismo grado de eficacia.

Cuando el diámetro del sondeo es reducido puede ser obligado, por razones de espacio libre, la instalación correspondiente a la figura 2.

Si el entubado del sondeo tiene un diámetro lo suficientemente pequeño, éste puede ser utilizado como tubería de descarga, siendo suficiente la colocación de una tubería de aire para que el dispositivo funcione con normalidad.

Es evidente que el procedimiento de bombeo con aire, al no disponer de elementos mecánicos en movimiento, no presenta riesgo alguno en la extracción de aguas turbias o arenosas, puesto que no existen desgastes en este tipo de instalación.

El nivel dinámico, durante el bombeo, se puede medir con cualquier tipo de sonda. Para evitar oscilaciones, dicha sonda se dirige a través de un tubo guía de longitud suficiente para que, en todo momento, tenga su parte inferior sumergida.

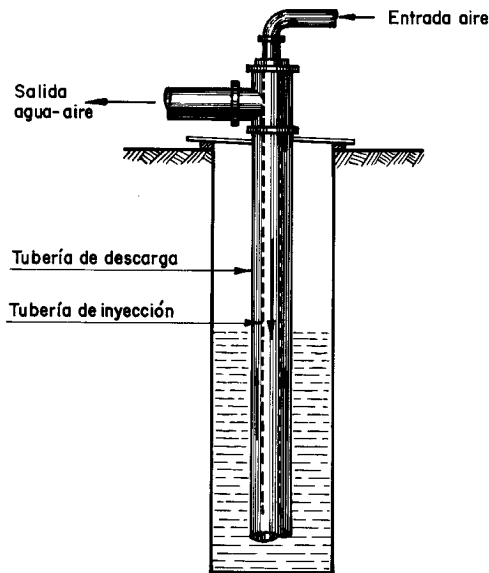


Fig. 2.

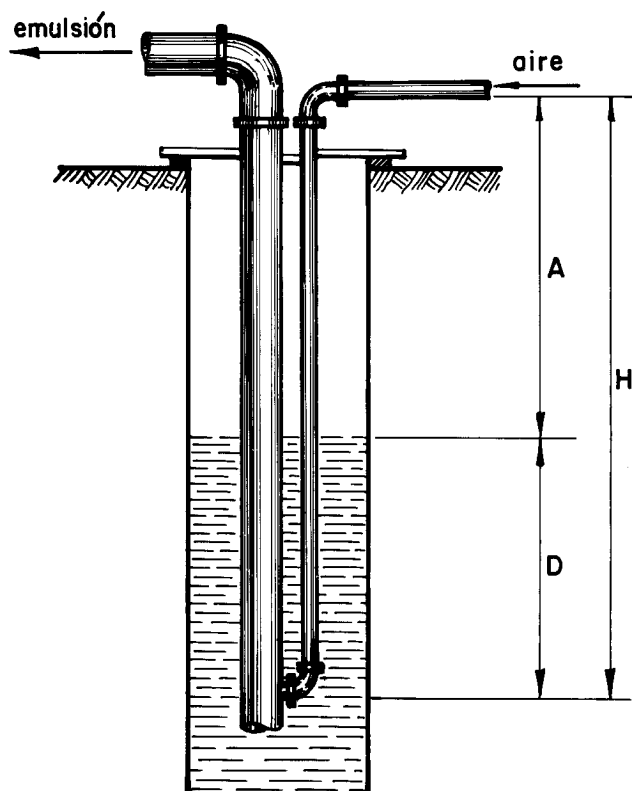


Fig. 3.

## Sumergencia

Se llama «sumergencia» o «coeficiente de sumersión» a la relación entre la longitud de tubería situada por debajo del nivel del agua y la longitud total de la misma.

En la figura 4, la sumergencia, expresada en tanto por ciento, viene dada por la relación:

$$\frac{D}{A + D} \cdot 100$$

Experimentalmente se ha podido comprobar que la sumergencia más conveniente es del 60 al 65 por 100, siendo admisible el 75 por 100 como máximo y el 30 por 100 como mínimo.

Como puede suponerse, la sumergencia varía en función de la evolución del nivel dinámico. Por este motivo, para que el sistema funcione dentro de los límites admisibles, es necesario estimar el descenso de nivel provocado como consecuencia del bombeo.

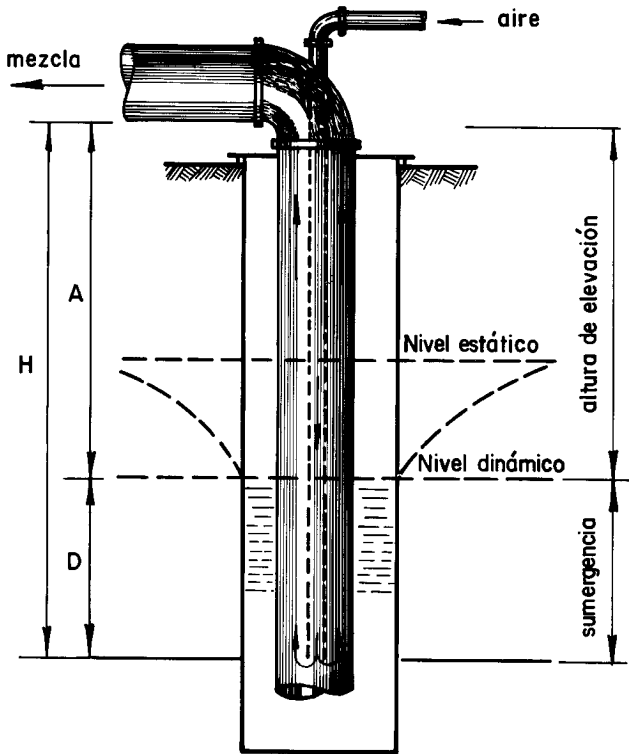


Fig. 4.

Para conocer la longitud total de tubería en función de la altura de elevación, fijando la sumergencia, se procederá del modo siguiente:

La longitud total  $H = A + D$ , si la sumergencia se supone que es del 40 por 100, se tiene:

$$H = A + \frac{40}{100} H$$

$$H = \frac{100 \cdot A}{100 - 40} = \frac{A}{1 - 0,40}$$

Cuando el nivel estático se encuentra a mucha profundidad, puede suceder que los dispositivos hasta ahora diseñados no funcionen por falta de la debida sumergencia.

En este caso es necesario utilizar un sistema de elevación por etapas, tal como el dibujado en la figura 5.

La campana juega el papel de pozo auxiliar, y su longitud ha de ser la apropiada para que la sumergencia, en la segunda etapa de elevación, sea la suficiente y el agua suba hasta la superficie.

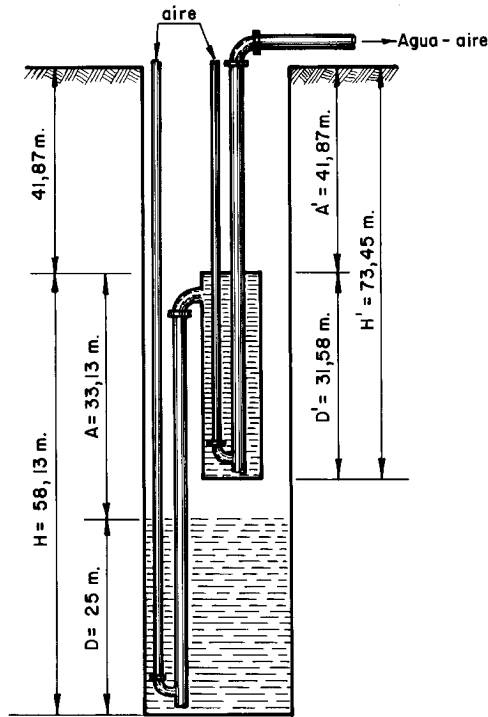


Fig. 5.

*Ejemplo 1*

La profundidad total de un sondeo es de 100 m y tiene una columna de agua, en bombeo, de 25 m. Si se desea extraer agua mediante aire comprimido, con una sumergencia del 43 por 100, calcular:

- 1.º La altura de elevación que se conseguiría en la primera etapa de bombeo.
- 2.º La longitud que debe tener la campana para que el agua alcance la superficie (fig. 5).

— Con la sumergencia indicada del 43 por 100, y una columna de agua de 25 m, la altura de elevación (A) sería:

$$D = \frac{43}{100} \cdot H; 25 = \frac{43}{100} \cdot H$$

$$H = 58,13 \text{ m}$$

$$A = H - D = 58,13 - 25 = 33,13 \text{ m.}$$

Para alcanzar la superficie faltan 41,87 m. Es necesario, por tanto, instalar un nuevo dispositivo para vencer dicha altura.



— La campana auxiliar ha de tener la siguiente longitud:

$$H' = 41,87 \text{ m} + \frac{43}{100} H'; H' = 73,45 \text{ m}$$

Luego

$$D' = 73,45 - 41,87 = 31,58 \text{ m}$$

## Relación de diámetros

Los diámetros de las tuberías de agua y aire deben adecuarse a los caudales bombeados, y han de guardar una cierta relación para que las velocidades del agua y aire sean las más convenientes, evitando pérdidas de carga importantes.

En principio, y para una primera estimación, la relación entre los diámetros de las tuberías de agua y aire  $D/d$ , debe alcanzar valores comprendidos entre 3 y 4.

En la tabla 1 (según Johson) se dan los valores de los diámetros de las tuberías, en función de los caudales que se deseen extraer.

Teniendo en cuenta el grado de sumergencia, los diámetros de estas tuberías, para unos determinados caudales, se dan en la tabla 2.

TABLA 1

DIÁMETROS DE TUBERIAS EN FUNCION DEL CAUDAL

Caudal l/m	Diámetro tubería agua (mm)	Diámetro tubería aire (mm)	D/d
120-240	50	13	3,85
240-300	75	25	3,00
300-360	90	25	3,60
360-540	100	32	3,12
540-960	130	38	3,42
960-1.500	150	50	3,00
1.500-2.640	200	64	3,12

TABLA 2  
DIAMETROS DE TUBERIAS EN FUNCION DEL  
CAUDAL Y LA SUMERGENCIA

Diámetros (mm)		Sumergencias					
Tubería agua	Tubería aire	33%	43%	50%	55%	60%	66%
		Caudal elevado en litros por minuto					
38	13	40	52	68	60	50	71
50	19	65	95	113	140	150	162
63	25	120	160	200	210	225	243
75	25	230	350	380	390	396	404
88	25	320	425	490	500	512	530
100	31	430	550	600	650	655	662
113	38	500	680	760	780	810	845
125	38	720	900	1.100	1.140	1.170	1.205
150	38	940	1.300	1.500	1.550	1.600	1.670

### Presión y volumen de aire

La presión mínima que debe tener el aire para que el sistema comience a funcionar deberá ser algo superior a la ejercida por la columna de agua sobre el punto en que se efectúa la inyección, tal como se indica en la figura 1.

La presión máxima requerida será, pues, en el momento del arranque. A partir de este instante, la columna de agua disminuye como consecuencia de la depresión originada por el bombeo y, paralelamente, la presión del aire decrece hasta que el nivel queda estabilizado.

Si se tiene una instalación de aire comprimido con una columna sumergida de 80 m, la presión mínima del compresor en el arranque deberá ser de ocho atmósferas o más. Si, por efecto del bombeo, el nivel inicial se deprime en 10 m, la presión de aire necesaria para extraer agua será ligeramente superior a siete atmósferas (70 m de columna de agua).

La presión que debe tener el aire para poder ser inyectado se calcula a partir de la fórmula:

$$P_a = 0,10 \cdot D + P_r$$

siendo:

- $P_a$  = presión del aire en atmósferas.
- 0,10 = presión de una columna de agua de un metro de altura, en atmósferas.
- $D$  = sumergencia en metros.
- $P_r$  = pérdidas de presión por rozamiento, en atmósferas.

El volumen de aire libre, en litros por minuto, que es necesario para elevar un litro por minuto de agua, viene dado por la fórmula experimental:

$$V = \frac{A}{9,5 \log \frac{D+10,33}{10,33}}$$

donde:

- V = volumen de aire en l/minuto.
- D = sumergencia en metros.
- A = altura de elevación en metros.

En la tabla 3 se consignan los litros por minuto de aire y la presión necesaria para elevar un litro de agua, en el mismo tiempo, a diversas alturas, con las sumergidas que se expresan. La presión se ha calculado admitiendo una pérdida por rozamiento de 0,2 atmósferas por cada 100 m de tubería.

Como se ha dicho, la tabla expresa la presión y volumen de aire necesarios para obtener un caudal de agua de un l/minuto. Para obtener  $n$  l/minutos, será necesaria la misma presión y  $n$  veces el volumen de aire que marca la tabla.

TABLA 3

VOLUMEN DE AIRE Y PRESION NECESARIOS PARA ELEVAR UN LITRO DE AGUA CON DISTINTAS SUMERGENCIAS Y ALTURAS

Elevación en metros	SUMERGENCIAS																		
	25 % 1/3 a 1		33 % 1/2 a 1		43 % 3/4 a 1		50 % 1 a 1		55 % 1 1/4 a 1		60 % 1 1/2 a 1		66 % 2 a 1		70 % 2 1/2 a 1		75 % 3 a 1		
	L	P	L	P	L	P	L	P	L	P	L	P	L	P	L	P	L	P	
5	—	—	—	—	—	—	—	3.08	0.52	2.57	0.65	2.21	0.77	1.79	1.03	1.62	1.28	1.38	1.54
10	—	—	—	—	—	—	—	3.54	1.04	3.02	1.29	2.65	1.55	2.20	2.06	1.99	2.57	1.75	3.08
15	—	—	—	—	—	—	—	4.00	1.56	3.47	1.95	3.08	2.33	2.62	3.09	2.36	3.85	2.13	4.62
20	—	—	—	—	—	—	—	4.47	2.08	3.93	2.59	3.52	3.10	3.03	4.12	2.73	5.14	2.50	6.16
25	—	—	—	—	—	—	—	4.93	2.60	4.38	3.24	3.95	3.88	3.44	5.15	3.10	6.43	2.87	7.70
30	—	—	—	—	6.29	2.36	5.32	3.12	4.75	3.89	4.30	4.65	3.77	6.18	3.42	7.71	3.18	9.24	
35	—	—	—	—	6.69	2.75	5.71	3.64	5.12	4.54	4.67	5.43	4.10	7.21	3.74	9.00	3.49	10.78	
40	—	—	—	—	7.10	3.14	6.09	4.16	5.48	5.18	5.02	6.20	4.44	8.24	4.07	10.28	3.79	12.32	
45	—	—	—	—	7.50	3.54	6.48	4.68	5.85	5.83	5.38	6.97	4.77	9.27	4.39	11.57	4.10	13.86	
50	—	—	—	—	7.90	3.93	6.87	5.20	6.21	6.48	5.74	7.75	5.11	10.30	4.71	12.85	4.41	15.40	
55	—	—	—	—	8.27	4.32	7.22	5.72	6.54	7.13	6.06	8.53	5.41	11.33	4.99	14.14	4.70	16.94	
60	13.52	2.16	10.67	3.18	8.64	4.71	7.57	6.24	6.87	7.77	6.38	9.30	5.72	12.36	5.29	15.42	4.99	18.48	
65	13.94	2.35	11.06	3.44	9.02	5.11	7.91	6.76	7.21	8.42	6.70	10.08	6.02	13.39	5.57	16.71	—	—	
70	14.36	2.52	11.46	3.72	9.39	5.50	8.26	7.28	7.54	9.07	7.02	10.85	6.33	14.42	5.86	17.99	—	—	
75	14.78	2.70	11.85	3.98	9.76	5.89	8.61	7.80	7.87	9.72	7.34	11.63	6.63	15.45	6.15	19.28	—	—	
80	15.18	2.88	12.23	4.24	10.10	6.28	8.93	8.32	8.18	10.36	7.64	12.40	6.91	16.48	6.42	20.56	—	—	
85	15.59	3.06	12.61	4.50	10.45	6.68	9.26	8.84	8.49	11.01	7.94	13.18	7.19	17.52	6.69	21.85	—	—	
90	15.99	3.24	12.98	4.77	10.79	7.07	9.58	9.36	8.80	11.66	8.24	13.95	7.47	18.54	6.97	23.13	—	—	
95	16.39	3.42	13.36	5.04	11.14	7.46	9.91	9.88	9.11	12.31	8.54	14.73	7.76	19.57	7.24	24.43	—	—	
100	16.81	3.60	13.74	5.30	11.48	7.85	10.23	10.40	9.42	12.95	8.84	15.50	8.04	20.60	7.51	25.70	—	—	
125	18.74	4.50	15.51	6.63	13.12	9.82	11.77	13.00	10.90	16.19	10.45	19.38	9.51	25.75	8.80	32.13	—	—	
150	20.61	5.40	17.21	7.95	14.69	11.78	13.25	15.60	12.31	19.43	11.63	23.25	10.68	30.90	10.04	38.55	—	—	
175	22.40	6.30	18.87	9.28	16.20	13.74	14.68	18.20	13.69	22.67	12.95	27.13	11.94	36.05	—	—	—	—	
200	24.14	7.20	20.45	10.60	17.67	15.70	16.08	20.80	15.03	25.90	14.23	31.00	13.17	41.20	—	—	—	—	
225	25.82	8.10	22.03	11.93	19.12	17.67	17.44	23.40	16.32	29.14	15.51	34.88	14.36	46.35	—	—	—	—	
250	27.49	9.30	23.56	13.25	20.52	19.63	18.78	26.00	17.60	32.38	16.74	38.75	15.53	51.50	—	—	—	—	
275	29.15	9.90	25.06	14.58	21.96	21.59	20.08	28.60	18.86	35.62	17.96	42.63	16.82	56.65	—	—	—	—	
300	30.68	10.80	26.51	15.90	23.25	23.55	21.37	31.20	20.08	38.85	19.15	46.50	17.83	61.80	—	—	—	—	

## Pérdidas por rozamiento

Son varios los factores que determinan las pérdidas por rozamiento, calculándose dichas pérdidas a partir de la fórmula de Darcy.

$$Pr = \frac{2}{d} \cdot l \cdot \beta \cdot \alpha \cdot v^2 \quad [1]$$

siendo:

- Pr = pérdidas de presión en kg/m<sup>2</sup>
- d = diámetro de la tubería en metros.
- l = longitud de la tubería en metros.
- β = peso específico del aire a la temperatura y presión existentes.
- v = velocidad del aire en m/seg.
- α = 0,000507 +  $\frac{0,00001294}{d}$

Llamando «q» a la cantidad de aire en m<sup>3</sup>/seg y sabiendo que:

$$q = s \cdot v = \frac{\pi d^2}{4} \cdot v$$

la fórmula [1] se puede escribir del modo siguiente:

$$Pr = \frac{2}{d} \cdot l \cdot \beta \cdot \alpha \cdot \left(\frac{q^2}{\frac{\pi d^2}{4}}\right)^2 = \frac{32}{9,86} \cdot l \cdot \beta \cdot \alpha$$

$$\frac{q^2}{d^5} = 3,25 \cdot \alpha \cdot \frac{q^2 \cdot l \cdot \beta}{d^5}$$

La pérdida de presión admisible es de 0,2 atmósferas por cada 100 m.

Para facilitar los cálculos se adjuntan las tablas 4 y 5. En la 5 se dan los pesos específicos del aire comprimido entre 0 y 20 atmósferas, para temperaturas comprendidas entre 0° y 50°. En la 4 se detallan los valores de α,  $\frac{d^5}{\alpha}$ , para diámetros comprendidos entre 0,01 y 0,3 m.

### Ejemplo 2

Calcular la pérdida de presión por rozamiento en una tubería de 100 m de longitud y un diámetro de 0,10 m, sabiendo que circulan 60 m<sup>3</sup> por minuto de aire libre a la presión de cuatro atmósferas manométricas y 30° de temperatura.

TABLA 4  
 VALORES DE LOS COEFICIENTES  $\alpha$ ,  $d^5$  y  $\frac{d^5}{\alpha}$  PARA DIFERENTES DIAMETROS  
 DE TUBERIA

Diám. en metros	$\alpha$	$d^5$	$\frac{d^5}{\alpha}$	Diám. en metros	$\alpha$	$d^5$	$\frac{d^5}{\alpha}$
0.010	0.0018010	0.000000001	0.000000056	0.160	0.0005879	0.0001048576	0.178359584
0.015	0.0013697	0.000000008	0.000000585	0.165	0.0005854	0.0001222981	0.208913734
0.020	0.0011540	0.000000032	0.000002772	0.170	0.0005833	0.0001419857	0.243417967
0.025	0.0010246	0.000000098	0.000009564	0.175	0.0005809	0.0001641309	0.282545877
0.30	0.0009383	0.000000243	0.000025897	0.180	0.0005789	0.0001889568	0.326406633
0.035	0.0008767	0.000000525	0.000059884	0.185	0.0005769	0.0002166999	0.375626626
0.040	0.0008305	0.000001024	0.000123300	0.190	0.0005751	0.0002476099	0.430551035
0.045	0.0007946	0.000001845	0.000232192	0.195	0.0005734	0.0002819506	0.491717125
0.050	0.0007658	0.000003125	0.000408069	0.200	0.0005717	0.0003200000	0.559734125
0.055	0.0007423	0.000005033	0.000678028	0.205	0.0005701	0.0003620506	0.635065076
0.060	0.0007227	0.000007776	0.001075965	0.210	0.0005686	0.0004084101	0.718273127
0.065	0.0007061	0.000011603	0.001643252	0.215	0.0005672	0.0004594014	0.809946051
0.070	0.0006919	0.000016807	0.002429108	0.220	0.0005658	0.0005153632	0.910857546
0.075	0.0006795	0.000023730	0.003492275	0.225	0.0005645	0.0005766504	1.021524181
0.080	0.0006685	0.000032768	0.004899521	0.230	0.0005633	0.0006436343	1.142613705
0.085	0.0006592	0.000044371	0.006731038	0.235	0.0005621	0.0007167031	1.275045544
0.090	0.0006508	0.000059049	0.009073294	0.240	0.0005609	0.0007962624	1.419615618
0.095	0.0006432	0.000077378	0.012030163	0.245	0.0005598	0.0008827352	1.576876027
0.100	0.0006364	0.000010000	0.015713387	0.250	0.0005588	0.0009765625	1.747606478
0.105	0.0006302	0.0000127628	0.020251983	0.255	0.0005577	0.0010782039	1.933304464
0.110	0.0006246	0.0000161051	0.025784662	0.260	0.0005568	0.0011881376	2.133867816
0.115	0.0006178	0.0000201136	0.032556815	0.265	0.0005558	0.013068609	2.351315041
0.120	0.0006148	0.0000248832	0.040473650	0.270	0.0005549	0.0014348907	2.585854568
0.125	0.0006105	0.0000305176	0.049987879	0.275	0.0005551	0.0015727637	2.838411297
0.130	0.0006065	0.0000371294	0.061219126	0.280	0.0005532	0.0017210368	3.111057122
0.135	0.0006029	0.0000448403	0.074375186	0.285	0.0005524	0.0018802877	3.403851738
0.140	0.0005994	0.0000537284	0.089727060	0.290	0.0005516	0.0020511149	3.718482415
0.145	0.0005962	0.0000640973	0.107509728	0.295	0.0005509	0.0022341384	4.055433654
0.150	0.0005933	0.0000759375	0.127991741	0.300	0.0005501	0.0024300000	4.4378658
0.155	0.0005070	0.0000894661	0.176461736	—	—	—	—

A la presión de cuatro atmósferas, el volumen de 60 m<sup>3</sup>/minuto se convierte en:

$$P_1 \cdot V_1 = P_2 \cdot V_2; V_2 = \frac{P_1 \cdot V_1}{P_2}$$

$$V_2 = 60 \frac{1}{1 + 4} = \frac{60}{5} = 12 \text{ m}^3$$

el caudal de aire será:

$$q = \frac{12}{60} = 0,2 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TABLA 5

PESOS ESPECIFICOS DEL AIRE EN FUNCION DE LA PRESION Y TEMPERATURA

Temperaturas efectivas	Presiones manométricas en atmósferas								
	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
0°	1,293	1,940	2,586	3,233	3,879	4,526	5,172	5,819	6,456
5°	1,270	1,905	2,539	3,175	3,809	4,445	5,079	5,714	6,349
10°	1,247	1,870	2,493	3,117	3,739	4,363	4,986	5,610	6,232
15°	1,224	1,839	2,449	3,062	3,673	4,286	4,898	5,511	6,122
20°	1,204	1,806	2,408	3,010	3,611	4,214	4,815	5,417	6,019
25°	1,184	1,777	2,369	2,961	3,553	4,146	4,738	5,329	5,922
30°	1,164	1,746	2,327	2,910	3,491	4,073	4,655	5,237	5,819
35°	1,146	1,719	2,291	2,864	3,437	4,010	4,582	5,156	5,728
40°	1,127	1,693	2,255	2,819	3,382	3,947	4,510	5,074	5,637
45°	1,109	1,665	2,219	2,774	3,328	3,883	4,438	4,993	5,547
50°	1,093	1,639	2,185	2,732	3,278	3,824	4,370	4,917	5,463

(continuación)

Temperaturas efectivas	Presiones manométricas en atmósferas								
	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5
0°	7,112	7,758	8,405	9,051	9,698	10,344	10,991	11,637	12,284
5°	6,984	7,618	8,254	8,888	9,523	10,158	10,793	11,428	12,063
10°	6,856	7,479	8,102	8,725	9,349	9,972	10,595	11,218	11,842
15°	6,735	7,359	7,960	8,571	9,183	9,796	10,408	11,020	11,632
20°	6,621	7,223	7,825	8,426	9,029	9,630	10,233	10,884	11,436
25°	6,515	7,106	7,699	8,291	8,883	9,475	10,068	10,659	11,252
30°	6,401	6,982	7,565	8,146	8,728	9,310	9,892	10,473	11,056
35°	6,301	6,874	7,447	8,019	8,592	9,165	9,738	10,310	10,884
40°	6,202	6,765	7,329	7,892	8,457	9,020	9,584	10,147	10,712
45°	6,102	6,656	7,211	7,766	8,321	8,875	9,430	9,985	10,540
50°	6,010	6,556	7,102	7,648	8,195	8,741	9,287	9,833	10,380

(continuación)

Temperaturas efectivas	Presiones manométricas en atmósferas								
	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5	13
0°	12,930	13,577	14,223	14,87	15,52	16,16	16,81	17,46	18,10
5°	12,697	13,333	13,967	14,60	15,24	15,87	16,51	17,14	17,78
10°	12,465	13,088	13,711	14,33	14,96	15,58	16,20	16,83	17,45
15°	12,245	12,857	13,469	14,08	14,69	15,31	15,92	16,53	17,14
20°	12,038	12,640	13,242	13,85	14,45	15,05	15,66	16,26	16,86
25°	11,844	12,437	13,028	13,62	14,21	14,81	15,40	15,99	16,58
30°	11,637	12,219	12,801	13,38	13,96	14,55	15,13	15,71	16,29
35°	11,456	12,029	12,602	13,17	13,75	14,32	14,89	15,47	16,04
40°	11,275	11,839	12,402	12,97	13,53	14,09	14,66	15,22	15,78
45°	11,094	11,649	12,203	12,76	13,31	13,87	14,42	14,98	15,53
50°	10,926	11,473	12,018	12,56	13,11	13,66	14,20	14,75	15,30



(continuación)

Temperaturas efectivas	Presiones manométricas en atmósferas								
	13,5	14	14,5	15	15,5	16	16,5	17	17,5
0°	18,75	19,39	20,04	20,69	21,33	21,98	22,63	23,27	23,92
5°	18,41	19,05	19,68	20,32	20,95	21,59	22,22	22,86	23,49
10°	18,07	18,70	19,32	19,94	20,57	21,19	21,81	22,44	23,06
15°	17,76	18,37	18,98	19,59	20,20	20,82	21,43	22,04	22,65
20°	17,46	18,07	18,67	19,27	19,87	20,48	21,08	21,68	22,28
25°	17,17	17,77	18,36	18,95	19,54	20,13	20,73	21,32	21,91
30°	16,87	17,46	18,04	18,62	19,20	19,78	20,37	20,95	21,53
35°	16,61	17,18	17,76	18,33	18,90	19,48	20,05	20,62	21,19
40°	16,35	16,91	17,48	18,04	18,60	19,17	19,73	20,29	20,86
45°	16,09	16,64	17,20	17,75	18,31	18,86	19,41	19,97	20,52
50°	15,84	16,39	16,94	17,48	18,03	18,57	19,12	19,67	20,21

(continuación)

Temperaturas efectivas	Presiones manométricas en atmósferas				
	18	18,5	19	19,5	20
0°	24,57	25,21	25,86	26,51	27,15
5°	24,13	24,76	25,39	26,03	26,66
10°	23,68	24,31	24,93	25,55	26,18
15°	23,27	23,88	24,49	25,10	25,71
20°	22,88	23,49	24,09	24,69	25,29
25°	22,50	23,10	23,69	24,28	24,87
30°	22,11	22,69	23,27	23,86	24,44
35°	21,77	22,34	22,91	23,49	24,06
40°	21,42	21,99	22,55	23,11	23,68
45°	21,08	21,63	22,19	22,74	23,30
50°	20,76	21,31	21,85	22,40	22,94

Para un diámetro  $d = 0,10$  m, de la tabla 4,  $\alpha = 0,0006364$ , y para la presión de 4 atmósferas y  $30^\circ$ , el peso específico del aire,  $\beta = 5,819$  (tabla 5)

Aplicando la fórmula [1], se tiene:

$$Pr = 3,25 \cdot \alpha \frac{q^2 \cdot 1 \cdot \beta}{d^5}$$

$$Pr = 3,25 \times 0,0006364 \cdot \frac{0,2^2 \times 100 \times 5,819}{0,1^5} = 0,00206 \times \frac{23,27}{0,00001} =$$

$$= 4.793,62 \text{ kg/m}^2 = 0,479 \text{ atmósferas}$$

## Capacidad y rendimiento del compresor

Para calcular las dimensiones del compresor es necesario conocer el volumen de aire libre requerido y la presión en las distintas condiciones de trabajo.

La capacidad del compresor o volumen de aire que descarga por unidad de tiempo permanece invariable con la altitud del lugar, pero el peso del mismo volumen de aire disminuye con la altura. Para que el compresor, a mayor altura, pueda realizar el mismo servicio, será necesario un volumen de aire cuyo peso sea igual al del volumen primitivo para el que fue calculado.

Como norma referencial se ha tomado la cota del nivel del mar y una temperatura de  $15^\circ$ .

Cuando el compresor se ubica en un punto más elevado, se aspira menos peso de aire por embolada y, por tanto, para la misma presión final, el volumen comprimido disminuye con la altitud.

En la tabla 6 se dan los pesos específicos del aire para diferentes altitudes y temperaturas.

En la tabla 7 pueden verse los metros cúbicos de aire libre que, a distintas alturas y temperaturas, pesan lo mismo que un metro cúbico de aire a nivel del mar y  $15^\circ$  de temperatura.

### Ejemplo 3

Sea un compresor situado a nivel del mar, que aspira un volumen de aire libre de  $10 \text{ m}^3/\text{minuto}$ , a una temperatura de  $15^\circ$ .

A esta altitud, el volumen de aire pesará (tabla 6):

$$10 \times 1,226 = 12,260 \text{ kg}$$

TABLA 6

PESOS ESPECIFICOS DEL AIRE LIBRE PARA DISTINTAS TEMPERATURAS Y ALTITUDES

Temperaturas efectivas	ALTITUDES EN METROS																																						
	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1.000	1.100	1.200	1.300	1.400	1.500	1.600	1.700	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200	3.300	3.400	3.500	3.600	3.700	3.800
	PRESION EN ATMOSFERAS																																						
1	0,988	0,976	0,964	0,953	0,942	0,930	0,919	0,908	0,897	0,886	0,876	0,865	0,855	0,844	0,834	0,823	0,814	0,803	0,795	0,784	0,775	0,764	0,755	0,746	0,737	0,727	0,718	0,709	0,700	0,692	0,682	0,673	0,666	0,655	0,648	0,640	0,631	0,623	
PESOS ESPECIFICOS DEL AIRE LIBRE EN Kg/m <sup>3</sup>																																							
-20°	1,395	1,378	1,362	1,344	1,329	1,314	1,297	1,282	1,267	1,252	1,237	1,223	1,206	1,193	1,177	1,163	1,148	1,135	1,120	1,109	1,094	1,081	1,066	1,053	1,041	1,028	1,014	1,001	0,989	0,976	0,966	0,952	0,939	0,929	0,914	0,904	0,893	0,880	0,870
-15°	1,368	1,351	1,335	1,318	1,303	1,289	1,272	1,257	1,242	1,227	1,212	1,199	1,183	1,170	1,154	1,141	1,126	1,113	1,098	1,088	1,073	1,060	1,045	1,033	1,021	1,008	0,995	0,982	0,970	0,957	0,947	0,933	0,920	0,911	0,896	0,887	0,876	0,863	0,853
-10°	1,342	1,326	1,310	1,293	1,279	1,264	1,248	1,233	1,219	1,204	1,190	1,176	1,160	1,148	1,132	1,118	1,104	1,092	1,077	1,067	1,053	1,040	1,026	1,013	1,002	0,989	0,976	0,963	0,952	0,939	0,929	0,926	0,903	0,893	0,879	0,870	0,859	0,847	0,837
-5°	1,318	1,301	1,286	1,270	1,255	1,241	1,225	1,211	1,196	1,182	1,168	1,155	1,139	1,127	1,112	1,098	1,084	1,072	1,058	1,047	1,035	1,021	1,004	0,995	0,983	0,971	0,957	0,946	0,934	0,922	0,912	0,898	0,887	0,877	0,863	0,854	0,844	0,832	0,821
0°	1,293	1,277	1,262	1,246	1,232	1,218	1,202	1,188	1,174	1,160	1,146	1,133	1,118	1,106	1,091	1,078	1,064	1,052	1,038	1,028	1,014	1,002	0,988	0,976	0,965	0,953	0,940	0,928	0,917	0,905	0,895	0,882	0,870	0,861	0,847	0,838	0,828	0,816	0,806
5°	1,270	1,254	1,239	1,224	1,210	1,196	1,180	1,167	1,153	1,139	1,125	1,113	1,098	1,086	1,071	1,059	1,045	1,033	1,019	1,009	0,996	0,984	0,970	0,958	0,948	0,936	0,923	0,911	0,900	0,889	0,879	0,866	0,854	0,845	0,832	0,823	0,813	0,801	0,791
10°	1,248	1,232	1,218	1,202	1,189	1,175	1,160	1,146	1,133	1,119	1,106	1,093	1,079	1,067	1,052	1,040	1,027	1,015	1,002	0,992	0,979	0,967	0,953	0,942	0,931	0,920	0,907	0,896	0,885	0,873	0,863	0,851	0,840	0,831	0,817	0,809	0,799	0,787	0,778
15°	1,226	1,211	1,196	1,181	1,168	1,155	1,139	1,126	1,113	1,100	1,086	1,074	1,060	1,048	1,034	1,022	1,009	0,997	0,984	0,975	0,961	0,950	0,936	0,925	0,915	0,903	0,891	0,880	0,869	0,858	0,848	0,836	0,825	0,816	0,803	0,794	0,785	0,774	0,764
20°	1,205	1,190	1,176	1,161	1,148	1,135	1,120	1,108	1,094	1,081	1,068	1,056	1,042	1,030	1,017	1,005	0,992	0,980	0,967	0,958	0,945	0,934	0,920	0,910	0,899	0,888	0,876	0,865	0,855	0,843	0,834	0,822	0,811	0,802	0,789	0,781	0,772	0,761	0,751
25°	1,184	1,170	1,157	1,141	1,129	1,116	1,101	1,088	1,075	1,063	1,050	1,038	1,024	1,013	0,999	0,987	0,975	0,964	0,951	0,942	0,929	0,918	0,905	0,894	0,884	0,873	0,861	0,850	0,840	0,829	0,820	0,808	0,797	0,788	0,776	0,768	0,758	0,747	0,738
30°	1,165	1,151	1,138	1,123	1,110	1,097	1,083	1,070	1,058	1,045	1,033	1,021	1,007	0,997	0,983	0,971	0,959	0,948	0,935	0,926	0,914	0,903	0,890	0,879	0,869	0,859	0,847	0,836	0,826	0,815	0,806	0,795	0,784	0,775	0,763	0,755	0,746	0,735	0,726
35°	1,146	1,131	1,118	1,103	1,092	1,079	1,065	1,053	1,040	1,028	1,015	1,003	0,991	0,980	0,967	0,955	0,943	0,932	0,920	0,911	0,898	0,888	0,875	0,865	0,855	0,844	0,833	0,822	0,812	0,802	0,793	0,781	0,771	0,763	0,750	0,742	0,733	0,723	0,714
40°	1,127	1,114	1,098	1,087	1,074	1,062	1,048	1,036	1,024	1,012	0,999	0,988	0,975	0,964	0,951	0,940	0,928	0,917	0,905	0,896	0,884	0,874	0,862	0,851	0,841	0,831	0,820	0,809	0,800	0,789	0,780	0,769	0,759	0,751	0,739	0,731	0,722	0,712	0,703
45°	1,110	1,096	1,083	1,070	1,058	1,046	1,032	1,020	1,008	0,996	0,983	0,972	0,960	0,949	0,937	0,926	0,914	0,904	0,891	0,882	0,870	0,860	0,848	0,838	0,828	0,818	0,807	0,797	0,787	0,777	0,768	0,757	0,747	0,739	0,727	0,719	0,710	0,700	0,692
50°	1,093	1,081	1,068	1,055	1,043	1,031	1,017	1,005	0,993	0,981	0,969	0,958	0,946	0,935	0,923	0,912	0,900	0,891	0,878	0,870	0,858	0,848	0,836	0,826	0,816	0,806	0,795	0,785	0,776	0,767	0,757	0,746	0,736	0,729	0,717	0,709	0,700	0,690	0,682

Si este mismo compresor se sitúa a 3.000 m de altura y la temperatura es de 10°, el peso del mismo volumen de aire sería:  $10 \times 0,863 = 8,63$  kg.

De lo expuesto se deduce que, para poder realizar el mismo trabajo a 3.000 m de altitud que a nivel del mar, es necesario emplear un compresor cuya capacidad sería de:

$$\frac{12,26}{0,863} = 14,20 \text{ m}^3/\text{minuto}$$

Haciendo uso de la tabla VII se tiene que, a 3.000 m y 10°, el número de m<sup>3</sup> de aire libre equivalente en peso a 1 m<sup>3</sup> tomado a nivel del mar y 15° es de 1,420. El compresor a instalar a la nueva altitud deberá tener una capacidad de:  $10 \times 1,42 = 14,2$  m<sup>3</sup>/minuto, cifra igual a la encontrada anteriormente.

#### Ejemplo 4

Calcular el volumen a que se reducen 30 m<sup>3</sup> de aire libre al nivel del mar y a 2.500 m de altura, cuando se comprime a 8 atmósferas absolutas.

A nivel del mar:

$$P_1 V_1 = P_2 V_2 \text{ (tabla 7)}$$

$$V_2 = 30 \frac{10,330}{8,10330 + 10,330} = 3,33 \text{ m}^3$$

A 2.500 m:

$$V_2 = 30 \frac{7,613,2}{8,10330 + 7,613,2} = 2,53 \text{ m}^3$$

A la altitud de 2.500 m, el volumen obtenido es el 75,97 por 100 del que se alcanza a nivel del mar.

TABLA 7

Temperaturas efectivas	ALTITUDES EN METROS																																						
	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1.000	1.100	1.200	1.300	1.400	1.500	1.600	1.700	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200	3.300	3.400	3.500	3.600	3.700	3.800
	PRESION EN ATMOSFERAS																																						
	1	0,988	0,976	0,964	0,953	0,942	0,930	0,919	0,908	0,897	0,886	0,876	0,865	0,855	0,844	0,834	0,823	0,814	0,803	0,795	0,784	0,775	0,764	0,755	0,746	0,737	0,727	0,718	0,709	0,700	0,692	0,682	0,673	0,666	0,655	0,648	0,640	0,631	0,623
METROS CUBICOS DE AIRE LIBRE QUE EQUIVALEN EN PESO A UN METRO CUBICO DE AIRE LIBRE AL NIVEL DEL MAR Y 15°																																							
-20°	0,879	0,890	0,900	0,912	0,923	0,933	0,945	0,956	0,968	0,979	0,991	1,002	1,016	1,027	1,041	1,054	1,067	1,080	1,094	1,106	1,120	1,135	1,150	1,164	1,178	1,192	1,209	1,225	1,240	1,255	1,269	1,287	1,305	1,320	1,341	1,356	1,372	1,393	1,409
-15°	0,896	0,907	0,918	0,930	0,940	0,951	0,963	0,975	0,987	0,999	1,012	1,022	1,036	1,047	1,062	1,074	1,088	1,102	1,116	1,137	1,142	1,157	1,173	1,186	1,201	1,216	1,232	1,248	1,263	1,281	1,294	1,314	1,332	1,345	1,368	1,382	1,399	1,420	1,437
-15°	0,914	0,924	0,924	0,948	0,958	0,969	0,982	0,994	1,005	1,018	1,030	1,042	1,056	1,067	1,083	1,096	1,110	1,123	1,138	1,149	1,164	1,179	1,194	1,210	1,224	1,240	1,256	1,273	1,287	1,306	1,319	1,323	1,357	1,373	1,394	1,409	1,427	1,447	1,464
-5°	0,930	0,942	0,953	0,965	0,976	0,988	1,000	1,012	1,025	1,037	1,049	1,061	1,076	1,087	1,102	1,116	1,130	1,144	1,158	1,171	1,184	1,200	1,221	1,232	1,247	1,263	1,281	1,295	1,312	1,329	1,344	1,365	1,382	1,398	1,420	1,435	1,452	1,475	1,493
0°	0,948	0,960	0,971	0,983	0,995	1,006	1,019	1,031	1,044	1,056	1,069	1,032	1,096	1,108	1,123	1,137	1,152	1,165	1,181	1,193	1,209	1,223	1,240	1,256	1,271	1,286	1,304	1,321	1,336	1,355	1,369	1,390	1,409	1,424	1,447	1,463	1,480	1,502	1,521
5°	0,965	0,978	0,989	1,001	1,013	1,025	1,032	1,050	1,063	1,076	1,089	1,101	1,116	1,128	1,144	1,157	1,173	1,187	1,203	1,215	1,230	1,245	1,263	1,279	1,293	1,310	1,328	1,345	1,362	1,379	1,394	1,415	1,435	1,451	1,480	1,489	1,507	1,530	1,549
10°	0,982	0,995	1,007	1,020	1,031	1,042	1,056	1,069	1,082	1,095	1,108	1,121	1,136	1,149	1,165	1,178	1,193	1,208	1,223	1,236	1,250	1,267	1,286	1,301	1,377	1,333	1,351	1,368	1,385	1,404	1,420	1,440	1,459	1,475	1,500	1,515	1,534	1,557	1,575
15°	1	1,012	1,024	1,038	1,049	1,061	1,076	1,089	1,101	1,114	1,128	1,141	1,156	1,169	1,185	1,199	1,215	1,230	1,246	1,257	1,275	1,290	1,309	1,325	1,340	1,358	1,375	1,393	1,410	1,428	1,445	1,466	1,486	1,502	1,526	1,544	1,561	1,583	1,604
20°	1,017	1,030	1,042	1,055	1,067	1,080	1,094	1,106	1,120	1,134	1,147	1,160	1,176	1,190	1,205	1,219	1,236	1,251	1,267	1,280	1,297	1,312	1,332	1,347	1,364	1,381	1,399	1,417	1,433	1,454	1,470	1,491	1,511	1,529	1,553	1,569	1,588	1,611	1,632
25°	1,035	1,047	1,060	1,074	1,085	1,098	1,113	1,126	1,140	1,153	1,167	1,181	1,197	1,210	1,227	1,242	1,257	1,272	1,289	1,301	1,319	1,335	1,354	1,371	1,386	1,404	1,423	1,442	1,459	1,470	1,495	1,517	1,538	1,556	1,579	1,596	1,617	1,641	1,661
30°	1,052	1,065	1,077	1,091	1,104	1,117	1,132	1,145	1,158	1,173	1,186	1,199	1,217	1,229	1,247	1,262	1,278	1,293	1,311	1,324	1,341	1,357	1,377	1,394	1,411	1,427	1,447	1,467	1,484	1,504	1,521	1,542	1,563	1,582	1,606	1,626	1,643	1,668	
35°	1,069	1,083	1,096	1,111	1,122	1,136	1,151	1,164	1,178	1,192	1,207	1,222	1,237	1,256	1,267	1,283	1,300	1,315	1,332	1,346	1,365	1,380	1,401	1,417	1,434	1,453	1,471	1,491	1,509	1,528	1,546	1,568	1,590	1,607	1,634	1,652	1,672	1,695	1,717
40°	1,087	1,100	1,116	1,127	1,141	1,154	1,169	1,183	1,197	1,211	1,227	1,240	1,257	1,271	1,289	1,340	1,321	1,336	1,354	1,368	1,386	1,400	1,422	1,440	1,458	1,475	1,495	1,515	1,532	1,553	1,571	1,594	1,615	1,632	1,658	1,677	1,698	1,721	1,744
45°	1,005	1,119	1,132	1,146	1,159	1,172	1,188	1,202	1,216	1,231	1,247	1,261	1,277	1,292	1,312	1,324	1,341	1,356	1,376	1,390	1,409	1,426	1,446	1,464	1,476	1,499	1,519	1,538	1,558	1,577	1,596	1,620	1,641	1,658	1,686	1,705	1,727	1,751	1,772
50°	1,122	1,134	1,148	1,162	1,175	1,189	1,206	1,220	1,235	1,250	1,265	1,280	1,296	1,311	1,328	1,343	1,362	1,376	1,396	1,409	1,429	1,446	1,467	1,484	1,502	1,521	1,542	1,561	1,580	1,601	1,620	1,643	1,666	1,682	1,710	1,729	1,751	1,777	1,798

*Ejemplo 5*

Un compresor tiene una capacidad de 10 m<sup>3</sup>/minuto, a nivel del mar, y 15° de temperatura. Si se sitúa a 1.000 m de altitud y temperatura de 5°, calcular la pérdida de capacidad que experimenta el compresor.

El volumen de aire descargado por minuto es el mismo para las distintas cotas, pero su peso específico varía con la altura (tabla 6).

Peso del aire a 1.000 m y 5°: 1,125 kg.

El volumen de 10 m<sup>3</sup> pasará a esta altura: 11,25 kg.

Como el peso específico del aire a nivel del mar y 15° de temperatura, es de 1,226 kg, el volumen que corresponde, a ese mismo nivel e igual temperatura, al peso anterior, será:

$$\frac{11,25}{1,226} = 9,176 \text{ m}^3$$

Luego a 1.000 m hay una pérdida de capacidad, respecto al nivel del mar, de:

$$10 - 9,176 = 0,824 \text{ m}^3$$

**EJEMPLO RESUMEN**

En un sondeo de 200 m de profundidad que tiene su nivel estático a 60 m se pretende extraer un caudal de 10 l/seg con una depresión de 20 m.

Calcular:

- 1) La longitud total de la tubería para una sumergencia mínima del 55 por 100.
- 2) El volumen de aire libre necesario para el caudal de 10 l/seg.
- 3) La presión que debe tener el aire, admitiendo una pérdida por rozamiento de 0,2 atmósferas por cada 100 m de tubería.
- 4) El diámetro de la tubería del agua para una velocidad de la mezcla de 2 m/seg.
- 5) El diámetro de la tubería del aire, sabiendo que la temperatura ambiente es de 20°.

RESOLUCION (Fig. 6)

- 1) Para una sumergencia del 55 por 100 se tiene:

$$H = A + \frac{55}{100} H$$

$$H = \frac{100 \times A}{100 - 55} = \frac{100 \times 80}{45} = 177,7 \text{ m}$$

- 2) El volumen de aire libre, en litros por minuto que se precisan para elevar un 1/min. de agua, viene dado por la fórmula:

$$V_a = \frac{A}{9,5 \log \frac{D + 10,33}{10,33}};$$

$$V_a = \frac{80}{9,5 \log \frac{97,7 + 10,33}{10,33}} = 8,26 \text{ l/min}$$

La cantidad total de aire para extraer 10 l/seg de agua será:

$$10 \times 60 \times 8,26 = 4.956 \text{ l/min} = 4,956 \text{ m}^3/\text{min}$$

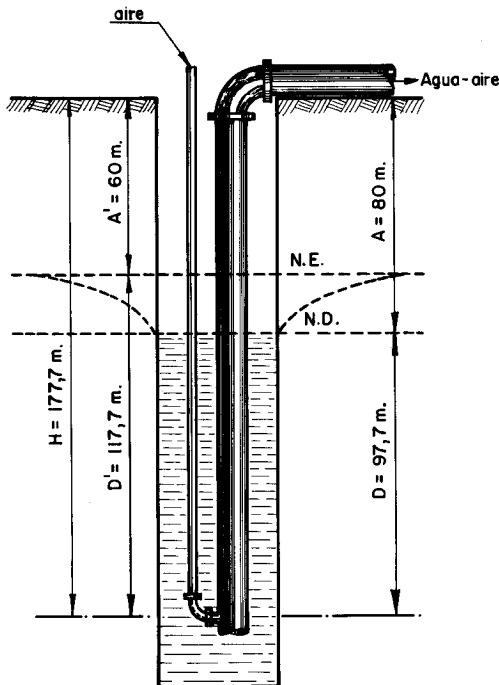


Fig. 6.

En la tabla 3 puede verse que, para una sumergencia del 55 por 100 y una altura de elevación de 80 m, el caudal es de 8,18 l/min. Este valor es muy semejante al calculado mediante la aplicación de la anterior fórmula y, a efectos prácticos, puede desprejarse el error cometido.

- 3) La presión del aire será la necesaria para vencer la columna de agua en el caso de mayor sumergencia. Esta sumergencia tiene lugar en el momento del arranque, estando el nivel en reposo.

La longitud de tubería sumergida para este supuesto es:  $177,7 - 60 = 117,7$  m.

La presión del aire:

$$P_a = 0,10 \times 117,7 + P_r$$

$$P_a = 11,77 + 0,35 = 12,13 \text{ atmósferas.}$$

En la tabla 3, para una sumergencia del 66 por 100 y 60 m de altura de elevación, la presión es de 12,36 atmósferas.

- 4) El volumen que circula por la tubería del agua es la suma de la mezcla de agua-aire.

El caudal de agua es de  $0,01 \text{ m}^3/\text{seg}$  (10 l/seg). El del aire, para una sumergencia del 55 por 100, será:

$$\frac{4,965}{60} = 0,0826 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que a la presión de 12,13 atmósferas se convierte en:

$$V_2 = V_1 \frac{P_1}{P_2} = 0,0826 \cdot \frac{1}{1 + 12,13} = 0,00629 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El caudal total de la mezcla es:

$$0,01 + 0,00629 = 0,01629 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Admitiendo una velocidad de circulación de 2 m/seg, se tiene:

$$S = \frac{Q}{V} \qquad \pi r^2 = \frac{Q}{V}$$

$$r = \sqrt{\frac{Q}{V \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{0,01629}{2\pi}} = 0,05 \text{ m}$$

luego, el diámetro de la tubería del agua será de 10 cm.

En la tabla 2, el diámetro encontrado para estas condiciones está comprendido entre 88 y 100 mm.

- 5) El diámetro de la tubería del aire viene dado por la expresión:

$$\frac{d^5}{\alpha} = 3,25 \frac{q^2 \cdot l \cdot \beta}{p}$$



sustituyendo valores:

$$d^5/\alpha = 3,25 \frac{0,00629^2 \times 177,7 \times 16,86}{12,13 \times 1.033} = 0,0000307$$

En la tabla 4, para este valor de  $d^5/\alpha$  el diámetro de la tubería obtenido está comprendido entre 0,030 y 0,035 m; es decir, el diámetro de la tubería del aire es de 3,2 cm, que coincide con el valor de la tabla 2.



## APÉNDICE C

### PROGRAMAS PARA CALCULADORAS CIENTÍFICAS PROGRAMABLES

Dentro de este apéndice se incluyen una serie de programas para calculadoras manuales programables, que tienen por objeto ofrecer al lector la posibilidad de mecanizar alguno de los cálculos más molestos y engorrosos en la interpretación de los ensayos de bombeo.

Especial interés adquiere la posibilidad de utilizar este tipo de calculadoras en el análisis de los datos de los ensayos efectuados con bombeos escalonados.

Los programas que a continuación se exponen, han sido preparados por los autores y no ofrecen especial interés desde el punto de vista de programación en sí, pudiendo seguramente ser mejorados por un especialista en esta materia. Sin embargo, desde el punto de vista de su aplicación tienen una importancia tal, que muy probablemente sustituirán de un modo pleno los métodos gráficos para el cálculo de los coeficientes  $A$ ,  $B$  y  $n$  en el estudio de las curvas características de los pozos.

Los métodos de análisis de descensos (Theis, Jacob, Hantush, etc.) no es fácil que puedan seguir una evolución análoga, a pesar de los numerosos programas que existen publicados. Fundamentalmente, se debe a que una buena parte de los ensayos que se realizan, se encuentran con anomalías y casos particulares que hacen de la forma de las curvas de descensos una interpretación cualitativa de hecho.

Los programas se han realizado para las calculadoras HP 11C y HP 41C, siendo de fácil adaptación a otros tipos de calculadoras científicas programables.

**Programa «PEYEP» para el estudio de la eficiencia y explotación de pozos**

INDICE DE TERMINOS

$d = AQ + BQ^n$ , siendo:

$d$  = descenso en el pozo (m).

$A = (0,183/T) \log (2,25 Tt/r^2S)$ .

$Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/día).

$B$  = coeficiente de pérdidas de carga.

$n$  = parámetro adimensional. Suele variar entre 1 y 3,5.

En la expresión de A, se tiene:

$T$  = transmisividad (m<sup>2</sup>/día).

$t$  = tiempo (días).

$S$  = coeficiente de almacenamiento.

$r$  = radio del pozo. En los programas se usará  $r = 0,15$  (m).

**ADAPTACION A LA CALCULADORA HP 11C**

**Programa para el cálculo de los coeficientes A, B y n**

ETIQUETA B

ENTRADA

Valores de los bombeos escalonados ( $d_1, Q_1$ ) ( $d_2, Q_2$ ) ( $d_3, Q_3$ ).

SALIDA

A, B y n (A, para el tiempo del escalón).

*Forma de operar*

**fB**

$d_1$  (m)    **ENTER**  $Q_1$  (m<sup>3</sup>/día)

**R/S**

$d_2$  (m)    **ENTER**  $Q_2$  (m<sup>3</sup>/día)

**R/S**

$d_3$  (m)    **ENTER**  $Q_3$  (m<sup>3</sup>/día)

**R/S**

↓  
RUNNING

↓  
Se obtiene             $n$

R/S	Se obtiene	A (para el tiempo del escalón).
R/S	Se obtiene	B

*Registros*

Opera con  $Q_1$  almacenado en  $R_7$  y  $d_1$  en  $R_8$ .  
 Opera con  $Q_2$  almacenado en  $R_9$  y  $d_2$  en  $R.0$   
 Opera con  $Q_3$  almacenado en  $R.1$  y  $d_3$  en  $R.2$   
 Deja almacenado  $n$  en  $R_6$   
 Deja almacenado  $A$  en  $R_1$   
 Deja almacenado  $B$  en  $R_2$

**Observaciones**

Programa independiente.

**LISTADO DEL PROGRAMA ETIQUETA B**

1	<i>f</i> LBL B	28	/
2	<i>g</i> CLX	29	RCL 9
3	<i>f</i> REG	30	GSB 1
4	R/S	31	RCL.2
5	STO 7	32	RCL.1
6	$X \rightleftharpoons Y$	33	/
7	STO 8	34	RCL.1
8	R/S	35	GSB 1
9	STO 9	36	<i>f</i> $y, r$
10	$X \rightleftharpoons Y$	37	$X \rightleftharpoons Y$
11	STO.0	38	<i>g</i> ABS
12	R/S	39	RCL 1
13	STO · 1	40	FX > Y
14	$X \rightleftharpoons Y$	41	GTO 4
15	STO · 2	42	$x \rightleftharpoons y$
16	1	43	STO 1
17	.	44	0
18	1	45	.
19	STO 6	46	1
20	<i>f</i> LBL 3	47	STO + 6
21	RCL 8	48	<i>f</i> CLEAR
22	RCL 7	49	GTO 3
23	/	50	<i>f</i> LBL4
24	RCL 7	51	RCL 6
25	GSB 1	52	R/S
26	RCL.0	53	<i>f</i> L.R.
27	RCL 9	54	STO 1

55	R/S	62	-
56	$X \rightleftharpoons Y$	63	$y^x$
57	STO 2	64	+
58	$g$ RTN	65	$g$ RTN
59	$f$ LBL 1		
60	RCL 6		
61	1		

**Programa para el cálculo del caudal específico**

ETIQUETA A

ENTRADA

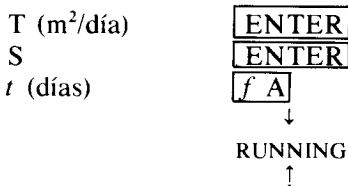
Valores de T, S y t.

(t es el valor en días del tiempo de explotación deseado, al término del cual queda calculado el caudal específico. Lo normal es tomar cien días.)

SALIDA

Caudal específico (1/A) para el tiempo fijado.

*Forma de operar*



Se obtiene 1/A (caudal específico en m<sup>3</sup>/día por metro de descenso, para el tiempo de bombeo fijado).

*Registros*

- Opera con T almacenado en R<sub>4</sub>
- Deja almacenado T en R<sub>4</sub>
- Deja almacenado A en R<sub>1</sub>

**Observaciones**

Programa independiente.

### LISTADO DEL PROGRAMA ETIQUETA A

1	<i>f</i> LBL A	12	0
2	/	13	.
3	1/X	14	1
4	1	15	8
5	0	16	3
6	0	17	*
7	*	18	RCL 4
8	$X \rightleftharpoons Y$	19	/
9	STO 4	20	STO 1
10	*	21	1/X
11	<i>g</i> LOG	22	<i>g</i> RTN

#### Programa para el cálculo del caudal de explotación

#### ETIQUETA C

#### ENTRADA

Valores de A, B, *n* y *d*.

A, B y *n* se integran automáticamente a partir de los programas ETIQUETAS B y A. *d* es la máxima depresión que se desea, o que es posible obtener en el pozo para un tiempo de bombeo elegido *t*, que va implícito en el valor de A.

#### SALIDA

Q. Caudal máximo posible para una depresión dada *d*.

#### Forma de operar

1. Cuando se han realizado previamente los programas B y A. Modalidad programa dependiente de B y A.

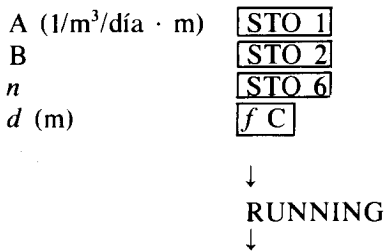
$d(m)$   $fC$



RUNNING

Se obtiene el valor de Q en m<sup>3</sup>/día.

2. Cuando no se han realizado previamente los programas B y A. Modalidad programa independiente.



Se obtiene el valor de Q en m<sup>3</sup>/día

*Registros*

- Opera con A almacenado en R<sub>1</sub>
- Opera con B almacenado en R<sub>2</sub>
- Opera con d almacenado en R<sub>3</sub>
- Opera con n almacenado en R<sub>6</sub>

En R<sub>0</sub> se almacenan e incrementan los valores de Q para sucesivos tanteos. La determinación es de 50 m<sup>3</sup>/día, que puede variarse según convenga.

**Observaciones**

Debe realizarse en primer lugar el programa ETIQUETA B.

Si se desea conocer el valor de Q para el tiempo del escalón, se pasa seguidamente al programa ETIQUETA C.

Si se desea conocer el valor de Q para un tiempo de explotación fijado, debe seguirse la secuencia de programas B → A → C.

En caso de conocerse A puede efectuarse

$$B \rightarrow A \text{ (l/m}^3\text{/día} \cdot \text{m)} \quad \boxed{\text{STO 1}} \rightarrow C$$

**LISTADO DEL PROGRAMA ETIQUETA C**

1 f LBL C	14 *
2 STO 3	15 +
3 5	16 RCL 3
4 0	17 f X ≤ Y
5 STO 0	18 GTO 6
6 f LBL 5	19 5
7 RCL 0	20 0
8 RCL 6	21 STO + 0
9 y <sup>x</sup>	22 GTO 5
10 RCL 2	23 f LBL 6
11 *	24 RCL 0
12 RCL 0	25 g RTN
13 RCL 1	



## ADAPTACION A LAS CALCULADORAS HP 41C y HP 41CV

El programa tiene una organización de entrada de datos y salida de resultados análogos a la estructurada en la adaptación a la calculadora HP-11C. Asimismo, los programas etiquetas B, A y C se corresponden con las subrutinas B(02), A(01) y C(03) del presente programa.

Las posibilidades de diálogo de HP 41C permiten pedir los datos y sus unidades en cada subrutina, según el siguiente esquema:

	Entrada	Salida
Subrutina B(02)	$d_i$ , $Q_i$ y $N$ .º escalones	$n$ , B y A
Subrutina A(01)	T, S, $t$ (días)	$Q_e$ (caudal específico)
Subrutina C(03)	$d$ (m) deseable en el pozo	Q (caudal de explotación)

### Forma de operar

1. XEQ «SIZE» 023      Se disponen 23 registros de datos.
2. Pasar tarjetas      Se carga el programa.
3. XEQ «PEYEP»      Se inicia el programa.

Se inicia la subrutina B(02) directamente.

4. En la subrutina B(02), la pantalla pide el número de escalones  $N$ . Se ingresa seguido de R/S. Pide los sucesivos pares de valores de descensos  $d$  y caudales  $Q$  de los diversos escalones que deben ingresarse seguidos de R/S.

Durante unos minutos, se ejecuta el programa que termina con un tono audible (BEEP).

5. Aparece en pantalla el valor de  $n$ .  
Se pulsa R/S.  
Aparece en pantalla el valor de  $b$ .  
Se pulsa R/S.  
Aparece en pantalla el valor de  $a$ .
6. XEQ A(01).  
La pantalla pide los valores de T, S y  $t$  que se ingresan seguidos de R/S.  
Se obtiene el caudal específico a un tiempo  $t$ .
7. XEQ C(03).  
La pantalla pide el valor del descenso deseable o permisible en el pozo, que se ingresa seguido de R/S.  
Se obtiene el caudal de explotación al cabo de un tiempo  $t$ .

*Registros*

R00	Contador de $d$ (1.005).
R01 a R05	Valores de $d$ .
R06 a R10	Valores de $Q$ .
R11 a R16	Registros estadísticos en LBL B.
R17	Contador de $Q$ (6.010).
R18	$N$ número de escalones.
R19	Coefficiente de correlación.
R20	$n$ exponente.
R21	$b$ coeficiente de pérdidas.
R22	$a$ descenso específico para el tiempo del escalón.
R13	$T$ transmisividad en LBL A
R14	$A$ descenso específico para el tiempo deseado.
R15	$d$ descenso deseable o permisible en el pozo en LBL C.
R16	Contador de $Q$ en LBL C.

**Observaciones**

Debe realizarse en primer lugar la subrutina B(02).

Si se desea conocer el valor de  $Q$  para el tiempo del escalón, se pasa seguidamente a la subrutina C(03).

Si se desea conocer el valor de  $Q$  para un tiempo de explotación fijado, debe seguirse la secuencia:

$$B(02) \rightarrow A(01) \rightarrow C(03)$$

En caso de conocer el valor de  $A$ (descenso específico a un tiempo  $t$ ), debe procederse según:

$$B(02) \rightarrow A(1/m^3/día m.) \boxed{STO 14} \rightarrow C(03)$$

**LISTADO DEL PROGRAMA «PEYPEP»**

01 LBL «PEYPEP»	14 AVIEW	27 1.1	40 /
02 LBL 02	15 PROMPT	28 STO 20	41 6.005
03 CLRG	16 STO IND 00	29 XEQ 12	42 +
04 CL $\Sigma$	17 «Q»	30 GTO 13	43 STO 17
05 «N=? ESCA»	18 ARCL 00	31 LBL 12	44 RTN
06 PROMPT	19 «t=? M3/D»	32 RCL 18	45 LBL 13
07 STO 18	20 AVIEW	33 1 E3	46 RCL IND 00
08 XEQ 12	21 PROMPT	34 /	47 RCL IND 17
09 LBL 11	22 STO IND 17	35 1	48 /
10 FIX 0	23 1	36 +	49 RCL IND 17
11 «D»	24 ST + 17	37 STO 00	50 RCL 20
12 ARCL 00	25 ISG 00	38 RCL 18	51 1
13 «t=? MTS?»	26 GTO 11	39 1 E3	52 —

Apendice C. Programas para calculadoras científicas programables

53	Y↑X	95	FIX 1	137	«S=?»	179	GTO 26
54	Σ+	96	«N=»	138	PROMPT	180	50
55	1	97	ARCL 20	139	«T DIAS»	181	ST+ 16
56	ST + 17	98	«┌»	140	PROMPT	182	GTO 25
57	ISG 00	99	AVIEW	141	/	183	LBL 26
58	GTO 13	100	BEEP	142	1/X	184	«Q=»
59	LBL 14	101	STOP	143	100	185	ARCL 16
60	RCL 16	102	RCL 16	144	*	186	«┌-M3/D»
61	RCL 12	103	RCL 15	145	X<> Y	187	AVIEW
62	*	104	*	146	STO 13	188	BEEP
63	RCL 11	105	RCL 11	147	*	189	RTN
64	X↑2	106	RCL 13	148	LOG	190	END
65	—	107	*	149	0.183		
66	RCL 16	108	—	150	*		
67	RCL 14	109	RCL 16	151	RCL 13		
68	*	110	RCL 12	152	/		
69	RCL 13	111	*	153	STO 14		
70	X↑2	112	RCL 11	154	1/X		
71	—	113	X↑2	155	FIX 0		
72	*	114	—	156	«Qe=»		
73	SQRT	115	/	157	ARCL X		
74	1/X	116	STO 21	158	«┌-M3/D.M»		
75	RCL 16	117	SCI 1	159	AVIEW		
76	RCL 15	118	«b=»	160	RTN		
77	*	119	ARCL 21	161	LBL 03		
78	RCL 11	120	AVIEW	162	«d=? MTS»		
79	RCL 13	121	STOP	163	PROMPT		
80	*	122	RCL 13	164	STO 15		
81	—	123	RCL 21	165	50		
82	*	124	RCL 11	166	STO 16		
83	ABS	125	*	167	LBL 25		
84	RCL 19	126	—	168	RCL 16		
85	X> Y?	127	RCL 16	169	RCL 20		
86	GTO 15	128	/	170	Y↑X		
87	X<> Y	129	STO 22	171	RCL 21		
88	STO 19	130	«a=»	172	*		
89	0.1	131	ARCL 22	173	RCL 16		
90	ST0+ 20	132	AVIEW	174	RCL 14		
91	CLΣ	133	RTN	175	*		
92	XEQ 12	134	LBL 01	176	+		
93	GTO 13	135	«T=? M2/D»	177	RCL 15		
94	LBL 15	136	PROMPT	178	X<= Y?		



## APÉNDICE D

### TABLAS Y GRAFICOS DE USO MAS FRECUENTE



TABLAS DE LA FUNCION DE POZO  $W(u)$  PARA ACUIFERO CONFINADO

	$k \times 10^{-15}$	$k \times 10^{-14}$	$k \times 10^{-13}$	$k \times 10^{-12}$	$k \times 10^{-11}$	$k \times 10^{-10}$	$k \times 10^{-9}$	$k \times 10^{-8}$
1.0 ..	33.9616	31.6590	29.3564	27.0538	24.7512	22.4486	20.1460	17.8435
1.1 ..	33.8662	31.5637	29.2611	26.9585	24.6559	22.5533	20.0507	17.7482
1.2 ..	33.7792	31.4767	29.1741	26.8715	24.5689	22.6663	19.9637	17.6611
1.3 ..	33.6992	31.3960	29.0940	26.7914	24.4889	22.1863	19.8837	17.5811
1.4 ..	33.6251	31.3225	29.0199	26.7173	24.4247	22.1122	19.8096	17.5070
1.5 ..	33.5561	31.2535	28.9509	26.6483	24.3458	22.0432	19.7406	17.4380
1.6 ..	33.4916	31.1890	28.8864	26.5838	24.2812	21.9786	19.6760	17.3735
1.7 ..	33.4309	31.1283	28.8258	26.5232	24.2206	21.9180	19.6154	17.3128
1.8 ..	33.3738	31.0712	28.7686	26.4660	24.1634	21.8608	19.5583	17.2557
1.9 ..	33.3197	31.0171	28.7145	26.4119	24.1094	21.8068	19.5042	17.2016
2.0 ..	33.2684	30.9658	28.6632	26.3607	24.0581	21.7555	19.4529	17.1503
2.1 ..	33.2196	30.9170	28.6145	26.3119	24.0093	21.7067	19.4041	17.1015
2.2 ..	33.1731	30.8705	28.5679	26.2653	23.9628	21.6602	19.3576	17.0550
2.3 ..	33.1286	30.8261	28.5235	26.2209	23.9183	21.6157	19.3131	17.0106
2.4 ..	33.0861	30.7835	28.4809	26.1783	23.8758	21.5732	19.2706	16.9680
2.5 ..	33.0453	30.7427	28.4401	26.1375	23.8349	21.5323	19.2298	16.9272
2.6 ..	33.0060	30.7035	28.4009	26.0983	23.7957	21.4931	19.1905	16.8880
2.7 ..	32.9683	30.6657	28.3631	26.0606	23.7580	21.4554	19.1528	16.8502
2.8 ..	32.9319	30.6294	28.3268	26.0242	23.7216	21.4190	19.1164	16.8138
2.9 ..	32.8968	30.5943	28.2917	25.9891	23.6865	21.3839	19.0813	16.7788
3.0 ..	32.8629	30.5604	28.2578	25.9552	23.6526	21.3500	19.0474	16.7449
3.1 ..	32.8302	30.5276	28.2250	25.9224	23.6198	21.3172	19.0146	16.7121
3.2 ..	32.7984	30.4958	28.1932	25.8907	23.5881	21.2855	18.9829	16.6803
3.3 ..	32.7676	30.4651	28.1625	25.8599	23.5573	21.2547	18.9521	16.6495
3.4 ..	32.7378	30.4352	28.1326	25.8300	23.5274	21.2249	18.9223	16.6197
3.5 ..	32.7088	30.4062	28.1036	25.8010	23.4985	21.1959	18.8933	16.5907
3.6 ..	32.6806	30.3780	28.0755	25.7729	23.4703	21.1677	18.8651	16.5625
3.7 ..	32.6532	30.3506	28.0481	25.7455	23.4429	21.1403	18.8377	16.5351
3.8 ..	32.6266	30.3240	28.0214	25.7188	23.4162	21.1136	18.8110	16.5085
3.9 ..	32.6006	30.2980	27.9954	25.6928	23.3902	21.0877	18.7851	16.4825
4.0 ..	32.5753	30.2727	27.9701	25.6675	23.3649	21.0623	18.7598	16.4572
4.1 ..	32.5506	30.2480	27.9454	25.6428	23.3402	21.0376	18.7351	16.4325
4.2 ..	32.5265	30.2239	27.9213	25.6187	23.3161	21.0136	18.7110	16.4084
4.3 ..	32.5029	30.2004	27.8978	25.5952	23.2926	20.9900	18.6874	16.3848
4.4 ..	32.4800	30.1774	27.8748	25.5722	23.2696	20.9690	18.6644	16.3619
4.5 ..	32.4575	30.1549	27.8523	25.5497	23.2471	20.9446	18.6420	16.3394
4.6 ..	32.4355	30.1329	27.8303	25.5277	23.2252	20.9226	18.6200	16.3174
4.7 ..	32.4140	30.1114	27.8088	25.5062	23.2037	20.9011	18.5985	16.2959
4.8 ..	32.3929	30.0904	27.7878	25.4852	23.1826	20.8800	18.5774	16.2748
4.9 ..	32.3723	30.0697	27.7672	25.4646	23.1620	20.8594	18.5568	16.2542
5.0 ..	32.3521	30.0495	27.7470	25.4444	23.1418	20.8392	18.5366	16.2340
5.1 ..	32.3323	30.0297	27.7271	25.4246	23.1220	20.8194	18.5168	16.2142
5.2 ..	32.3129	30.0103	27.7077	25.4051	23.1026	20.8000	18.4974	16.1948

Para la gama de valores de  $u$  que interesen, elijase la columna correspondiente  $u = k \times$  potencia de 10, y en la misma fila de los valores de  $k$  (que aparecen en la primera columna) se encontrarán, en la misma columna elegida, los valores correspondientes de la función de pozo  $W = W(u)$ .

TABLAS DE LA FUNCION DE POZO  $W(u)$  PARA ACUIFERO CONFINADO

(continuación)

	$k \times 10^{-7}$	$k - 10^{-6}$	$k \times 10^{-5}$	$k \times 10^{-4}$	$k \times 10^{-3}$	$k \times 10^{-2}$	$k \times 10^{-1}$	k
1,0..	15,5409	13,2383	10,9357	8,6332	6,3315	4,0379	1,8229	0,2194
1,1..	15,4456	13,1430	10,8404	8,5379	6,2363	3,9436	1,7371	,1860
1,2..	15,3586	13,0560	10,7534	8,4509	6,1494	3,8576	1,6595	,1584
1,3..	15,2785	12,9759	10,6734	8,3709	6,0695	3,7785	1,5889	,1355
1,4..	15,2044	12,9018	10,5993	8,2968	5,9955	3,7054	1,5241	,1162
1,5..	15,1354	12,8328	10,5303	8,2278	5,9266	3,6374	1,4645	,1000
1,6..	15,0709	12,7683	10,4657	8,1634	5,8621	3,5739	1,4092	,08631
1,7..	15,0103	12,7077	10,4051	8,1027	5,8016	3,5143	1,3578	,07465
1,8..	14,9531	12,6505	10,3479	8,0455	5,7446	3,4581	1,3098	,06471
1,9..	14,8990	12,5964	10,2939	7,9915	5,6906	3,4050	1,2649	,05620
2,0..	14,8477	12,5451	10,2426	7,9402	5,6394	3,3547	1,2227	,04890
2,1..	14,7989	12,4964	10,1938	7,8914	5,5907	3,3069	1,1829	,04261
2,2..	14,7524	12,4498	10,1473	7,8449	5,5443	3,2614	1,1454	,03719
2,3..	14,7080	12,4054	10,1028	7,8004	5,4999	3,2179	1,1099	,03250
2,4..	14,6654	12,3628	10,0603	7,7579	5,4575	3,1763	1,0762	,02844
2,5..	14,6246	12,3220	10,0194	7,7172	5,4167	3,1365	1,0443	,02491
2,6..	14,5854	12,2828	9,9802	7,6779	5,3776	3,0983	1,0139	,02185
2,7..	14,5476	12,2450	9,9425	7,6401	5,3400	3,0615	0,9849	,01918
2,8..	14,5113	12,2087	9,9061	7,6038	5,3037	3,0261	,9573	,01686
2,9..	14,4762	12,1736	9,8710	7,5687	5,2687	2,9920	,9309	,01482
3,0..	14,4423	12,1397	9,8371	7,5348	5,2349	2,9591	,9057	,01305
3,1..	14,4095	12,1069	9,8043	7,5020	5,2022	2,9273	,8815	,01149
3,2..	14,3777	12,0751	9,7726	7,4703	5,1706	2,8965	,8583	,01013
3,3..	14,3470	12,0444	9,7418	7,4395	5,1399	2,8668	,8361	,008939
3,4..	14,3171	12,0145	9,7120	7,4097	5,1102	2,8379	,8147	,007891
3,5..	14,2881	11,9855	9,6830	7,3807	5,0813	2,8099	,7941	,006970
3,6..	14,2599	11,9574	9,6548	7,3526	5,0532	2,7827	,7745	,006160
3,7..	14,2325	11,9300	9,6274	7,3252	5,0259	2,7563	,7554	,005448
3,8..	14,2059	11,9033	9,6007	7,2985	4,9993	2,7306	,7371	,004820
3,9..	14,1799	11,8773	9,5748	7,2725	4,9735	2,7056	,7194	,004267
4,0..	14,1546	11,8520	9,5495	7,2472	4,9482	2,6813	,7024	,003779
4,1..	14,1299	11,8273	9,5248	7,2225	4,9236	2,6576	,6859	,003349
4,2..	14,1058	11,8032	9,5007	7,1985	4,8997	2,6344	,6700	,002969
4,3..	14,0823	11,7797	9,4771	7,1749	4,8762	2,6119	,6546	,002633
4,4..	14,0593	11,7567	9,4541	7,1520	4,8533	2,5899	,6397	,002336
4,5..	14,0368	11,7342	9,4317	7,1295	4,8310	2,5684	,6253	,002073
4,6..	14,0148	11,7122	9,4097	7,1075	4,8091	2,5474	,6114	,001841
4,7..	13,9933	11,6907	9,3882	7,0860	4,7877	2,5268	,5979	,001635
4,8..	13,9723	11,6697	9,3671	7,0650	4,7667	2,5068	,5848	,001453
4,9..	13,9516	11,6491	9,3465	7,0444	4,7462	2,4871	,5721	,001291
5,0..	13,9314	11,6289	9,3263	7,0242	4,7261	2,4679	,5598	,001148
5,1..	13,9116	11,6091	9,3065	7,0044	4,7064	2,4491	,5478	,001021
5,2..	13,8922	11,5896	9,2871	6,9850	4,6871	2,4306	,5362	,0009086



TABLAS DE LA FUNCION DE POZO  $W(u)$  PARA ACUIFERO CONFINADO

(Continuación)

	$k \times 10^{-15}$	$k \times 10^{-14}$	$k \times 10^{-13}$	$k \times 10^{-12}$	$k \times 10^{-11}$	$k \times 10^{-10}$	$k \times 10^{-9}$	$k \times 10^{-8}$
5,3 ..	32,2939	29,9913	27,6887	25,3861	23,0835	20,7890	18,4783	16,1758
5,4 ..	32,2752	29,9726	27,6700	25,3674	23,0648	20,7622	18,4596	16,1571
5,5 ..	32,2568	29,9542	27,6516	25,3491	23,0465	20,7439	18,4413	16,1387
5,6 ..	32,2388*	29,9362	27,6336	25,3310	23,0285	20,7259	18,4233	16,1207
5,7 ..	32,2211	29,9185	27,6159	25,3133	23,0108	20,7082	18,4056	16,1030
5,8 ..	32,2037	29,9011	27,5985	25,2959	22,9934	20,6908	18,3882	16,0856
5,9 ..	32,1866	29,8840	27,5814	25,2789	22,9763	20,6737	18,3711	16,0685
6,0 ..	32,1698	29,8672	27,5646	25,2620	22,9595	20,6569	18,3543	16,0517
6,1 ..	32,1533	29,8507	27,5481	25,2455	22,9429	20,6403	18,3378	16,0352
6,2 ..	32,1370	29,8344	27,5318	25,2293	22,9267	20,6241	18,3215	16,0189
6,3 ..	32,1210	29,8184	27,5158	25,2133	22,9107	20,6081	18,3055	16,0029
6,4 ..	32,1053	29,8027	27,5001	25,1975	22,8949	20,5923	18,2898	15,9872
6,5 ..	32,0898	29,7872	27,4846	25,1820	22,8794	20,5768	18,2742	15,9717
6,6 ..	32,0745	29,7719	27,4693	25,1667	22,8641	20,5616	18,2590	15,9564
6,7 ..	32,0595	29,7569	27,4543	25,1517	22,8491	20,5465	18,2439	15,9414
6,8 ..	32,0446	29,7421	27,4395	25,1369	22,8343	20,5317	18,2291	15,9265
6,9 ..	32,0300	29,7275	27,4249	25,1223	22,8197	20,5171	18,2145	15,9119
7,0 ..	32,0156	29,7131	27,4105	25,1079	22,8053	20,5027	18,2001	15,8976
7,1 ..	32,0015	29,6989	27,3963	25,0937	22,7911	20,4885	18,1860	15,8834
7,2 ..	31,9875	29,6849	27,3823	25,0797	22,7771	20,4746	18,1720	15,8694
7,3 ..	31,9737	29,6711	27,3685	25,0659	22,7633	20,4608	18,1582	15,8556
7,4 ..	31,9601	29,6575	27,3549	25,0523	22,7497	20,4472	18,1446	15,8420
7,5 ..	31,9467	29,6441	27,3415	25,0389	22,7363	20,4337	18,1311	15,8286
7,6 ..	31,9334	29,6308	27,3282	25,0257	22,7231	20,4205	18,1179	15,8153
7,7 ..	31,9203	29,6178	27,3152	25,0126	22,7100	20,4074	18,1048	15,8022
7,8 ..	31,9074	29,6048	27,3023	24,9997	22,6971	20,3945	18,0919	15,7893
7,9 ..	31,8947	29,5921	27,2895	24,9869	22,6844	20,3818	18,0792	15,7766
8,0 ..	31,8821	29,5795	27,2769	24,9744	22,6718	20,3692	18,0666	15,7640
8,1 ..	31,8697	29,5671	27,2645	24,9619	22,6594	20,3568	18,0542	15,7516
8,2 ..	31,8574	29,5548	27,2523	24,9497	22,6471	20,3445	18,0419	15,7391
8,3 ..	31,8453	29,5427	27,2401	24,9375	22,6350	20,3324	18,0298	15,7272
8,4 ..	31,8333	29,5307	27,2282	24,9256	22,6230	20,3204	18,0178	15,7152
8,5 ..	31,8215	29,5189	27,2163	24,9137	22,6112	20,3086	18,0060	15,7034
8,6 ..	31,8098	29,5072	27,2046	24,9020	22,5995	20,2969	17,9943	15,6917
8,7 ..	31,7982	29,4957	27,1931	24,8905	22,5879	20,2853	17,9827	15,6801
8,8 ..	31,7868	29,4842	27,1816	24,8790	22,5765	20,2739	17,9713	15,6687
8,9 ..	31,7755	29,4729	27,1703	24,8678	22,5652	20,2626	17,9600	15,6574
9,0 ..	31,7643	29,4618	27,1592	24,8566	22,5540	20,2514	17,9488	15,6462
9,1 ..	31,7533	29,4507	27,1481	24,8455	22,5429	20,2404	17,9378	15,6352
9,2 ..	31,7424	29,4398	27,1372	24,8346	22,5320	20,2294	17,9268	15,6243
9,3 ..	31,7315	29,4290	27,1264	24,8238	22,5212	20,2186	17,9160	15,6135
9,4 ..	31,7208	29,4183	27,1157	24,8131	22,5105	20,2079	17,9053	15,6028
9,5 ..	31,7103	29,4077	27,1051	24,8025	22,4999	20,1973	17,8948	15,5922
9,6 ..	31,6998	29,3972	27,0946	24,7920	22,4895	20,1869	17,8843	15,5817
9,7 ..	31,6894	29,3868	27,0843	24,7817	22,4791	20,1765	17,8739	15,5713
9,8 ..	31,6792	29,3766	27,0740	24,7714	22,4688	20,1663	17,8637	15,5611
9,9 ..	31,6690	29,3664	27,0639	24,7613	22,4587	20,1561	17,8535	15,5509

TABLAS DE LA FUNCION DE POZO  $W(u)$  PARA ACUIFERO CONFINADO

(Continuación)

	$k \times 10^{-7}$	$k \times 10^{-6}$	$k \times 10^{-5}$	$k \times 10^{-4}$	$k \times 10^{-3}$	$k \times 10^{-2}$	$k \times 10^{-1}$	k
5.3..	13,8732	11,5706	9,2681	6,9659	4,6681	2,4126	,5250	,0008086
5.4..	13,8545	11,5519	9,2494	6,9473	4,6495	2,3948	,5140	,0007198
5.5..	13,8361	11,5336	9,2310	6,9289	4,6313	2,3775	,5034	,0006409
5.6..	13,8181	11,5155	9,2130	6,9109	4,6134	2,3604	,4930	,0005708
5.7..	13,8004	11,4978	9,1953	6,8932	4,5958	2,3437	,4830	,0005085
5.8..	13,7830	11,4804	9,1779	6,8758	4,5785	2,3273	,4732	,0004532
5.9..	13,7659	11,4633	9,1608	6,8588	4,5615	2,3111	,4637	,0004039
6.0..	13,7491	11,4465	9,1440	6,8420	4,5448	2,2953	,4544	,0003601
6.1..	13,7326	11,4300	9,1275	6,8254	4,5283	2,2797	,4454	,0003211
6.2..	13,7163	11,4138	9,1112	6,8092	4,5122	2,2645	,4366	,0002864
6.3..	13,7003	11,3978	9,0952	6,7932	4,4963	2,2494	,4280	,0002555
6.4..	13,6846	11,3820	9,0795	6,7775	4,4806	2,2346	,4197	,0002279
6.5..	13,6691	11,3665	9,0640	6,7620	4,4652	2,2201	,4115	,0002034
6.6..	13,6538	11,3512	9,0487	6,7467	4,4501	2,2058	,4036	,0001816
6.7..	13,6388	11,3362	9,0337	6,7317	4,4351	2,1917	,3959	,0001621
6.8..	13,6240	11,3214	9,0189	6,7169	4,4204	2,1779	,3888	,0001448
6.9..	13,6094	11,3068	9,0043	6,7023	4,4059	2,1643	,3810	,0001293
7.0..	13,5950	11,2924	8,9899	6,6879	4,3916	2,1508	,3738	,0001155
7.1..	13,5808	11,2782	8,9757	6,6737	4,3775	2,1376	,3668	,0001032
7.2..	13,5668	11,2642	8,9717	6,6598	4,3636	2,1246	,3599	,00009219
7.3..	13,5530	11,2504	8,9479	6,6460	4,3500	2,1118	,3532	,00008239
7.4..	13,5394	11,2368	8,9343	6,6324	4,3364	2,0991	,3467	,00007364
7.5..	13,5260	11,2234	8,9209	6,6190	4,3231	2,0867	,3403	,00006583
7.6..	13,5127	11,2102	8,9076	6,6057	4,3100	2,0744	,3341	,00005886
7.7..	13,4997	11,1971	8,8946	6,5927	4,2970	2,0623	,3280	,00005263
7.8..	13,4808	11,1842	8,8817	6,5798	4,2842	2,0503	,3221	,00004707
7.9..	13,4740	11,1714	8,8689	6,5671	4,2716	2,0386	,3163	,00004210
8.0..	13,4614	11,1589	8,8563	6,5545	4,2591	2,0269	,3106	,00003767
8.1..	13,4490	11,1464	8,8439	6,5421	4,2468	2,0155	,3050	,00003370
8.2..	13,4367	11,1342	8,8317	6,5298	4,2346	2,0042	,2996	,00003015
8.3..	13,4246	11,1220	8,8195	6,5177	4,2226	1,9930	,2943	,00002699
8.4..	13,4126	11,1101	8,8076	6,5057	4,2107	1,9820	,2891	,00002415
8.5..	13,4008	11,0982	8,7957	6,4939	4,1990	1,9711	,2840	,00002162
8.6..	13,3891	11,0865	8,7840	6,4822	4,1874	1,9604	,2790	,00001936
8.7..	13,3776	11,0750	8,7725	6,4707	4,1759	1,9498	,2742	,00001733
8.8..	13,3661	11,0635	8,7610	6,4592	4,1646	1,9393	,2694	,00001552
8.9..	13,3548	11,0523	8,7497	6,4480	4,1534	1,9290	,2647	,00001390
9.0..	13,3437	11,0411	8,7386	6,4368	4,1423	1,9187	,2602	,00001245
9.1..	13,3326	11,0300	8,7275	6,4258	4,1313	1,9087	,2557	,00001115
9.2..	13,3217	11,0191	8,7166	6,4148	4,1205	1,8987	,2513	,00000998
9.3..	13,3109	11,0083	8,7058	6,4040	4,1098	1,8888	,2470	,000008948
9.4..	13,3002	10,9976	8,6951	6,3934	4,0992	1,8791	,2429	,000008018
9.5..	13,2896	10,9870	8,6845	6,3828	4,0887	1,8695	,2387	,000007185
9.6..	13,2791	10,9765	8,6740	6,3723	4,0784	1,8599	,2347	,000006439
9.7..	13,2688	10,9662	8,6637	6,3620	4,0681	1,8505	,2308	,000005771
9.8..	13,2585	10,9559	8,6534	6,3517	4,0579	1,8412	,2269	,000005173
9.9..	13,2483	10,9458	8,6433	6,3416	4,0479	1,8320	,2231	,000004637

TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$

$u$ \ $r/B$	0	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006
0	$\infty$	14,0474	12,6611	11,8502	11,2748	10,8286	10,4640
0.000001	13,2383	13,0031	12,4417	11,8153	11,2711	10,8283	10,4640
0.000002	12,5451	12,4240	12,1013	11,6716	11,2259	10,8174	10,4619
0.000003	12,1397	12,0581	11,8322	11,5098	11,1462	10,7849	10,4509
0.000004	11,8520	11,7905	11,6168	11,3597	11,0555	10,7374	10,4291
0.000005	11,6289	11,5795	11,4384	11,2248	10,9642	10,6822	10,3993
0.000006	11,4465	11,4503	11,2866	11,1040	10,8764	10,6240	10,3640
0.000007	11,2924	11,2570	11,1545	10,9951	10,7933	10,5652	10,3255
0.000008	11,1589	11,1279	11,0377	10,8962	10,7151	10,5072	10,2854
0.000009	11,0411	11,0135	10,8059	10,8059	10,6416	10,4508	10,2446
0.00001	10,9357	10,9109	10,6382	10,7228	10,5725	10,3963	10,2038
0.00002	10,2426	10,2301	10,1932	10,1332	10,0522	9,9530	9,8386
0.00003	9,8371	9,8288	9,8041	9,7635	9,7801	9,6392	9,5583
0.00004	9,5495	9,5432	9,5246	9,4940	9,4520	9,3992	9,3366
0.00005	9,3263	9,3213	9,3064	9,2818	9,2480	9,2052	9,1542
0.00006	9,1440	9,1398	9,1274	9,1069	9,0785	9,0426	8,9996
0.00007	8,9899	8,9863	8,9756	8,9580	8,9336	8,9027	8,8654
0.00008	8,8563	8,8532	8,8439	8,8284	8,8070	8,7798	8,7470
0.00009	8,7386	8,7358	8,7275	8,7138	8,6947	8,6703	8,6411
0.0001	8,6332	8,6308	8,6233	8,6109	8,5938	8,5717	8,5453
0.0002	7,9402	7,9390	7,9352	7,9290	7,9203	7,9092	7,8958
0.0003	7,5348	7,5340	7,5315	7,5274	7,5216	7,5141	7,5051
0.0004	7,2472	7,2466	7,2447	7,2416	7,2373	7,2317	7,2249
0.0005	7,0242	7,0237	7,0222	7,0197	7,0163	7,0118	7,0063
0.0006	6,8420	6,8416	6,8403	6,8383	6,8353	6,8316	6,8271
0.0007	6,6879	6,6876	6,6865	6,6848	6,6823	6,6790	6,6752
0.0008	6,5545	6,5542	6,5532	6,5517	6,5495	6,5467	6,5433
0.0009	6,4368	6,4365	6,4357	6,4344	6,4324	6,4299	6,4269
0.001	6,3315	6,3313	6,3305	6,3293	6,3276	6,3253	6,3226
0.002	5,6394	5,6393	5,6389	5,6383	5,6374	5,6363	5,6350
0.003	5,2349	5,2348	5,2346	5,2342	5,2336	5,2329	5,2320
0.004	4,9482	4,9482	4,9480	4,9477	4,9472	4,9467	4,9460
0.005	4,7261	4,7260	4,7259	4,7256	4,7253	4,7249	4,7244
0.006	4,5448	4,5448	4,5447	4,5444	4,5441	4,5438	4,5433
0.007	4,3916	4,3916	4,3915	4,3913	4,3910	4,3908	4,3904
0.008	4,2591	4,2590	4,2590	4,2588	4,2586	4,2583	4,2580
0.009	4,1423	4,1423	4,1422	4,1420	4,1418	4,1416	4,1413
0.01	4,0379	4,0378	4,0377	4,0375	4,0373	4,0356	4,0371
0.02	3,3547	3,3547	3,3547	3,3546	3,3545	3,3544	3,3543
0.03	2,9591	2,9591	2,9591	2,9590	2,9590	2,9589	2,9589
0.04	2,6813	2,6812	2,6812	2,6812	2,6812	2,6811	2,6810
0.05	2,4679	2,4679	2,4679	2,4679	2,4678	2,4678	2,4678
0.06	2,2953	2,2953	2,2953	2,2953	2,2952	2,2952	2,2952
0.07	2,1508	2,1508	2,1508	2,1508	2,1508	2,1508	2,1507
0.08	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269	2,0269
0.09	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187	1,9187
0.1	1,8229	1,8229	1,6229	1,8229	1,8229	1,8229	1,8229
0.2	1,2227	1,2227	1,2227	1,2226	1,2226	1,2226	1,2226
0.3	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057	0,9057
0.4	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024	0,7024
0.5	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598	0,5598
0.6	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544	0,4544
0.7	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738	0,3738
0.8	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106	0,3106
0.9	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602	0,2602
1.0	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194	0,2194
2.0	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489	0,0489
3.0	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130
4.0	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
5.0	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011
6.0	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
7.0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
8.0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000





TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$

(Continuación)

$u \backslash r/B$	0.065	0.07	0.075	0.08	0.085	0.09	0.095	0.10
0	5.7067	5.5596	5.4228	5.2950	5.1750	5.0620	4.9553	4.8541
0.000001								
0.000002								
0.000003								
0.000004								
0.000005								
0.000006								
0.000007								
0.000008								
0.000009								
0.00001								
0.00002								
0.00003								
0.00004								
0.00005								
0.00006								
0.00007								
0.00008								
0.00009								
0.0001	5.7067	5.5596	5.5468	5.2950				
0.0002	5.7059	5.5593	5.4227	5.2949	5.1750	5.0620	4.9553	
0.0003	5.6999	5.5562	5.4212	5.2942	5.1747	5.0619	4.9552	4.8541
0.0004	5.6860	5.5476	5.4160	5.2912	5.1730	5.0610	4.9547	4.8539
0.0005	5.6648	5.5330	5.4062	5.2848	5.1689	5.0585	4.9532	4.8530
0.0006	5.6383	5.5134	5.3921	5.2749	5.1621	5.0539	4.9502	4.8510
0.0007	5.6081	5.4902	5.3745	5.2618	5.1526	5.0471	4.9454	4.8478
0.0008	5.5755	5.4642	5.3542	5.2461	5.1406	5.0381	4.9388	4.8430
0.0009	5.5416	5.4364	5.3317	5.2282	5.1266	5.0272	4.9306	4.8368
0.001	5.5071	5.4075	5.3078	5.2087	5.1109	5.0133	4.9208	4.8292
0.002	5.1803	5.1170	5.0517	4.9848	4.9166	4.8475	4.7778	4.7079
0.003	4.9180	4.8722	4.8243	4.7746	4.7234	4.6707	4.6169	4.5622
0.004	4.7068	4.6710	4.6335	4.5942	4.5535	4.5111	4.4676	4.4230
0.005	4.5314	4.5022	4.4713	4.4389	4.4050	4.3699	4.3335	4.2960
0.006	4.3819	4.3573	4.3311	4.3036	4.2747	4.2446	4.2134	4.1812
0.007	4.2518	4.2305	4.2078	4.1839	4.1588	4.1326	4.1053	4.0771
0.008	4.1368	4.1180	4.0980	4.0769	4.0547	4.0315	4.0073	3.9822
0.009	4.0336	4.0169	3.9991	3.9802	3.9603	3.9395	3.9178	3.8952
0.01	3.9403	3.9252	3.9091	3.8920	3.8741	3.8552	3.8356	3.8150
0.02	3.3071	3.2997	3.2917	3.2832	3.2742	3.2647	3.2547	3.2442
0.03	2.9284	2.9235	2.9183	2.9127	2.9069	2.9007	2.8941	2.8873
0.04	2.6589	2.6553	2.6515	2.6475	2.6432	2.6386	2.6338	2.6288
0.05	2.4505	2.4478	2.4448	2.4416	2.4383	2.4347	2.4310	2.4271
0.06	2.2812	2.2790	2.2766	2.2740	2.2713	2.2684	2.2654	2.2622
0.07	2.1391	2.1372	2.1352	2.1331	2.1308	2.1284	2.1258	2.1232
0.08	2.0169	2.0153	2.0136	2.0118	2.0099	2.0078	2.0056	2.0034
0.09	1.9101	1.9087	1.9072	1.9056	1.9040	1.9022	1.9003	1.8983
0.1	1.8153	1.8141	1.8128	1.8114	1.8099	1.8084	1.8067	1.8050
0.2	1.2196	1.2192	1.2186	1.2181	1.2175	1.2168	1.2162	1.2155
0.3	0.9040	0.9038	0.9035	0.9029	0.9025	0.9022	0.9018	0.9018
0.4	0.7014	0.7012	0.7010	0.7008	0.7006	0.7004	0.7002	0.7000
0.5	0.5591	0.5590	0.5588	0.5586	0.5584	0.5583	0.5581	0.5581
0.6	0.4539	0.4538	0.4537	0.4536	0.4525	0.4534	0.4533	0.4532
0.7	0.3734	0.3733	0.3733	0.3732	0.3731	0.3730	0.3729	0.3729
0.8	0.3103	0.3103	0.3102	0.3102	0.3101	0.3101	0.3100	0.3100
0.9	0.2600	0.2599	0.2599	0.2599	0.2598	0.2598	0.2597	0.2597
1.0	0.2192	0.2192	0.2191	0.2191	0.2191	0.2190	0.2190	0.2190
2.0	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0488	0.0488
3.0	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130
4.0	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038
5.0	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
6.0	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
7.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
8.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$

(Continuación)

$u \backslash r/b$	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
0	2.0258	1.8488	1.6931	1.5550	1.4317	1.3210	1.2212	1.1307
0.00001								
0.00002								
0.00003								
0.00004								
0.00005								
0.00006								
0.00007								
0.00008								
0.00009								
0.0001								
0.0002								
0.0003								
0.0004								
0.0005								
0.0006								
0.0007								
0.0008								
0.0009								
0.001								
0.002								
0.003								
0.004								
0.005								
0.006	2.0558							
0.007	2.0257							
0.008	2.0256	1.8488						
0.009	2.0253	1.8487						
0.01	2.0248	1.8486	1.6931	1.5550	1.4317	1.3210	1.2212	1.1307
0.02	2.0023	1.8379	1.6883	1.5530	1.4309	1.3207	1.2210	1.1306
0.03	1.9515	1.8062	1.6695	1.5423	1.4251	1.3177	1.2195	1.1299
0.04	1.8869	1.7603	1.6379	1.5213	1.4117	1.3094	1.2146	1.1270
0.05	1.8181	1.7075	1.5985	1.4927	1.3914	1.2955	1.2052	1.1210
0.06	1.7497	1.6524	1.5551	1.4593	1.3663	1.2770	1.1919	1.1116
0.07	1.6835	1.5973	1.5101	1.4232	1.3380	1.2551	1.1754	1.0993
0.08	1.6206	1.5436	1.4650	1.3860	1.3078	1.2310	1.1564	1.0847
0.09	1.5609	1.4918	1.4206	1.3486	1.2766	1.2054	1.1358	1.0682
0.1	1.5048	1.4422	1.3774	1.3115	1.2451	1.1791	1.1140	1.0505
0.2	1.0879	1.0592	1.0286	0.9964	0.9629	0.9284	0.8932	0.8575
0.3	0.8306	0.8142	0.7964	0.7775	0.7577	0.7369	0.7154	0.6932
0.4	0.6551	0.6446	0.6332	0.6209	0.6080	0.5943	0.5801	0.5653
0.5	0.5278	0.5206	0.5128	0.5044	0.4955	0.4860	0.4761	0.4658
0.6	0.4317	0.4266	0.4210	0.4150	0.4086	0.4018	0.3946	0.3871
0.7	0.3572	0.3534	0.3493	0.3449	0.3401	0.3351	0.3297	0.3242
0.8	0.2982	0.2953	0.2922	0.2889	0.2853	0.2815	0.2774	0.2732
0.9	0.2507	0.2485	0.2436	0.2408	0.2378	0.2347	0.2314	
1.0	0.2120	0.2103	0.2085	0.2065	0.2043	0.2020	0.1995	0.1970
2.0	0.0480	0.0477	0.0475	0.0470	0.0463	0.0460		
3.0	0.0129	0.0128	0.0128	0.0127	0.0127	0.0126	0.0125	0.0125
4.0	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037
5.0	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
6.0	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
7.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
8.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$

(Continuación)

$u \backslash r/B$	0,85	0,9	0,95	1,0	1,5	2,0	2,5
0	1.0485	0.9735	0.9049	0.8420	0.4276	0.2278	0.1247
0.000001							
0.000002							
0.000003							
0.000004							
0.000005							
0.000006							
0.000007							
0.000008							
0.000009							
0.0001							
0.0002							
0.0003							
0.0004							
0.0005							
0.0006							
0.0007							
0.0008							
0.0009							
0.001							
0.002							
0.003							
0.004							
0.005							
0.006							
0.007							
0.008							
0.009							
0.01	1.0485						
0.02	1.0484	0.9735	0.9049				
0.03	1.0481	0.9733	0.9048	0.8420			
0.04	1.0465	0.9724	0.9044	0.8418			
0.05	1.0426	0.9700	0.9029	0.8409			
0.06	1.0362	0.9657	0.9001	0.8391			
0.07	1.0272	0.9593	0.8956	0.8360	0.4276		
0.08	1.0161	0.9510	0.8895	0.8316	0.4275		
0.09	1.0032	0.9411	0.8819	0.8259	0.4274		
0.1	0.9890	0.9297	0.8730	0.8190	0.4271	0.2278	
0.2	0.8216	0.7857	0.7501	0.7148	0.4135	0.2268	0.1247
0.3	0.6706	0.6476	0.6244	0.6010	0.3812	0.2211	0.1240
0.4	0.5501	0.5345	0.5186	0.5024	0.3411	0.2096	0.1217
0.5	0.4550	0.4440	0.4326	0.4210	0.3007	0.1944	0.1174
0.6	0.3793	0.3712	0.3629	0.3543	0.2630	0.1774	0.1112
0.7	0.3183	0.3123	0.3060	0.2996	0.2292	0.1602	0.1040
0.8	0.2687	0.2641	0.2592	0.2543	0.1994	0.1436	0.0961
0.9	0.2280	0.2244	0.2207	0.2168	0.1734	0.1281	0.0881
1.0	0.1943	0.1914	0.1885	0.1885	0.1509	0.1139	0.0803
2.0	0.0456	0.0452	0.0448	0.0444	0.0394	0.0335	0.0271
3.0	0.0124	0.0123	0.0123	0.0122	0.0112	0.0100	0.0086
4.0	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0034	0.0031	0.0027
5.0	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010	0.0009
6.0	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003
7.0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
8.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

TABLAS DE LA FUNCION DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO  $W(u, r/B)$

(Continuación)

$u \backslash r/B$	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0
0	0,0695	0,0392	0,0223	0,0128	0,0074	0,0025	0,0008	0,0003
0,00001								
0,00002								
0,00003								
0,00004								
0,00005								
0,00006								
0,00007								
0,00008								
0,00009								
0,0001								
0,0002								
0,0003								
0,0004								
0,0005								
0,0006								
0,0007								
0,0008								
0,0009								
0,001								
0,002								
0,003								
0,004								
0,005								
0,006								
0,007								
0,008								
0,009								
0,01								
0,02								
0,03								
0,04								
0,05								
0,06								
0,07								
0,08								
0,09								
0,1								
0,2	0,0695							
0,3	0,0694							
0,4	0,0691	0,0392						
0,5	0,0681	0,0390	0,0223					
0,6	0,0664	0,0386	0,0222	0,0128				
0,7	0,0639	0,0379	0,0221	0,0127				
0,8	0,0607	0,0368	0,0218	0,0127	0,0074			
0,9	0,0572	0,0354	0,0213	0,0125	0,0073			
1,0	0,0534	0,0338	0,0207	0,0123	0,0073	0,0025		
2,0	0,0210	0,0156	0,0112	0,0077	0,0051	0,0021	0,0008	0,0003
3,0	0,0071	0,0057	0,0045	0,0034	0,0025	0,0012	0,0006	0,0002
4,0	0,0024	0,0020	0,0016	0,0013	0,0010	0,0006	0,0003	0,0002
5,0	0,0008	0,0007	0,0006	0,0005	0,0004	0,0002	0,0001	0,0001
6,0	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000
7,0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
8,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

TABLA 19

CAUDALES EN m<sup>3</sup>/h PARA DIFERENTES RELACIONES DE TUBERIAS Y DIAFRAGMAS  
(Sociedad Layne y Boyler)

Alturas manométricas (cm)	Orificio 3"		Orificio 4"		Orificio 5"	
	Tubo 4"	Tubo 6"	Tubo 6"	Tubo 8"	Tubo 6"	Tubo 8"
12.70	22,700	17,252	32,915	31,780	63,560	49,940
15.24	24,516	18,614	36,326	34,050	69,235	54,480
17.78	26,105	19,976	39,044	36,320	74,456	59,020
20.32	27,694	21,338	41,995	38,590	79,450	63,560
22.86	29,056	22,473	44,265	40,860	84,444	67,646
25.40	30,191	23,608	46,535	43,130	89,211	71,732
30.48	33,142	25,878	51,075	47,216	97,610	78,542
35.56	35,639	27,921	55,161	50,848	105,555	85,352
40.64	37,909	29,964	58,339	54,026	112,365	91,254
45.72	40,406	31,780	61,517	57,204	118,948	96,702
50.80	42,449	33,596	64,696	60,382	124,396	101,923
55.88	44,719	35,412	67,873	63,333	129,844	106,690
63.50	47,670	37,909	71,959	67,419	138,016	112,592
76.20	52,210	41,541	78,542	73,775	151,616	121,672
88.90	56,750	44,719	85,125	79,223	164,802	130,752
101.60	60,382	47,670	91,027	84,217	177,287	139,832
114.30	63,787	50,394	96,475	88,984	187,956	148,004
127.00	67,192	53,118	101,696	93,751	197,944	155,722
139.70	70,370	55,842	106,463	98,291	207,024	163,667
152.40	73,321	58,339	111,003	102,831	215,196	170,477
165,10	76,045	60,836	115,543	107,144	222,687	177,287
177,80	79,223	63,560	119,175	111,457	230,632	184,097

(Continuación)

Alturas manométricas (cm)	Orificio 6"		Orificio 7"	Orificio 8"	Orificio 9"	Orificio 10"
	Tubo 8"	Tubo 10"	Tubo 10"	Tubo 10"	Tubo 12"	Tubo 12"
12.70	86,260	76,640			187,275	249,700
15.24	92,616	78,315			203,165	272,400
17.78	98,291	83,990			219,055	295,100
20.32	103,966	89,665	136,200	212,245	234,264	317,800
22.86	109,641	95,340	143,691	225,184	248,111	335,960
25.40	115,316	101,015	151,182	236,080	260,596	354,120
30.48	126,212	111,230	165,256	254,240	283,750	387,035
35.56	135,973	120,310	178,195	271,038	306,904	418,815
40.64	144,372	128,936	190,226	287,382	327,107	447,190
45.72	152,544	137,108	201,349	303,272	345,040	474,203
50.80	160,716	144,372	211,791	318,708	363,200	500,308
55.88	168,888	150,728	222,233	333,917	380,679	525,732
63.50	179,557	160,262	236,761	353,439	404,741	558,647
76.20	194,539	175,471	259,461	385,219	439,245	610,630
88.90	208,613	189,772	280,345	416,999	474,430	662,613
101.60	222,233	201,349	297,597		501,670	710,510
114.30	234,718	212,018	314,849		530,726	748,646
127.00	247,203	222,914	331,647		557,058	789,279
139.70	258,780	233,129	348,218		582,255	824,918
152.40	270,130	242,436	362,746		607,452	862,600
165,10	280,572	251,062				
177,80	290,560	258,780				

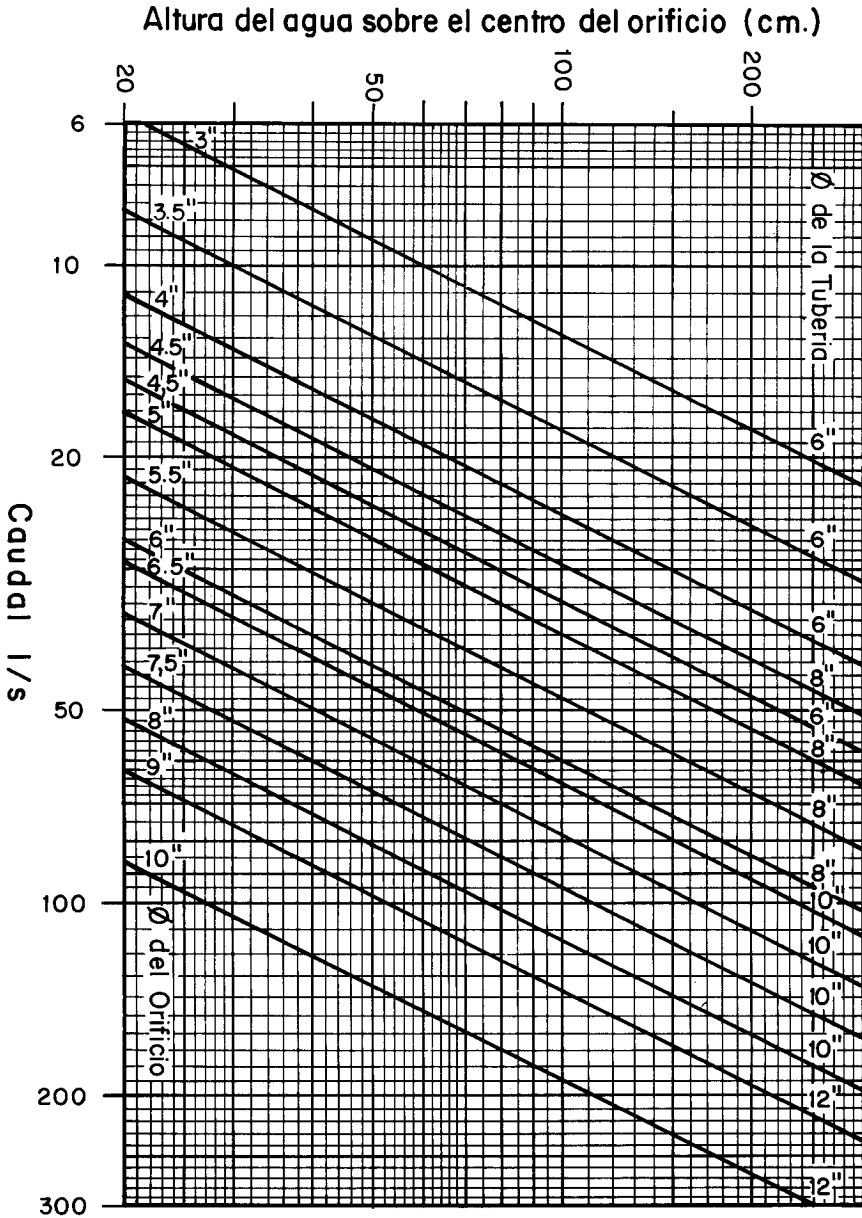
TABLA 20

CAUDALES EN m<sup>3</sup>/h PARA DIFERENTES RELACIONES DE TUBERIAS Y DIAFRAGMAS  
(Filtros Johnson)

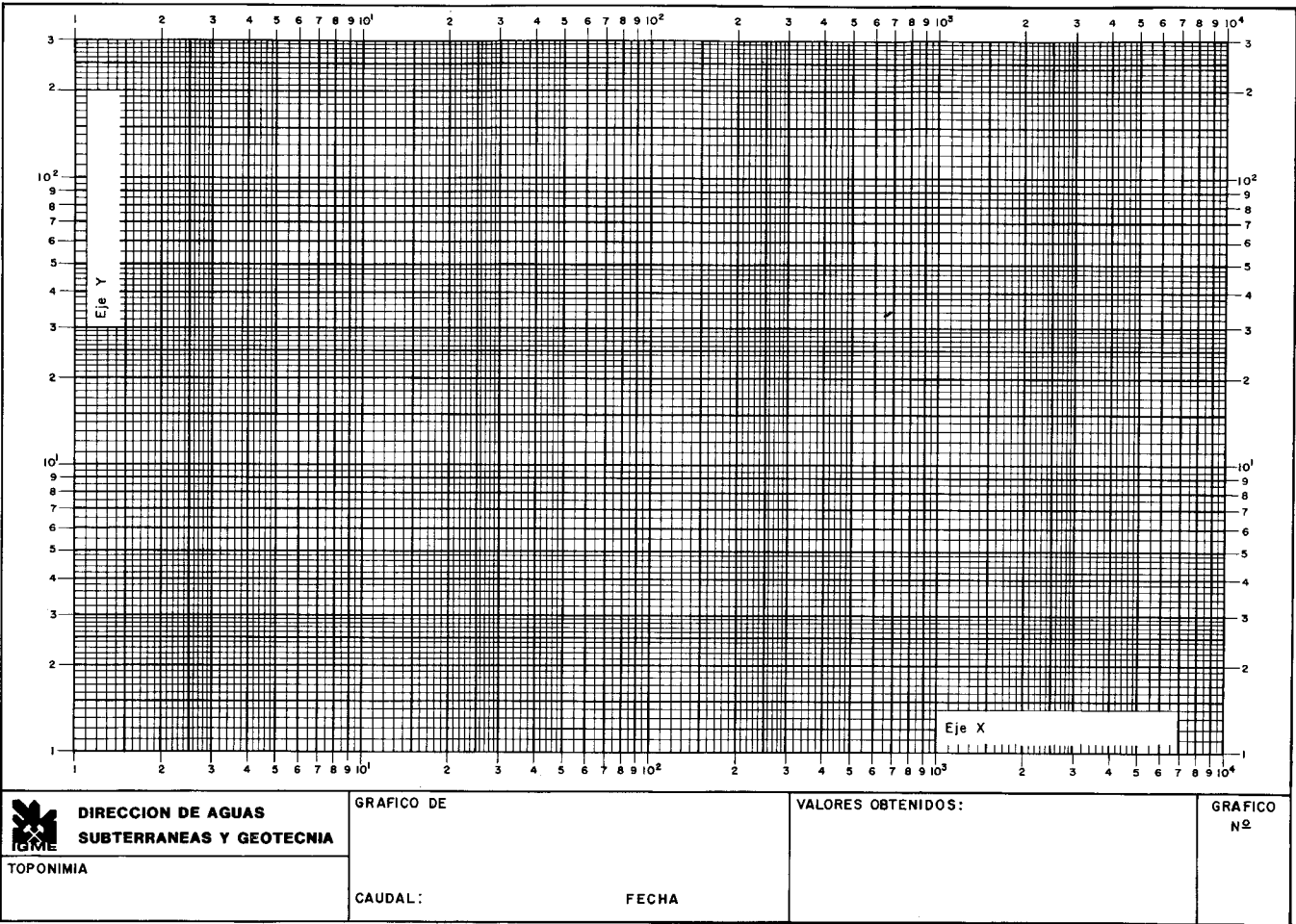
∅ de los orificios	2, 1/2-4	3-6	3-4	4-8	4-6
Relación d/D	0,615	0,5	0,75	0,5	0,66
Alturas manométricas (cm)	Caudal en m <sup>3</sup> /h				
12,7	12,485		20,203		
15,24	13,620	18,614	22,014	32,688	35,866
17,78	14,755	19,976	23,835	35,412	38,817
20,32	15,663	21,338	25,424	37,682	41,314
22,86	16,571	22,700	27,013	39,952	43,811
25,40	17,479	24,062	28,602	42,222	46,308
30,47	19,295	26,105	31,326	46,535	50,621
35,55	20,884	28,375	33,823	49,940	54,707
40,63	22,246	29,964	36,093	53,345	58,566
45,71	23,608	31,780	38,136	56,750	61,971
50,79	24,970	34,050	40,406	60,155	65,376
55,87	26,105	35,866	42,222	62,425	68,554
63,49	27,694	38,136	44,946	66,965	73,094
76,19	30,418	41,314	49,259	73,775	80,131
88,89	32,915	44,946	53,345	80,585	86,260
101,60	35,185	47,670	56,977	83,990	91,935
114,30	37,228	50,621	60,609	89,665	97,610
127,00	39,271	53,345	63,560	94,205	103,285
152,40	43,130	59,020	70,370	103,285	113,500

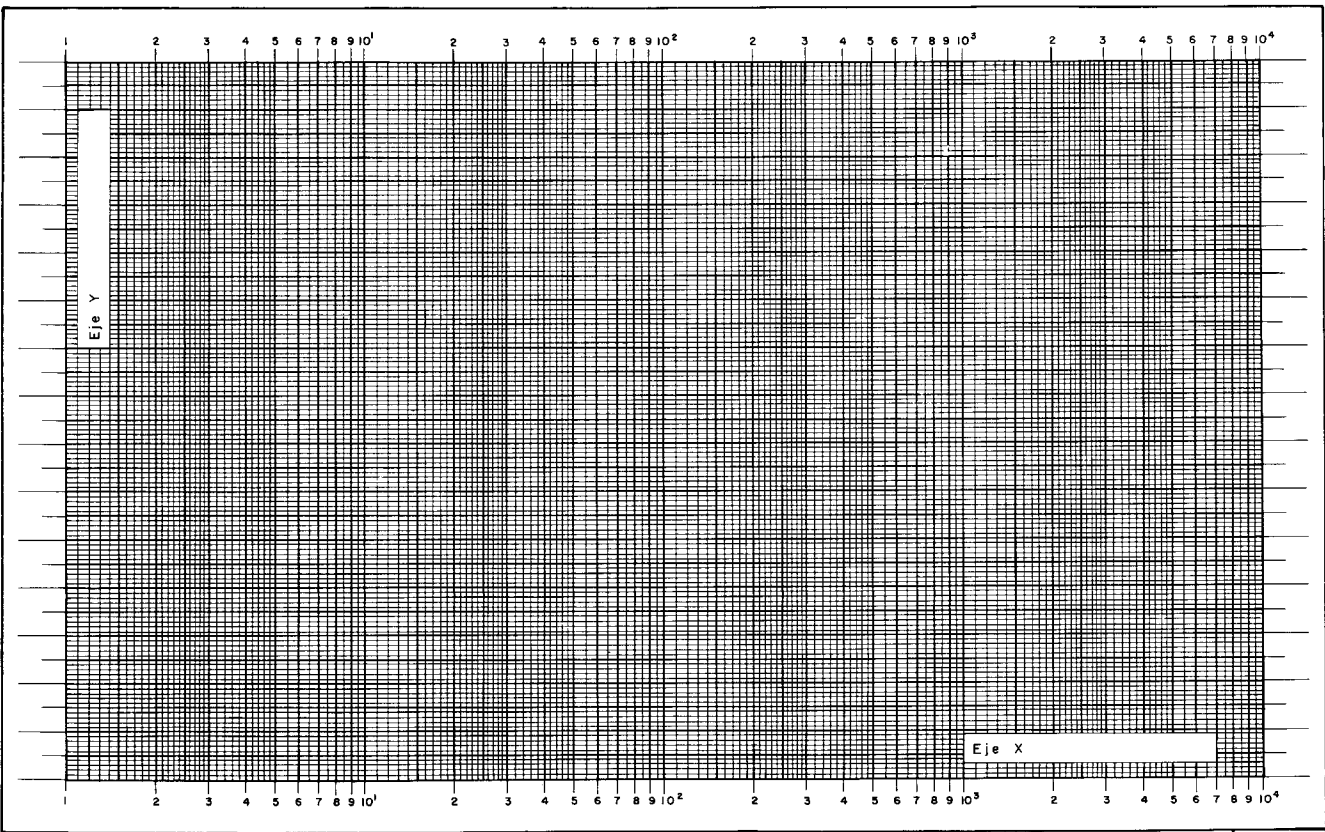
(Continuación)

∅ de los orificios	5-8	6-8	6-10	7-10	8-10
Relación d/D	0,625	0,75	0,6	0,7	0,8
Alturas manométricas (cm)	Caudal en m <sup>3</sup> /h				
15,24	54,480	88,530			
17,78	59,020	95,340	83,990	122,580	188,410
20,32	62,425	102,150	89,665	131,660	199,760
22,86	66,965	107,825	95,340	138,470	213,380
25,40	70,370	113,500	99,880	145,280	224,730
30,47	77,380	124,850	108,960	158,900	245,160
35,55	82,855	135,065	118,040	172,520	265,590
40,63	88,530	144,145	125,985	183,870	283,750
45,71	94,205	153,225	133,930	195,220	301,910
50,79	99,880	161,170	140,740	206,570	317,800
55,87	104,420	169,115	147,550	215,650	333,690
63,49	111,230	180,465	156,630	231,540	354,120
76,19	122,580	197,490	172,520	254,240	388,170
88,89	131,660	213,380	186,140	274,670	419,950
101,60	140,740	227,000	199,760	292,830	449,460
114,30	149,820	240,620	211,110	310,990	
127,00	156,630	254,240	222,460	326,880	
152,40	172,520	279,210	245,160	358,660	









 <b>DIRECCION DE AGUAS SUBTERRANEAS Y GEOTECNIA</b>	GRAFICO DE	VALORES OBTENIDOS:	GRAFICO Nº
	CAUDAL :		



Apendice D. Tablas y gráficos de uso más frecuente

ESCALA 1					
n=					
ESCALA 2					
n=					
ESCALA 3					
n=					

ESCALON	Q ( )	Q (m <sup>3</sup> /día)	- d (m)	d/Q (m/m <sup>3</sup> /día)	VALORES OBTENIDOS
1					
2					
3					
4					
5					
6					

	TOPONIMIA:	GRAFICO DE	FECHA	GRAFICO Nº
--	------------	------------	-------	------------



**REFERENCIAS  
BIBLIOGRAFICAS**



- BENCOMO, C.: «Bombeos a "Caudal Crítico"». *Boletín Geológico y Minero*.
- BENÍTEZ, A.: *Captación de aguas subterráneas*. Editorial Dossat, Madrid, 1963.
- BOULTON, N. S.: *The drawdown of water-table under non steady conditions near a pumped well in an unconfined formation*. Proceeding of the Institute of Civil Engineers (London), 1954.
- BRUGG: *Catálogos sobre grupos moto-bombas*.
- CASTANY, G.: *Tratado práctico de las aguas subterráneas*. Ediciones Omega, S. A., Barcelona, 1971.
- CHARNII, I. A.: «Una derivación rigurosa de la fórmula de Dupuit para flujo libre con superficie de goteo (en ruso)». *Dokl. Akad. Nauk SSR*, vol. 79, núm. 6, 1951. (Ref.: E. Custodio.)
- CHOW, V. I.: «On the determination of transmissivity and storage coefficients from pumping test data». *Transactions Am. Geophysical Union*, vol. 33, 1952.
- CUSTODIO E., y LLAMAS, M. R.: *Hidrología Sibterránea*. Ediciones Omega. Barcelona, 1976.
- DA COSTA, A., y FALCÓN MORENO, E.: *Manual de métodos cuantitativos en el estudio de agua subterránea: organización y realización de pruebas de acuíferos*. U. S. Geological Survey. Phoenix, Arizona, 1963.
- DAVIS, S. N., y DE WIEST, R. J. M.: *Hydrogeology*. Ed. John Wiley and Sons, 1966.
- DE GLEE, G. J.: *Over Groundwaterstromingen bij Wateronttrekking door middel von Putten*. Tesis doctoral. J. Waltman, Jr., Delft, 1930.
- DUPUIT, J.: *Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux*. Paris, 1863.
- FEHLMAN: *Catálogos sobre pozos radiales horizontales*.
- GEOTRÓN: *Hidroniveles*.
- HANTUSH, M. S.: «Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers». *Trans. Am. Geophysical Union*, diciembre 1956.
- HANTUSH, M. S., y JACOB, C. E.: «Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer». *Transactions Am. Geophysical Union*, vol. 36, núm. 1.
- IGLESIAS, L. A.: *Métodos teórico-prácticos para la realización de ensayos de bombeo*. Apuntes del Curso de Hidrogeología «Noel Llopis», 1977.
- : *Informe-resumen sobre los ensayos de bombeo realizados por el Instituto Geológico y Minero de España en Baleares*. Informe interno IGME. 133 ensayos en Mallorca. 64 ensayos en Ibiza. 42 en Menorca.
- : *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Sa Bassa des Coll*. Felanitx. Informe interno IGME, 1973.
- IGLESIAS, L. A., y RIESTRA, F. C.: *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Son Porque*. Porreras. Informe interno IGME, 1974.
- : *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Sa Cova*. Artá. Informe interno IGME. 1972.
- IGLESIAS, L. A., y RODRÍGUEZ GAVELA, W.: *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Son Monjo*. Llucmajor. Informe interno IGME, 1974.
- : *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Son Ellobeta*. Andraitx Informe interno IGME 1974.
- IGLESIAS, L. A., y BAUTISTA, R. F.: *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de Port des Turrent*. S. José. Informe interno IGME, 1975.
- : *Nota técnica sobre el ensayo de bombeo de C'an Matas*. Ibiza. Informe interno IGME, 1974.
- IGLESIAS, L. A., y RODRÍGUEZ GAVELA, W.: «Método de ensayo en acuíferos de alta permeabilidad. Salinizados por intrusión marina. *Tecniterrae* núm. 13, 1976.
- INDAR, S. A.: *Catálogos sobre grupos moto-bombas*.
- JACOB, C. E.: «On the flow of water in an elastic artesian aquifer». *Transactions Am. Geophysical Union*, 1940.
- : «Determining the permeability of water-table aquifers». En Bentall: *Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown*. U. S. Geological Survey, *Water-Supply Paper* núm. 1.536-1. Washington, 1963.
- JENKINS, C. T.: *Techniques for computing rate and volume os stream depletion by wells*. Ground Water, 1968.
- : «Electric-analog and digital-computer model analysis of stream depletion by wells». *Ground Water*, noviembre-diciembre 1968.

- JORDANA SOLER: *Aire Comprimido*. Ediciones Dossat, S. A., 1957.
- KRUSEMAN, G. P., y DE RIDDER, N. A.: *Analysis and evaluation of pumping test data*. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Boll. núm. 11. Holanda, 1970.
- LENNOS, D. H.: «Analysis and application of step drawdown test». Proc. ASCE, *Journal of the Hydraulics Division*, nov. 1966.
- MOGG, J. L.: «Step drawdown test needs critical review». *Ground Water*, enero-febrero 1969.
- OTT: *Catálogos sobre hidroniveles*.
- PAPADOPULOS I. S., y COOPER, H. H., Jr.: «Drawdown in a well of large diameter». *Water Resources Research*, 3, 1967.
- PIRELLI: *Catálogos sobre conductores eléctricos*.
- PLEUGER, S. A. *Catálogos sobre grupos moto-bombas*.
- PRICKETT, T. A.: «Type-curve solution to aquifer tests under water-table conditions». *Ground Water*, julio 1965.
- PRICKETT, T. A., y LONNQUIST, C. G.: *Selected digital computer for ground-water resources evaluation*. Illinois State Water Survey, 1971.
- RAMTOR, S. A.: *Catálogos sobre hidroniveles*.
- RANNEY: *Catálogos sobre pozos radiales horizontales*.
- RORABAUGH, M. I.: «Graphical and theoretical analysis of step drawdown test of artesian well». *Proc. Am. Soc. Civil. Eng.*, vol. 79, diciembre 1953.
- THEIS, C. V.: «The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage». *Trans. Am. Geophysical Union*, vol. 16, 1935.
- THEIS, C. V.; BROWN, R. H., y MEYER, R. R.: «Estimating the transmissibility of aquifers from the specific capacity of wells». Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown. U. S. Geological Survey, *Water Supply Paper* núm. 1536-I. Washington, 1963.
- THEIM, G.: *Hydrologische Methoden*. Gebhardt, Leipzig, 1906.
- T. N. O.: *Steady flow of ground-water towards wells*. Committee for Hydrological Research TNO. La Haya, 1964.
- VILLANUEVA, M. M.: *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en Daimiel (C. Real)*. Informe interno IGME, 1980.
- : *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en Cabañas (Zaragoza)*. Informe interno IGME, 1980.
- : *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en Almansa (Albacete)*. Informe interno IGME, 1976.
- : *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en La Robla (León)*. Informe interno IGME, 1976.
- : *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en el pozo Júcar, de NEASA, Jumilla (Murcia)*, 1971.
- : *Informe sobre el ensayo de bombeo realizado en Arévalo (Avila)*. Informe interno IGME, 1975.
- WALTON, W. C.: «Application and limitation of methods used to analyze pumping test data». *Water Well Journal*, febrero-marzo 1960
- WALTON, W. C.: *Leaky artesian aquifer conditions in Illinois*. Illinois State Water Survey Report of Investigation núm. 39, 1960.
- WALTON, W. C.: *Groundwater resource evaluations*. McGraw Hill Book, Co., 1970.

**TABLA DE  
SIMBOLOS UTILIZADOS**





A	área.
A	coeficiente de descenso teórico.
B	factor de goteo.
B	coeficiente de pérdidas de carga.
$b$	espesor del acuífero.
$b'$	espesor del semipermeable.
$b'/k'$	resistividad hidráulica.
K	permeabilidad.
$K_h$	permeabilidad horizontal.
$K_v$	permeabilidad vertical.
K.V	Kilovoltios.
K.W	Kilovatios.
K.V.A.	Kilovoltios-amperios.
$K_0(R/B)$	función de pozo en acuíferos semiconfinados.
$K'$	permeabilidad vertical en capas semiconfinantes.
$K'/b'$	coeficiente de goteo.
$W(u)$	función de pozo en acuífero semiconfinado.
T	transmisividad.
$t$	tiempo.
$t_0$	tiempo.
$t'$	tiempo de parada del bombeo.
$H_v$	descenso por vaciado.
$H_0$	espesor saturado de acuífero.
$h$	potencial hidráulico (N. piezométrico).
H	altura.
$H_p$	espesor saturado en régimen dinámico.
$d$	descenso o depresión.
$d_p$	descenso en pozo de bombeo.
$d_i$	descenso a una distancia genérica.
$d_r$	descenso residual.
$\delta$	longitud relativa de la zona filtrante.
$d_c$	descenso teórico en pozo completo.
F	recargas exteriores.
$F(\delta, \epsilon)$	función específica para estudio de pozos incompletos.
G	función auxiliar en pozos incompletos.
$X_0$	distancia entre el pozo de bombeo y borde de recarga.
$\epsilon$	excentricidad relativa de zona filtrante.
$\lambda$	longitud de rejilla.
V	volumen
$v$	velocidad.
$w$	vatios.
$\alpha$	constante empírica.
$1/\alpha$	índice de retraso.
L	longitud.
$u$	variable auxiliar de la función de pozo.
S	coeficiente de almacenamiento.
S	superficie.
$\gamma$	peso específico del líquido.
$\mu$	viscosidad.
Q	caudal.
R	radio de influencia.
$r_i$	distancia genérica.
$r_p$	radio del pozo.
$r$	distancia del pozo de bombeo al piezómetro.

$r_e$	radio equivalente.
$R_m$	rendimiento mecánico.
$R_e$	rendimiento eléctrico.
$i$	gradiente hidráulico.
$m$	pendiente.
$\Delta d$	incremento de descenso.
$n$	coeficiente exponencial.
$V_m$	velocidad media.
$P$	perímetro.
$P$	potencia.
$P_c$	pérdidas de carga.
$P_b$	potencia de bomba.
$P_r$	potencia total.
$U$	tensión.
$I$	intensidad.
$C.V$	caballos de vapor.
$FD$	función de desviación.
$F_x$	función de error sobre el eje X.
$F_y$	función de error sobre el eje OY.
$e$	error en las medidas de caudal y descenso.

**INDICE DE TABLAS,  
GRAFICOS Y FIGURAS**



INDICE DE TABLAS

	<u>Págs.</u>
Tabla 1. Valores de la transmisividad (según autores) .....	21
Tabla 2. Valores de la permeabilidad (según autores) .....	22
Tabla 3. Valores del coeficiente de almacenamiento (según autores) ...	23
Tabla 4. Valores del radio de influencia (según autores) .....	47
Tabla 5. Tabla de la función de pozo $W(u)$ (tomado de Benítez, 1963) .	64
Tabla 6. Valores de $u$ , $W(u)$ y $F(u)$ para utilizar en el método de Chow (tomado de Kruxeman y De Ridder, 1970).....	78
Tabla 7. Tablas de la función de pozo en acuífero semiconfinado $W(u, r/B)$ (tomado de Custodio y Llamas, 1976).....	82
Tabla 8. Coeficiente corrector del tiempo de estabilización $t_e = 10 \frac{x_0^2 S}{T}$ (preparado por autores) .....	153
Tabla 9. Valores tabulados del ábaco de Jenkins .....	156
Tabla 10. Valores de $F(\delta, \epsilon)$ . ( $\epsilon$ en valor absoluto) (tomados de T. N. O. 1964) .....	172
Tabla 11. Valores de la función $1 + \alpha^{n+1}$ para el análisis de datos de ensayos de bombeo escalonado. Los valores de $n \geq 2,0$ han sido obtenidos con ordenador (según Custodio, 1972, informe interno) .....	213
Tabla 12. Valores de la función de error sobre el eje OX, $F_x(e)$ , en función del error $e$ , sobre la medida del caudal y el valor del exponente $n$ .....	219
Tabla 13. «De $F_{yq}(e)$ en función de $e$ » .....	220
Tabla 14. Tablas de la función de desviación FD, según valores de la relación $r$ entre el descenso específico en presencia y en ausencia de pérdidas de carga .....	225
Tabla 15. Valores de la relación $r$ entre los descensos específicos de escalones sucesivos necesarios para ser aplicable el método de bombeos escalonados .....	228
Tabla 16. Caudales en función de «h» para un vertedero sin contracción lateral .....	272
Tabla 17. Caudales en función de «h», para un vertedero con contracción lateral .....	274
Tabla 18. Caudales correspondientes a vertederos triangulares con distintos ángulos .....	275
Tabla 19. Caudales en $m^3/h$ para diferentes relaciones de tuberías y diafragmas (Sociedad Layne y Boyler) .....	279
Tabla 20. Caudales en $m^3/h$ para diferentes relaciones de tuberías y diafragmas (filtros Johnson) .....	280
Tabla 21. Parte de bombeo. Descenso .....	311
Tabla 22. Parte de recuperación. Ascenso .....	312



INDICE DE GRAFICOS

	<u>Págs.</u>
Gráfico 1. Recta ( $d_i - \lg r_i$ ) para el cálculo de T, R y pérdidas en el pozo en régimen permanente .....	38
Gráfico 2. Recta ( $d - \lg r$ ) obtenida de los pares de valores ( $r_i, d_i$ ) procedentes de la observación en campo .....	39
Gráfico 3. Función $K_0(r/B)$ para acuífero semiconfinado en régimen permanente .....	45
Gráfico 4. Recta ( $d - r$ ) para el problema número 1 .....	53
Gráfico 5. Rectas ( $d - r$ ) (con y sin corrección) para el problema número 2 .....	56
Gráfico 6. Función $W(u)$ de pozo en acuífero confinado (curva de Theis). Valores tomados de Benítez (1963) .....	65
Gráfico 7. Curva de campo descenso-tiempos .....	66
Gráfico 8. Recta de Jacob .....	71
Gráfico 9. Recta de Jacob, ajustada de los valores de campo (gráfico de campo) .....	72
Gráfico 10. Curva de campo ( $d - \lg t$ ) para la interpretación por el método de la tangente o de Ven te Chow .....	76
Gráfico 11. Gráfico de $W(u)$ y $u$ en función de $F(u)$ . Gráfico de Chow tomado de A. Benítez, 1972 .....	77
Gráfico 12. Función de pozo $W(u, r/B)$ en acuífero semiconfinado (Hantush, 1956) .....	81
Gráfico 13. Recta ( $d_i - \lg r_i$ ) de perfil de descensos para un tiempo fijo $t$ .	84
Gráfico 14. Recta ( $d_i - \lg r_i$ ) obtenida de los pares de valores procedentes de la observación en campo a un tiempo fijo $t$ de iniciado el bombeo .....	85
Gráfico 15. Familia de rectas ( $d_i - r_i$ ) obtenidas de los valores de campo para diversos tiempos fijos $t_i$ .....	87
Gráfico 16. Curva ( $\lg d - \lg t$ ) de descensos en el pozo de bombeo para el ejercicio número 5 .....	106
Gráfico 17. Curva ( $\lg d - \lg t$ ) de descensos en el piezómetro de observación para el ejercicio número 5 .....	106
Gráfico 18. Recta ( $d - \lg t$ ) en el pozo de bombeo para el ejercicio número 5 .....	107
Gráfico 19. Recta ( $d - \lg t$ ) de descensos en el piezómetro para el ejercicio número 5 .....	107

	<u>Págs.</u>
Gráfico 20. Curvas ( $\lg d - \log t$ ) de descensos en pozo y piezómetro para el ejercicio número 6 .....	111
Gráfico 21. Recta de recuperación .....	117
Gráfico 22. Rectas de recuperación con efectos de vaciado y recarga ...	120
Gráfico 23. Cálculo de «T» en recuperación para el ejercicio número 7 ..	124
Gráfico 24. Cálculo de «T» y del área de embalse. Curva de recuperación para el ejercicio número 8 .....	125
Gráfico 25. Evolución descensos-tiempo en un pozo con falta de desarrollo .....	129
Gráfico 26. Curvas de campo ( $d - \lg t$ ) con efecto de recarga para distintas hipótesis .....	131
Gráfico 27. Curvas de campo ( $\lg d - \lg t$ ) con efectos de recarga para distintas hipótesis .....	132
Gráfico 28. Esquema de curvas de campo ( $d - \lg t$ ) con efecto de reciclaje del agua bombeada .....	134
Gráfico 29. Esquema para el análisis cualitativo del efecto de reciclaje ..	136
Gráfico 30. Curvas ( $\lg d - \lg t$ ) de descensos a causa de un bombeo en presencia de una barrera impermeable .....	140
Gráfico 31. Curvas ( $d - \lg t$ ) de descensos a causa de un bombeo en presencia de una barrera impermeable .....	141
Gráfico 32. Esquema para el cálculo de la distancia entre pozo imagen y pozo de observación .....	143
Gráfico 33. Curva ( $\lg d - \lg t$ ) de descensos por bombeo en presencia de un borde de recarga .....	149
Gráfico 34. Curva ( $d - \lg t$ ) de descensos por bombeo en presencia de borde de recarga .....	150
Gráfico 35. Bombeo en presencia de borde de recarga .....	152
Gráfico 36. Abaco de Jenkins .....	154
Gráfico 37. Curva ( $d - \lg t$ ) con efecto de capacidad por bombeo en pozo de gran diámetro .....	157
Gráfico 38. Curva de campo ( $1/Q - \lg t$ ) para interpretación de bombeos a caudal crítico .....	160
Gráfico 39. Distorsión de las curvas de Theis por efecto de drenaje diferido .....	162
Gráfico 40. Distorsión de las curvas de Jacob por efecto de drenaje diferido .....	163
Gráfico 41. Curvas tipo para bombeo en acuífero libre con drenaje diferido según Prickett .....	166
Gráfico 42. Esquema de drenaje diferido, en el que aparece la estabilización central antes de entrar en el período de validez de Jacob, desapareciendo así el primer tramo recto .....	169
Gráfico 43. Correcciones de los descensos en piezómetros de observación debidos al bombeo en un pozo incompleto .....	174
Gráfico 44. Evolución de descensos en un piezómetro parcialmente penetrante a consecuencia del bombeo en un pozo incompleto.	176



	Págs.
Gráfico 45. Gráfico ( $d - \lg t$ ) de descensos en el piezómetro para el ejercicio número 9 .....	187
Gráfico 46. Régimen de caudales en el río antes y después del bombeo, para el ejercicio número 10 .....	191
Gráfico 47. Variación del descenso en función del caudal .....	196
Gráfico 48. Cálculo de transmisividad, radio de influencia y pérdidas de carga .....	199
Gráfico 49. Bombeos escalonados con recuperación total .....	205
Gráfico 50. Bombeos escalonados con recuperación parcial .....	205
Gráfico 51. Bombeos escalonados con distinta duración y niveles totalmente estabilizados .....	206
Gráfico 52. Bombeos escalonados sin recuperación con estabilización de niveles .....	207
Gráfico 53. Bombeos escalonados sin recuperación y con niveles no estabilizados .....	208
Gráfico 54. Curvas patrón para análisis de bombeos escalonados .....	212
Gráfico 55. Abacos de error sobre el eje OX en función de los errores sobre la medida del caudal y el valor del exponente $n$ .....	219
Gráfico 56. Gráficos del error sobre el eje OY, en función de los errores en la medida del caudal y del descenso, independientemente .....	221
Gráfico 57. Abacos de la función de desviación FD, en función de los errores en las medidas y del valor de la relación $r$ .....	224
Gráfico 58. Curvas características teóricas $d - Q$ , para acuíferos libres y cautivos .....	232
Gráfico 59. Curvas características teóricas $Q/d - d$ , para acuíferos libres y cautivos .....	233
Gráfico 60. Representación de la función $x = Ay + By^2$ .....	234
Gráfico 61. Curvas características reales .....	235
Gráfico 62. Curva característica con régimen laminar y turbulento .....	236
Gráfico 63. Curva característica de un sistema multicapa con distintos potenciales .....	237
Gráfico 64. Curva $d - Q$ . Caudal máximo y punto crítico .....	238
Gráfico 65. Representación de los datos suministrados por los bombeos para el ejercicio número 12 .....	241
Gráfico 66. Resolución gráfica de los coeficientes para el ejercicio número 12 .....	241
Gráfico 67. Representación de los datos de los bombeos para el ejercicio número 13 .....	243
Gráfico 68. Resolución gráfica de los coeficientes para el ejercicio número 13 .....	243
Gráfico 69. Representación de los datos de los bombeos para el ejercicio número 14 .....	245
Gráfico 70. Resolución gráfica de los coeficientes, cuando $n$ no vale 2, para el ejercicio número 14 .....	245

	Págs.
Gráfico 71. Resolución gráfica de los coeficientes por el método de tanteo de A, para el ejercicio número 15 .....	247
Gráfico 72. Resolución gráfica de los valores de A, B y n correspondientes al ejercicio número 17 .....	250
Gráfico 73. Resolución por el método gráfico de superposición de los valores de A, B y n, para el ejercicio número 17 .....	250
Gráfico 74. Descensos acumulados por un bombeo cíclico .....	254
Gráfico 75. Abaco para el cálculo de descensos en un bombeo cíclico ..	254
Gráfico 76. Efecto de un terremoto observado el 15-5-68, en los sondeos 3 y 5 de la Sociedad AITASA (Tarragona) .....	266
Gráfico 77. Limnigrama. Caso supuesto .....	267
Gráfico 78. Curva de la constante «K» .....	277
Gráfico 79. Cálculo del caudal para distintas relaciones de tuberías-diafragmas .....	281
Gráfico 80. Pérdidas de carga en tuberías y velocidad de circulación por el interior de las mismas .....	284
Gráfico 81. Selección de conductores eléctricos para grupos moto-bomba sumergible, en función de la intensidad nominal en amperios, y longitud del conductor en metros .....	293

**INDICE DE FIGURAS**

Figura 1.	Cono de influencia al bombear un pozo de captación . . . . .	18
Figura 2.	Bombeo de un acuífero cautivo en régimen permanente . . . . .	33
Figura 3.	Esquema explicativo para la deducción de la fórmula de Thiem . . . . .	34
Figura 4.	Esquema de flujo en acuíferos libres y cautivos . . . . .	42
Figura 5.	Esquema de drenaje vertical o goteo vertical en acuífero semi-confinado . . . . .	44
Figura 6.	Traslación de ejes y coincidencia de la curva de campo( $d - t$ ) con la curva patrón de Theis [ $W(u) - 1/u$ ] . . . . .	67
Figura 7.	Esquema de acuíferos cautivos cerrados. . . . .	93
Figura 8.	Esquema de acuíferos cautivos con afloramiento . . . . .	94
Figura 9.	Esquema para la deducción del valor del descenso residual $d_r$ en el análisis de la recuperación de niveles posterior a la parada . . . . .	115
Figura 10.	Esquema de los efectos de un bombeo en presencia de una barrera impermeable (pozo imagen) . . . . .	138
Figura 11.	Esquema de formación de pozos imagen como consecuencia de un bombeo en presencia de dos barreras . . . . .	145
Figura 12.	Esquema de los efectos de un bombeo en presencia de un borde de recarga (pozo imagen) . . . . .	147
Figura 13.	Esquema de bombeos a caudal crítico . . . . .	159
Figura 14.	Esquema de pozo incompleto . . . . .	171
Figura 15.	Corte esquemático de pozo de colectores radiales horizontales. . . . .	181
Figura 16.	Descensos producidos por efecto de un bombeo . . . . .	194
Figura 17.	Representación del radio equivalente $r_e$ . . . . .	200
Figura 18.	Esquema explicativo para la deducción de la función de desviación FD . . . . .	222
Figura 19.	Esquema explicativo para la deducción de la función de desviación entre dos escalones consecutivos . . . . .	226
Figura 20.	Sonda Ramtor con cable plano de dos conductores e hilo de acero. División en centímetros y numeración de decímetros y metros . . . . .	262
Figura 21.	Sonda OTT con cable de acero y capa de polyamida. División en centímetros y numeración de decímetros y metros . . . . .	263
Figura 22.	Sonda eléctrica unipolar, con señalización a intervalos de cinco metros . . . . .	264

	Págs.
Figura 23. Limnígrafo registrador de niveles.....	267
Figura 24. Tipos de pantallas y esquema constructivo de un vertedero en pared delgada .....	271
Figura 25. Disposiciones y dimensiones de vertedero sin contracción lateral .....	273
Figura 26. Vertedero con contracción lateral .....	273
Figura 27. Disposición del tubo con diafragma .....	276
Figura 28. Aforo realizado por el IGME en el sondeo núm. 1. C. Real..	278
Figura 29. Cálculo del caudal en función de D, K y S .....	281
Figura 30. Medida de caudal mediante escuadra .....	282
Figura 31. Estimación del caudal en pozos surgentes .....	283
Figura 32. Esquema de grupo moto-bomba sumergible y curvas características .....	290
Figura 33. Sección de un conductor. Cable «Eprotenax HM1» para pozos o grandes pendientes .....	292
Figura 34. Esquema de instalación elevadora .....	298
Figura 35. Grupo móvil de bombeo del IGME .....	299
Figura 36. Grupo moto-bomba de 175 CV IGME .....	299

**TABLAS DE CONVERSION  
DE UNIDADES**



U. Peso	=	g	kg	tm	oz	lb	stone	sh cwt	cwt	sh tn	ton
1 g	=	1	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-6</sup>	0,0353	—	—	—	—	—	—
1 kg	=	10 <sup>3</sup>	1	10 <sup>-3</sup>	35,27	2,205	0,157	0,022	0,0197	—	—
1 tm	=	10 <sup>6</sup>	10 <sup>3</sup>	1	—	2,205	157,5	22,05	19,685	1,102	0,984
1 onza (oz)	=	28,35	0,0284	—	1	0,0625	0,0044	—	—	—	—
1 libra (lb)	=	453,6	0,4536	—	16	1	0,0714	0,01	0,00893	—	—
1 stone	=	6.350	6,350	—	224	14	1	—	—	—	—
1 sh cwt (short hundred-weight)	=	45.359	45,36	0,0454	1.600	100	7,143	1	0,893	0,05	0,0446
1 cwt	=	50.802	50,80	0,0508	1.792	112	8	1,12	1	0,056	0,05
1 sh tn (short ton)	=	—	907,2	0,9072	32.000	2.000	142,9	20	17,86	1	0,893
1 ton	=	—	1.016	1,016	35.840	2.240	160	22,4	20	1,12	1

U. Longitud		mm	m	km	in	ft	yd	mile	n mile
1 mm	=	1	$10^{-3}$	$10^{-6}$	0,0394	0,0033	—	—	—
1 m	=	$10^3$	1	$10^{-3}$	39,37	3,281	1,094	—	—
1 km	=	$10^6$	$10^3$	1	39.370	3.281	1.094	0,6214	0,5396
1 inch (pulgada)	=	25,40	0,0254	—	1	0,0833	0,0278	—	—
1 foot (pie)	=	304,8	0,3048	—	12	1	0,3333	—	—
1 yard (yarda)	=	914,4	0,9144	—	36	3	1	—	—
1 milla terrestre	=	—	1,609	1,609	—	5,280	1,760	1	0,8684
1 milla marina	=	—	1,853	1,853	—	6,080	2,027	1,1516	1



U. Superficie		cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	a	ha	km <sup>2</sup>	in <sup>2</sup>	ft <sup>2</sup>	yd <sup>2</sup>
1 cm <sup>2</sup>	=	1	10 <sup>-4</sup>	—	—	—	0,155	—	—
1 m <sup>2</sup>	=	10 <sup>4</sup>	1	0,01	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-6</sup>	1.550	10,76	1,196
1 a	=	—	100	1	0,01	10 <sup>-4</sup>	—	1,076	119,6
1 ha	=	—	10 <sup>4</sup>	100	1	0,01	—	—	—
1 km <sup>2</sup>	=	—	10 <sup>6</sup>	10 <sup>4</sup>	100	1	—	—	—
1 pulgada cuad.	=	6,452	—	—	—	—	1	—	—
1 pie cuadrado	=	929	0,0929	—	—	—	144	1	0,1111
1 yarda cuadrada	=	8.361	0,8361	—	—	—	1.296	9	1
1 milla cuadrada	=	—	—	—	259	2,59	—	—	—
1 acre	=	—	4,047	40,47	0,4047	—	—	43,560	4,840

Tabla de conversión de unidades

U. Volumen	cm <sup>3</sup>	dm <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	in <sup>3</sup>	ft <sup>3</sup>	yd <sup>3</sup>	gal (USA)	gal (UK)
1 cm <sup>3</sup> =	1	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-6</sup>	0.061	—	—	—	—
1 dm <sup>3</sup> =	10 <sup>3</sup>	1	10 <sup>-3</sup>	61,02	0,0353	—	0,2642	0,22
1 m <sup>3</sup> =	10 <sup>6</sup>	10 <sup>3</sup>	1	61,023	35,31	1,308	264,2	220
1 pulgada cúbica =	16,39	0,0164	—	1	—	—	—	—
1 pie cúbico =	—	28,32	0,0283	1,728	1	0,037	7,481	6,232
1 yarda cúbica =	—	746,6	0,7646	46,656	27	1	202	168,2
1 galón (USA) =	3,785	3,785	—	231	0,1337	—	1	0,8327
1 galón imperial (UK) =	4,546	4,546	—	277,4	0,1605	—	1,201	1
1 Register-Tonne =	—	—	2,832	—	100	—	—	—

U. Presión		N/m <sup>2</sup>	bar	kp/cm <sup>2</sup> = at	atm	Torr	lbf/in <sup>2</sup>
1 N/m <sup>2</sup>	=	1	10 <sup>-5</sup>	10,2 · 10 <sup>-6</sup>	9,869 · 10 <sup>-6</sup>	7,5 · 10 <sup>-3</sup>	145,05 · 10 <sup>-6</sup>
1 bar	=	10 <sup>5</sup>	1	1,02	0,987	750	14,505
1 kp/cm <sup>2</sup> = 1 at. (tech. Atmosphäre)	=	98.100	0,981	1	0,968	735,5	14,224
1 atm (phys. Atmosphäre)	=	101.325	1,013	1,033	1	760	14,7
1 Torr	=	133,32	1,333 · 10 <sup>-3</sup>	1,36 · 10 <sup>-3</sup>	1,316 · 10 <sup>-3</sup>	1	0,01934
1 lbf/in <sup>2</sup>	=	6.894,8	0,06895	0,0703	0,06804	51,715	1

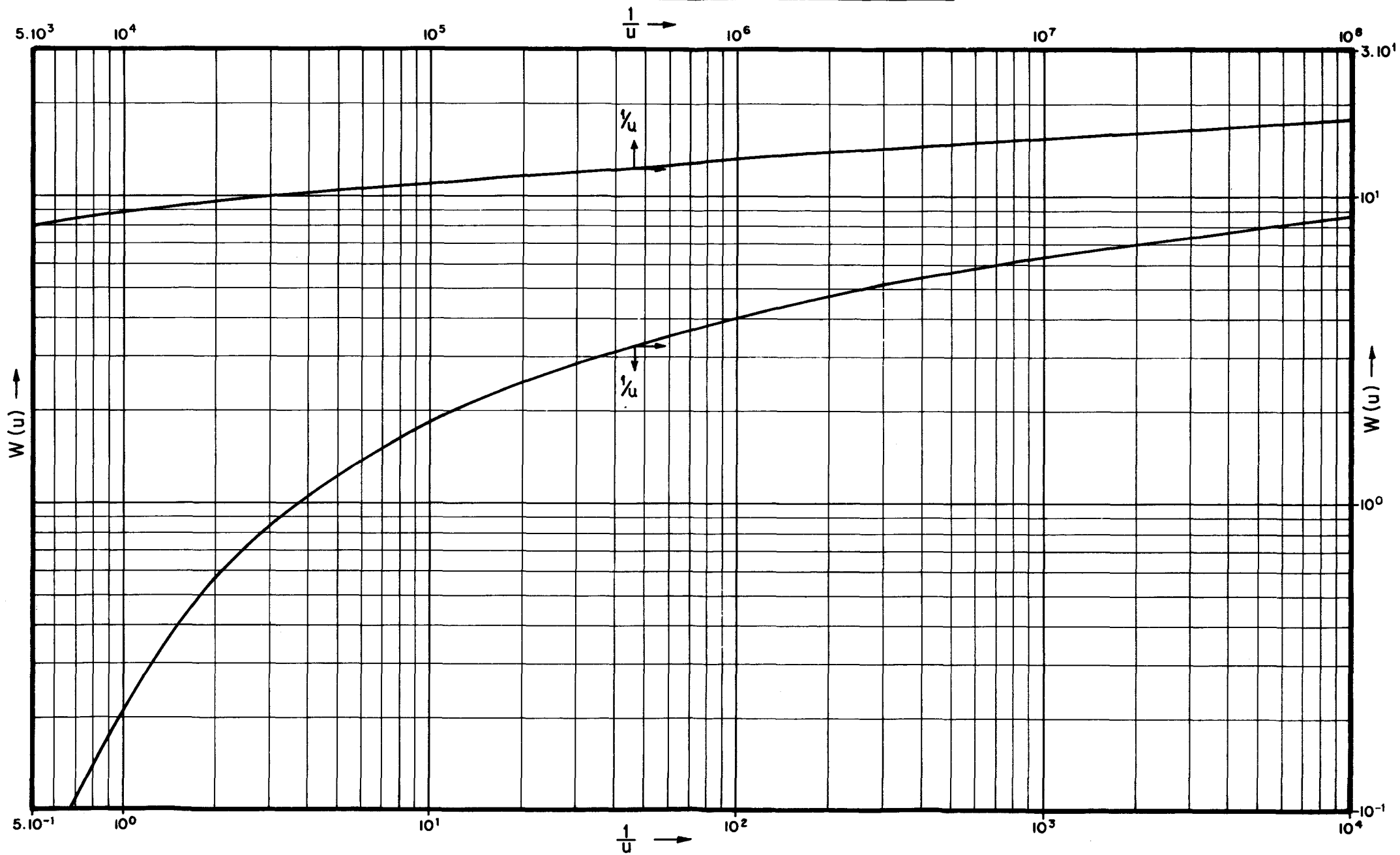
U. Potencia		W	kW	Kpm/s	PS	hp
1 W	=	1	10 <sup>-3</sup>	0,101972	1,36 · 10 <sup>-3</sup>	1,341 · 10 <sup>-3</sup>
1 kW	=	10 <sup>3</sup>	1	101,972	1,36	1,341
1 kp m/s	=	9,80665	9,80665 · 10 <sup>-3</sup>	1	0,0133	0,0131
1 PS	=	735,5	0,7355	75	1	0,986
1 hp	=	745,7	0,746	76,04	1,014	1

U. Caudal		l/s	m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /año	Hm <sup>3</sup> /año
l/s	=	1	3,6	86,4	3,15 · 10 <sup>4</sup>	3,15 · 10 <sup>-2</sup>
m <sup>3</sup> /h	=	0,278	1	24	8,76 · 10 <sup>3</sup>	8,76 · 10 <sup>-3</sup>
m <sup>3</sup> /día	=	1,16 · 10 <sup>-2</sup>	4,17 · 10 <sup>-2</sup>	1	365	3,65 · 10 <sup>-4</sup>
m <sup>3</sup> /año	=	3,17 · 10 <sup>-5</sup>	1,14 · 10 <sup>-4</sup>	2,7 · 10 <sup>-3</sup>	1	10 <sup>-6</sup>
Hm <sup>3</sup> /año	=	31,7	114,15	2,74 · 10 <sup>3</sup>	10 <sup>6</sup>	1

U. Transmisividad		m <sup>2</sup> /s	m <sup>2</sup> /h	m <sup>2</sup> /día	m <sup>2</sup> /año
m <sup>2</sup> /s	=	1	3,6 · 10 <sup>3</sup>	86,4 · 10 <sup>3</sup>	31,53 · 10 <sup>6</sup>
m <sup>2</sup> /h	=	2,78 · 10 <sup>-4</sup>	1	24	8,76 · 10 <sup>3</sup>
m <sup>2</sup> /día	=	11,57 · 10 <sup>-6</sup>	4,17 · 10 <sup>-2</sup>	1	365
m <sup>2</sup> /año	=	3,2 · 10 <sup>-8</sup>	1,14 · 10 <sup>-4</sup>	2,74 · 10 <sup>-3</sup>	1

Escala de temperatura	
°C (Celsius) = 5/9 (°F - 32)	°F (Fahrenheit) = 1,8° C + 32
°K (Kelvin) = °C + 273,15	°R (Rankine) = 9/5 °K

Función  $W(u)$  de pozo en acuífero confinado (Curva de Theis) - Valores tomados de Benitez. (1963)



Mod. log. 62,5 m.m.

# FUNCION $W(u, r/B)$ DE POZO EN ACUIFERO SEMICONFINADO

Valores tomados de Hantush (1.956)

