



# Una Introducción a las Pruebas Hidráulicas en Hidrogeología

Métodos de Bombeo Básico, de Pulso (Ensayo Slug), y con Empacadores

William W. Woessner, A. Campbell Stringer y Eileen P. Poeter

Traducción: Fernando Lara

# *Una Introducción a las Pruebas Hidráulicas en Hidrogeología*

*Métodos de Bombeo Básico, de Pulso (Ensayo  
Slug), y con Empacadores*

*The Groundwater Project*

***William W. Woessner***

*Profesor Regents Emérito de Hidrogeología  
Universidad de Montana  
Missoula, Montana, USA*

***A. Campbell Stringer PG***

*Director de Hidrogeología  
NewFields  
Missoula, Montana USA*

***Eileen P. Poeter PE***

*Profesora Emérita de Ingeniería Geológica  
Escuela de Minas de Colorado  
Golden Colorado, USA*

*Traducción: Fernando Lara*

***Una Introducción a las Pruebas  
Hidráulicas en Hidrogeología  
Métodos de Bombeo Básico, de Pulso  
(Ensayo Slug), y con Empacadores***

*The Groundwater Project  
Guelph, Ontario, Canada*

Todos los derechos reservados. Esta publicación es protegida por copyright. Ninguna parte de este libro puede reproducirse de ninguna forma ni por ningún medio sin el permiso por escrito de los autores (para solicitar permiso, comuníquese con: a: [permissions@gw-project.org](mailto:permissions@gw-project.org)). La distribución y reproducción comercial están estrictamente prohibidas.

Los trabajos de GW Project (The GW-Project) se pueden descargar de forma gratuita desde [gw-project.org](http://gw-project.org). Cualquiera puede usar y compartir enlaces de [gw-project.org](http://gw-project.org) para descargar el trabajo de GW Project. No está permitido que los documentos de GW Project estén disponibles en otros sitios web ni enviar copias de los documentos directamente a otro. Por favor, honra esta fuente de conocimiento gratuito que te beneficia a ti y a todos aquellos que quieran aprender sobre las aguas subterráneas.

Copyright © 2023 William W. Woessner, A. Campbell Stringer, and Eileen P. Poeter (The Author/s)

Published by the Groundwater Project, Guelph, Ontario, Canada, 2023.

An Introduction to Hydraulic Testing in Hydrogeology: Basic Pumping, Slug, and Packer Methods / William W. Woessner, A. Campbell Stringer, and Eileen P. Poeter

Traducción al Español: Fernando Lara. Hidrogeólogo Senior Consultor

387 paginas

ISBN: 978-1-77470-128-7

Considere suscribirse a la lista de correo de The Groundwater Project y manténgase informado sobre los lanzamientos de libros nuevos, eventos y formas de participar en The Groundwater Project. Cuando se registra en nuestra lista de correo electrónico, nos ayuda a construir una comunidad mundial de aguas subterráneas. [Sign up](#).

APA (7<sup>th</sup> ed.) Citation:

Woessner, W. W., Stringer, A.C. & Poeter, E. P. (2023). [An Introduction to Hydraulic Testing in Hydrogeology: Basic Pumping, Slug, and Packer Methods](#). The Groundwater Project.



*Editores de Dominio:* Eileen Poeter and John Cherry

*Comisión:* John Cherry, Paul Hsieh, Richard Jackson, Ineke Kalwij, Everton de Oliveira and Eileen Poeter

*Comité Directivo:* John Cherry, Allan Freeze, Paul Hsieh, Ineke Kalwij, Douglas Mackay, Stephen Moran, Everton

de Oliveira, Beth Parker, Eileen Poeter, Ying Fan, Warren Wood, and Yan Zheng.

*Imagen Portada:* National Water Services LLC., Paoli, IN, USA

*Traducción al Español:* Fernando Lara

# Tabla de Contenidos

<b>UNA INTRODUCCIÓN A LAS PRUEBAS HIDRÁULICAS EN HIDROGEOLOGÍA: MÉTODOS DE BOMBEO BÁSICO, DE Y DE PACKER.....</b>	<b>I</b>
<b>AUTORES .....</b>	<b>II</b>
<b>COPYRIGHT.....</b>	<b>III</b>
<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>IV</b>
<b>PRÓLOGO DE THE GROUNDWATER PROJECT.....</b>	<b>IX</b>
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>XI</b>
<b>PREFACIO .....</b>	<b>XIII</b>
<b>PREFACIO A LA VERSIÓN EN ESPAÑOL.....</b>	<b>XIV</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>XV</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>1</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>3</b>
<b>2 TIPOS DE PRUEBAS HIDRÁULICAS.....</b>	<b>5</b>
2.1 PRUEBAS DE BOMBEO.....	6
2.2 PRUEBAS DE PULSO (ENSAYO SLUG) .....	7
2.3 PRUEBAS HIDRÁULICAS CON EMPACADORES.....	8
2.4 ORGANIZACIÓN DEL TEXTO.....	8
<b>PARTE 1: PRUEBAS DE BOMBEO .....</b>	<b>9</b>
<b>3 CONCEPTUALIZACIÓN DEL FLUJO SUBTERRÁNEO HACIA LOS POZOS .....</b>	<b>10</b>
3.1 DESARROLLO DEL CONO DE ABATIMIENTO EN CONDICIONES TRANSITORIAS.....	10
3.2 EL CONO DE ABATIMIENTO BAJO CONDICIONES DE RÉGIMEN PERMANENTE.....	15
<b>4 ESTABLECIMIENTO DE UN OBJETIVO, DISEÑO Y REALIZACIÓN DE UNA PRUEBA DE BOMBEO.....</b>	<b>18</b>
4.1 OBJETIVO .....	20
4.2 COMPILANDO E INTERPRETANDO UN CONJUNTO DE DATOS.....	20
4.3 DISEÑO DE POZOS DE BOMBEO Y DE OBSERVACIÓN Y DATOS DE CONSTRUCCIÓN .....	22
4.3.1 <i>Diseño de Pozos de Bombeo y de Observación</i> .....	22
4.3.2 <i>Espaciamiento de Pozos de Observación</i> .....	25
4.4 COMPONENTES DE UNA PRUEBA DE BOMBEO Y SU DISEÑO .....	26
4.4.1 <i>Selección del Caudal de Bombeo</i> .....	26
4.4.2 <i>Selección de la Duración de la Prueba de Bombeo</i> .....	27
4.4.3 <i>Selección de la Bomba y Sistema de Suministro de Energía</i> .....	28
4.5 PROGRAMA DE MEDICIÓN DEL NIVEL DE AGUA Y REGISTRO DE DESCARGA .....	29
<b>5 REALIZACIÓN DE LA PRUEBA Y ANÁLISIS DE DATOS .....</b>	<b>32</b>
5.1 MEDICIÓN Y GRABACIÓN DEL REGISTRO DE NIVELES DE AGUA .....	32
5.2 ESTABLECIENDO CONDICIONES DE LÍNEA DE BASE Y TENDENCIAS EN LOS NIVELES DE AGUA .....	35
5.3 MÉTODOS PARA MEDIR Y MANTENER EL CAUDAL DE BOMBEO .....	36
5.4 ANÁLISIS DE DATOS .....	39
5.4.1 <i>Corrección de Datos de Nivel de Agua</i> .....	39
5.4.2 <i>Selección del Caudal de Bombeo para su Análisis</i> .....	42
5.5 NOTAS PARA LA REALIZACIÓN DE UNA PRUEBA ÉXITOSA.....	42
<b>6 MATEMÁTICAS DEL FLUJO SUBTERRÁNEO A UN POZO DE BOMBEO .....</b>	<b>43</b>
6.1 USO DE COORDENADAS POLARES.....	43

6.2	DESARROLLO DE ECUACIONES PARA DESCRIBIR LA RESPUESTA DE UN ACUÍFERO AL BOMBEO .....	44
6.2.1	<i>Acuíferos Confinados</i> .....	44
6.2.2	<i>Acuíferos No Confinados</i> .....	46
6.3	SUPOSICIONES GENERALES PARA DESARROLLAR ECUACIONES ANALÍTICAS DE LA HIDRÁULICA DE POZOS.....	49
<b>7</b>	<b>MODELOS ANALÍTICOS DE THIEM EN RÉGIMEN ESTACIONARIO PARA BOMBEO EN ACUÍFEROS CONFINADOS Y NO CONFINADOS.....</b>	<b>52</b>
7.1	CONDICIONES DE RÉGIMEN ESTACIONARIO EN UN SISTEMA ACUÍFERO CONFINADO .....	52
7.2	CONDICIONES DE RÉGIMEN ESTACIONARIO EN UN ACUÍFERO NO CONFINADO (O LIBRE) .....	55
7.3	UNA OPORTUNIDAD PARA TRABAJAR CON DATOS DE BOMBEO EN RÉGIMEN ESTACIONARIO.....	61
<b>8</b>	<b>MODELO ANALÍTICO EN RÉGIMEN TRANSITORIO EN UN ACUÍFERO TOTALMENTE CONFINADO .....</b>	<b>62</b>
8.1	FORMULACIÓN DE LA ECUACIÓN DE THEIS.....	62
8.2	APLICACIÓN DE ECUACIÓN DE THEIS PARA PREDECIR EL ABATIMIENTO EN ACUÍFEROS TOTALMENTE CONFINADO..	69
8.3	CÁLCULO DE T Y S DE DATOS DE PRUEBA HIDRÁULICA MEDIANTE EL MÉTODO DE THEIS.....	70
8.3.1	<i>Método de Ajuste de la Curva de Theis</i> .....	71
8.3.2	<i>Método de la Línea Recta de Cooper Jacob</i> .....	75
8.3.3	<i>Método de Distancia- Abatimiento de Cooper-Jacob</i> .....	79
8.3.4	<i>Analizando Datos de Recuperación</i> .....	83
8.3.5	<i>Prueba de Bombeo con Descarga Variable</i> .....	88
8.3.6	<i>Aplicabilidad de los Métodos Presentados en esta Sección</i> .....	89
8.4	UNA OPORTUNIDAD PARA TRABAJAR CON DATOS DE PRUEBA DE BOMBEO DE UN ACUÍFERO CONFINADO.....	91
<b>9</b>	<b>MODELOS ANALÍTICOS TRANSITORIOS EN UN ACUÍFERO SEMI CONFINADO .....</b>	<b>92</b>
9.1	FORMULACIÓN DE LAS ECUACIONES PARA CONDICIONES DE ACUÍFEROS SEMI CONFINADOS .....	92
9.2	SOLUCIÓN DE HANTUSH-JACOB (ACUÍFERO SEMI CONFINADO-SIN LIBERACIÓN DE AGUA DE ALMACENAMIENTO DESDE EL ACUITARDO) .....	94
9.2.1	<i>Formulación de la Ecuación de Hantush-Jacob</i> .....	94
9.2.2	<i>Predicción del Abatimiento en un Sistema Acuífero Semi Confinado con la Ecuación de Hantush-Jacob Ecuación</i> .....	97
9.2.3	<i>Datos de Prueba de Bombeo de un Acuífero Confinado con una capa Semi Confinada sin Liberación Adicional de Agua desde el Almacenamiento del Acuitardo</i> .....	98
9.2.4	<i>Método Ajuste de Curva Hantush-Jacob para Prueba de Bombeo en un Acuífero Confinado con Capa Semi Confinada sin Liberar Agua del Almacenamiento desde el Acuitardo</i> .....	99
9.2.5	<i>Método del Punto de Inflexión de Hantush para una Prueba de Bombeo en un Acuífero Semi Confinado, sin Liberación de Agua desde el Almacenamiento del Acuitardo</i> .....	101
9.3	ECUACIÓN DE HANTUSH PARA UN ACUÍFERO SEMI CONFINADO CON AGUA LIBERADA DESDE EL ALMACENAMIENTO DE LA CAPA CONFINANTE .....	106
9.3.1	<i>Aplicación de la Ecuación de Hantush para Predecir el Abatimiento en un Acuífero Semi Confinado con Agua Liberada desde el Almacenamiento de la Capa Confinada</i> .....	109
9.3.2	<i>Método de Ajuste de la Curva de Hantush para Calcular T y S de una Prueba de Bombeo en una Unidad de Acuífero Semi Confinado con Almacenamiento en el Acuitardo</i> .....	111
9.4	UNA OPORTUNIDAD PARA TRABAJAR CON DATOS DE PRUEBAS DE BOMBEO DE UN ACUÍFERO SEMI CONFINADO.	115
<b>10</b>	<b>MODELOS ANALÍTICOS TRANSITORIOS PARA BOMBEO EN UN ACUÍFERO NO CONFINADO .....</b>	<b>116</b>
10.1	APROXIMACIÓN A LA RESPUESTA DE BOMBEO EN UN ACUÍFERO NO CONFINADO (O LIBRE) MEDIANTE LA APROXIMACIÓN DE THEIS	116
10.1.1	<i>Análisis de Pruebas de Bombeo</i> .....	119
10.2	FORMULACIÓN DE ECUACIONES PARA REPRESENTAR UNA RESPUESTA DIFERIDA DEL RENDIMIENTO.....	122
10.3	FORMULACIÓN DE UN ANÁLISIS DE RENDIMIENTO DIFERIDO .....	125
10.3.1	<i>Desarrollo Matemático de un Método de Análisis de Rendimiento Diferido</i> .....	126
10.4	CÁLCULO DE T Y S DE DATOS DE PRUEBA DE ACUÍFERO.....	130

<b>11 EFECTOS DE INTERFERENCIA DE POZOS, FRONTERAS, Y ANISOTROPÍA DEL ACUÍFERO EN EL ABATIMIENTO .....</b>	<b>137</b>
11.1 INTERFERENCIA DE POZOS .....	137
11.2 APLICACIÓN DE SUPERPOSICIÓN PARA REPRESENTAR CONDICIONES SIMPLES DE FRONTERA .....	141
11.2.1 Metodología de Pozo Imagen .....	144
11.2.2 Fronteras Lineales Impermeables y de Recarga .....	144
11.3 DESARROLLO DE CONOS DE ABATIMIENTO EN MATERIAL HETEROGÉNEO ANISÓTROPO .....	149
11.4 UNA OPORTUNIDAD PARA APLICAR LA HIDRÁULICA DE POZOS PARA EVALUAR LA INTERFERENCIA DE POZOS EN PRESENCIA DE UNA FRONTERA DE RECARGA .....	152
<b>12 ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES HIDROGEOLÓGICAS MEDIANTE PRUEBA DE BOMBEO EN POZO ÚNICO</b>	<b>153</b>
12.1 CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA DATOS DE ABATIMIENTO DE UN POZO ÚNICO DE BOMBEO .....	153
12.1.1 Penetración Parcial .....	155
12.1.2 Pérdidas del Pozo y Aplicación de Pruebas de Caudal Escalonado para Evaluación de Pérdidas .....	159
12.1.3 Interferencia de Pozos .....	170
12.1.4 Otras Condiciones que Afectan el Abatimiento en el Pozo de Bombeo .....	171
12.2 MÉTODOS DE AJUSTE DE CURVA DE ABATIMIENTO Y RECUPERACIÓN PARA UN ÚNICO POZO DE BOMBEO .....	171
12.2.1 Análisis de Datos de Abatimiento-Tiempo .....	171
12.2.2 Análisis de Datos de Recuperación .....	174
12.3 APROXIMACIÓN DE TRANSMISIVIDAD EN ESTADO ESTACIONARIO .....	177
12.4 PRUEBA DE RENDIMIENTO, DATOS DE CAUDAL ESPECÍFICO, Y ESTIMACIÓN DE T .....	180
12.4.1 Consideraciones en el uso de Resultados de Pruebas de Rendimiento .....	180
12.4.2 Métodos para Estimar la Transmisividad en las Pruebas de Rendimiento .....	181
12.4.3 Uso del Caudal Específico para Estimar la Transmisividad Suponiendo Condiciones Estacionarias .....	183
12.4.4 Uso de Datos de Caudal Específico para Estimar la Transmisividad Asumiendo Condiciones Transitorias .....	183
12.4.5 Ecuaciones Básicas Relacionando Caudal Específico y Transmisividad .....	186
12.5 UNA OPORTUNIDAD DE EVALUAR PROPIEDADES HIDROGEOLÓGICAS CON DATOS DE UN POZO DE BOMBEO .....	187
<b>13 APLICACIÓN DE SOFTWARES PARA ANALIZAR DATOS DE PRUEBAS HIDRÁULICAS EN UN POZO DE BOMBEO .....</b>	<b>188</b>
13.1 PAQUETES DE SOFTWARE PARA ANÁLISIS DE PRUEBAS DE BOMBEO .....	189
13.2 GRAFICACIÓN DE DATOS Y MÉTODOS DE AJUSTE DE CURVA .....	192
<b>PARTE 2: PRUEBAS DE PULSO (ENSAYO SLUG) .....</b>	<b>195</b>
<b>14 ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES HIDRÁULICAS USANDO UN ÚNICO POZO SIN BOMBEO .....</b>	<b>196</b>
14.1 PRUEBA DE PULSO .....	196
14.2 REALIZACIÓN DE UNA PRUEBA DE PULSO .....	199
14.2.1 Evaluando las Condiciones Hidrogeológicas del Sitio y la Construcción del Pozo .....	200
14.2.2 Consideraciones Especiales para Sistemas con Nivel de Agua .....	202
14.2.3 Intercambio Libre de Agua con la Formación .....	202
14.2.4 Elevación y Descenso del Nivel de Agua .....	204
14.2.5 Registro de Cambios en el Nivel del Agua .....	207
14.2.6 Prueba de Repetibilidad .....	208
14.3 DATOS DE CAMPO: RESPUESTAS SOBREAMORTIGUADAS, SUBAMORTIGUADAS Y CRÍTICAMENTE AMORTIGUADAS DEL NIVEL EN PRUEBAS DE PULSO .....	208
14.4 MÉTODOS DE INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE PULSO SOBREAMORTIGUADAS .....	213
14.4.1 Método de Hvorslev para Prueba de Pulso .....	213

14.4.2	Método de Bouwer y Rice para Prueba de Pulso o Slug.....	221
14.4.3	Método de Cooper-Bredehoeft-Papadopulos para Prueba de Pulso o Ensayo Slug .....	226
14.4.4	Método de KGS para Prueba de Pulso o Ensayo Slug .....	232
14.5	MÉTODO PARA INTERPRETAR LAS PRUEBAS DE PULSO SUBAMORTIGUADAS .....	237
14.5.1	Desarrollo de Ecuaciones de Curvas Tipo .....	239
14.5.2	Modelo No confinado de K-Alta de Bouwer y Rice.....	242
14.5.3	Modelo Hvorslev de K-Alta para Acuíferos Confinados.....	243
14.5.4	Respuestas Transicionales en Pruebas de Pulso .....	245
14.6	SOFTWARE DISPONIBLE PARA ANALIZAR PRUEBAS DE PULSO .....	245
14.7	UNA OPORTUNIDAD PARA EVALUAR PROPIEDADES HIDROGEOLÓGICAS UTILIZANDO DATOS DE PRUEBAS DE PULSO.....	246
<b>PARTE 3: PRUEBAS DE PACKER .....</b>		<b>247</b>
<b>15</b>	<b>PRUEBAS HIDRÁULICAS BÁSICAS CON EMPACADORES (O DE PACKER) .....</b>	<b>248</b>
15.1	PRUEBA CON EMPACADORES (DE PACKER).....	248
15.1.1	Selección del Intervalo de Prueba .....	250
15.1.2	Configuración de un Sistema de Empacadores (Packer).....	251
15.2	MÉTODOS DE PRUEBA Y ANÁLISIS.....	252
15.2.1	Pruebas de Pulso (Ensayo Slug).....	253
15.2.2	Pruebas de Bombeo a Caudal Constante .....	253
15.2.3	Prueba de Inyección/Extracción a Carga Constante .....	253
15.2.4	Prueba de Inyección Escalonada (Prueba Lugeon).....	256
15.2.5	Prueba de Vástago de Perforación (Drill-Stem Test).....	260
<b>16</b>	<b>CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE SISTEMAS DE BAJA PERMEABILIDAD Y ACUITARDOS .....</b>	<b>261</b>
16.1	PROPIEDADES DE LOS ACUITARDOS .....	261
16.2	MÉTODOS DE PRUEBA PARA ESTIMAR LAS PROPIEDADES DE LOS ACUITARDOS .....	263
16.2.1	Métodos Internos.....	264
16.2.2	Métodos Externos .....	268
<b>17</b>	<b>CONCLUSIÓN.....</b>	<b>275</b>
<b>18</b>	<b>EJERCICIOS .....</b>	<b>277</b>
EJERCICIO 1.....		278
EJERCICIO 2.....		279
EJERCICIO 3.....		281
EJERCICIO 4.....		282
EJERCICIO 5.....		283
EJERCICIO 6.....		284
EJERCICIO 7.....		286
<b>19</b>	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>287</b>
<b>20</b>	<b>RECUADROS .....</b>	<b>299</b>
RECUADRO 1 - MUESTRAS DE PAPEL GRAFICO PARA MÉTODOS DE AJUSTE DE CURVAS .....		299
RECUADRO 2 - ESTIMACIÓN DEL ALMACENAMIENTO Y ALMACENAMIENTO ESPECIFICO (Ss) .....		302
RECUADRO 3 - APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE POZO IMAGEN CUANDO ESTÁN PRESENTES DOS CONDICIONES DE BORDE LINEALES. 309		
RECUADRO 4 - EFICIENCIA DEL POZO DE PRODUCCIÓN .....		312
RECUADRO 5 - AQTESOLV.....		315
RECUADRO 6 - AQUIFERTEST V12 .....		317
RECUADRO 7 - AQUIFER <sup>WIN32</sup> V6 .....		322
RECUADRO 8 - SOFTWARE UTILIZADO PARA ANALIZAR PRUEBAS DE CARGA VARIABLE.....		325

RECUADRO 9 - MÉTODOS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE ACUITARDOS Y FORMACIONES DE BAJA PERMEABILIDAD .....	327
<i>Recuadro 9.1 - Permeámetro de Carga Hidráulica Descendente (modificado de Recuadro 4.3 de Woessner y Poeter (2020))</i> .....	327
<i>Recuadro 9.2 - Prueba de Permeabilidad Triaxial</i> .....	328
<i>Recuadro 9.3 - Consolidometro</i> .....	329
RECUADRO 10 - REPRODUCCIÓN DE FIGURAS DE ROWE AND NADARAJAH (1993) DE FACTORES DE CORRECCIÓN .....	333
RECUADRO 11 - AQTESOLV SOLUCIÓN A EJERCICIOS .....	335
<i>Recuadro 11.1 - AQTESOLV Solución del Ejercicio 2</i> .....	335
<i>Recuadro 11.2 - AQTESOLV Solución para el Ejercicio 3 a y b</i> .....	339
<i>Recuadro 11.3 - AQTESOLV Solución para Ejercicio 5</i> .....	341
<i>Recuadro 11.4 - AQTESOLV Solución para Ejercicio 7</i> .....	342
<b>21 SOLUCIONES A EJERCICIOS .....</b>	<b>344</b>
SOLUCIÓN EJERCICIO 1 .....	344
SOLUCIÓN EJERCICIO 2 .....	347
SOLUCIÓN EJERCICIO 3 .....	355
SOLUCIÓN EJERCICIO 4 .....	359
SOLUCIÓN EJERCICIO 5 .....	364
SOLUCIÓN EJERCICIO 6 .....	369
SOLUCIÓN EJERCICIO 7 .....	374
<b>22 ACERCA DE LOS AUTORES .....</b>	<b>377</b>
<b>23 ACERCA DEL TRADUCTOR .....</b>	<b>379</b>
<b>MODIFICACIONES A LA VERSIÓN ORIGINAL.....</b>	<b>A</b>

## Prólogo de The Groundwater Project

En la Cumbre del Agua de las Naciones Unidas (ONU) celebrada en diciembre de 2022, los delegados acordaron que las declaraciones de todos los principales eventos relacionados con las aguas subterráneas se unificarán en 2023 en un mensaje integral sobre las aguas subterráneas. Este mensaje se dará a conocer en la Conferencia del Agua de la ONU 2023, un evento histórico que llamará la atención al más alto nivel internacional sobre la importancia de las aguas subterráneas para el futuro de la humanidad y los ecosistemas. Este mensaje aportará claridad a las cuestiones relativas a las aguas subterráneas para avanzar en la comprensión a nivel mundial de los retos a los que se enfrentan y las medidas necesarias para resolver los problemas de las aguas subterráneas en el mundo. La educación sobre las aguas subterráneas es clave.

El lema del Día Mundial del Agua 2023, *Acelerar el cambio*, está en sintonía con el objetivo del Groundwater Project (Proyecto GW). El Proyecto GW es una organización benéfica canadiense registrada fundada en 2018 y comprometida con el avance de la educación sobre las aguas subterráneas como un medio para acelerar la acción relacionada con nuestros recursos esenciales de aguas subterráneas. Con este fin, creamos y difundimos conocimiento a través de un enfoque único: la democratización del conocimiento de las aguas subterráneas. El Proyecto GW opera el sitio web <https://gw-project.org/> como una plataforma global para la democratización del conocimiento de las aguas subterráneas y se basa en el principio de que:

*“El conocimiento debe ser gratuito y el mejor conocimiento debe ser el libre conocimiento.”*

*Anónimo*

La misión del Proyecto GW es promover el aprendizaje sobre las aguas subterráneas en todo el mundo. Esto se logra proporcionando materiales educativos accesibles, atractivos y de alta calidad, gratuitos en línea y en muchos idiomas, a todos los que quieran aprender sobre las aguas subterráneas. En resumen, el Proyecto GW proporciona conocimientos y herramientas esenciales para desarrollar las aguas subterráneas de manera sostenible para el futuro de la humanidad y los ecosistemas. Este es un nuevo tipo de esfuerzo educativo global que es posible gracias a las contribuciones de un grupo internacional dedicado de profesionales voluntarios de diversas disciplinas. Académicos, consultores y jubilados contribuyen escribiendo y/o revisando los libros dirigidos a diversos niveles de lectores, desde niños hasta estudiantes de secundaria, pregrado y posgrado, o profesionales en el campo de las aguas subterráneas. Más de 1.000 voluntarios dedicados de 127 países y seis continentes están involucrados, y la participación está creciendo.

En los próximos años se publicarán cientos de libros en línea, primero en inglés y luego en otros idiomas. Un principio importante de los libros del Proyecto GW, es un fuerte énfasis en la visualización; con ilustraciones claras para estimular el pensamiento espacial y crítico. En el futuro, las publicaciones también incluirán vídeos y otras herramientas de aprendizaje

dinámico. De vez en cuando se publican ediciones revisadas de los libros. Se invita a los usuarios a proponer revisiones.

Le agradecemos por ser parte de la comunidad del Proyecto GW. ¡Esperamos saber de usted sobre su experiencia con los materiales del proyecto y damos la bienvenida a ideas y voluntarios!

Comité Directivo del Proyecto GW

Enero 2023

## Prólogo

El tema principal de este libro, las pruebas hidráulicas, es fundamental para casi todas las investigaciones de aguas subterráneas ya que las pruebas proporcionan valores de transmisividad (que se pueden utilizar para estimar la conductividad hidráulica). La conductividad y la carga hidráulicas son los dos parámetros más importantes en la ciencia de las aguas subterráneas. Cuando se realizan en condiciones transitorias, las pruebas hidráulicas también proporcionan valores de almacenamiento o rendimiento específico.

Las pruebas hidráulicas implican la estimación de los valores de los parámetros hidráulicos, principalmente la conductividad hidráulica, a partir de observaciones de campo de los cambios en la carga hidráulica. Estos cambios son el resultado de la extracción o inyección de agua a caudales medidos desde o hacia los pozos en los medios geológicos. Este proceso de estimación de parámetros se basa en modelos matemáticos que representan los cambios de carga en respuesta a la extracción o inyección de agua. Las condiciones en el campo siempre tienen una complejidad que no puede ser representada completamente en los modelos. Por lo tanto, las conceptualizaciones de las condiciones hidrogeológicas deben simplificarse para desarrollar soluciones matemáticas. Dadas estas simplificaciones, los valores de los parámetros obtenidos del proceso se consideran adecuadamente como valores estimados, no medidos, en el uso normal de la palabra “medición”.

Es común que se pasen por alto los supuestos subyacentes a las simplificaciones del modelo, de modo que se apliquen modelos inapropiados a los datos de prueba, lo que da lugar a estimaciones deficientes de los parámetros. Este libro proporciona explicaciones claras y concisas que pueden ayudar a los profesionales de las aguas subterráneas a evitar la aplicación errónea de los modelos a los datos de las pruebas hidráulicas.

La extracción de los valores de los parámetros de las pruebas hidráulicas implica incertidumbre, y aquellos que se convierten en expertos en este esfuerzo, que es una combinación de arte y ciencia, han acumulado una valiosa experiencia en la interpretación de los resultados de las pruebas hidráulicas. Este libro presenta los modelos matemáticos más importantes, que son el corazón de las pruebas hidráulicas en la práctica de las aguas subterráneas. Además, proporciona orientación sobre el diseño de pruebas hidráulicas. Todos los conceptos relacionados con las pruebas hidráulicas se expresan en diagramas para facilitar la visualización de las condiciones hidrogeológicas y en gráficos para ilustrar la respuesta del sistema a las condiciones hidrogeológicas.

Los autores de este libro, William Woessner, Profesor Regent Emérito de Hidrogeología de la Universidad de Montana, A. Campbell Stringer, Director de Hidrogeología de NewFields, Montana, y Eileen Poeter, Profesora Emérita de Ingeniería Geológica, Escuela de Minas de Colorado, aportan más de 60 años de experiencia académica en enseñanza e investigación, y un total de 90 años de consultoría en hidrogeología aplicada a la producción de este libro.

*Una Introducción a las Pruebas Hidráulicas en Hidrogeología:  
Métodos de Bombeo Básico, de Pulso (Slug) y de Packer*

*William W. Woessner, A. Campbell Stringer, y Eileen P.  
Poeter*

John Cherry, Director del Proyecto GW  
Guelph, Ontario, Canadá, Septiembre 2023

## Prefacio

Todas las investigaciones de aguas subterráneas (incluidas las investigaciones de recursos, el desarrollo de suministros de agua y la identificación y remediación de sitios contaminados) requieren la obtención de valores basados en el campo de las propiedades hidrogeológicas básicas, como la conductividad hidráulica, la transmisividad y el almacenamiento. En el libro anterior del Proyecto de Aguas Subterráneas "[Propiedades Hidrogeológicas de los Materiales de la Tierra y Principios del Flujo de Agua Subterránea](#)" (Woessner y Poeter, 2020) se definieron los principios y parámetros de las aguas subterráneas. La discusión de los métodos para determinar los parámetros se centró en los métodos de laboratorio y mencionó los métodos de prueba hidráulica en campo, pero no proporcionó detalles sobre su aplicación. Este libro es un complemento de ese trabajo anterior, así como un documento independiente que proporciona los métodos fundamentales utilizados para generar representaciones a escala de campo de parámetros hidráulicos básicos. El libro presenta una visión conceptual de cómo se aplican los métodos de prueba hidráulica, como las pruebas de bombeo, las pruebas de pulso (ensayo slug) y las pruebas con empacadores, así como las ventajas y limitaciones de las soluciones analíticas subyacentes. El libro se centra en los métodos que abordan los sistemas simplificados de aguas subterráneas confinadas, semi confinadas y no confinadas. Explica cómo se utiliza la coincidencia de curvas de los datos de las pruebas de campo con los modelos analíticos para interpretar los resultados de las pruebas. Aunque se discute brevemente el software para analizar los datos de las pruebas hidráulicas, algunos de los cuales incluyen opciones de varios modelos analíticos adicionales y análisis automatizados con un solo botón, este libro enfatiza los conceptos, principios y métodos básicos. Para la aplicación del software disponible, el lector se envía a los sitios web y documentación del programa. El cuerpo principal del texto, junto con muchas ilustraciones, ejemplos y ejercicios con soluciones, proporciona al lector la información necesaria para aplicar correctamente los métodos analíticos y de pruebas hidráulicas. Los autores aportan más de 60 años de experiencia académica en docencia e investigación, y 70 años adicionales de consultoría en hidrogeología aplicada a la producción de este libro.

## Prefacio a la Versión en Español

La traducción de este texto al idioma español brinda una gran oportunidad para actualizar y profundizar en el conocimiento y la aplicación de un tema fundamental en la Hidrogeología como es la aplicación, análisis e interpretación de pruebas hidráulicas. Asimismo, amplía su alcance y difusión, al ser más accesible y comprensible para una amplia audiencia en los países hispanohablantes.

El texto subraya la importancia de estimar los valores de las propiedades hidrogeológicas de los acuíferos, cuyo conocimiento es crucial para una gran variedad de investigaciones hidrogeológicas, entre otras, el abastecimiento de agua potable a través de pozos de bombeo, la evaluación y remediación de sitios contaminados, así como en actividades mineras, agrícolas, ganaderas e industriales que implican la extracción de agua de acuíferos mediante pozos.

Los diferentes capítulos del libro se centran en los principales métodos de las prueba hidráulicas, incluyendo las Pruebas de Bombeo (a caudal variable y constante), las Pruebas de Pulso (Ensayo Slug) y las Pruebas con Empacadores (de Packer), analizando cada método y abordando sus ventajas y limitaciones en su aplicación. Además, se explica cómo interpretar los resultados de las pruebas hidráulicas mediante modelos analíticos, y se menciona el software(s) disponible para el análisis automático de los datos.

El libro se enfoca en conceptos y métodos básicos, no obstante, también proporciona amplias referencias técnicas y recursos adicionales en línea (internet), lo que lo convierte en una excelente referencia teórica y práctica, para los profesionales interesados en la aplicación e interpretación de pruebas hidráulicas de acuíferos.

MSc. Fernando Lara G.

Voluntario en The Groundwater Project

Marzo 2024

## Agradecimientos

Agradecemos profundamente las exhaustivas y útiles reseñas y contribuciones a este libro por parte de las siguientes personas:

- ❖ John Willson, New Mexico Tech, USA;
- ❖ Garth van der Kamp, por su revisión, Universidad de Saskatchewan, Canadá;
- ❖ Christopher Neville, por su revisión, S.S. Papadopulos & Associates, Inc., USA;
- ❖ Kamini Singha, por su revisión, Escuela de Minas de Colorado, USA;
- ❖ Thomas Osborne por su asistencia en la configuración del contenido y la edición, HydroSoluciones Inc., USA;
- ❖ Dr. Robert Sterrett por su asistencia en la configuración del contenido y la edición, RJS Consulting, Inc., USA; y,
- ❖ David Rugh por su asistencia con el contenido relacionado con las pruebas hidráulicas de pozos y la edición, NewFields, USA.

Agradecemos a Amanda Sills y al equipo de redacción del Proyecto GW por su supervisión y corrección de estilo de este libro.

## RESUMEN

Este libro presenta cómo se utilizan las pruebas hidráulicas para derivar valores a escala de campo de las propiedades hidrogeológicas utilizando tres métodos básicos de pruebas hidráulicas. El material introductorio describe la respuesta del sistema de agua subterránea a las pruebas y los enfoques utilizados para analizar los datos de las pruebas. La sección 1 "*Introducción*" establece el objetivo, proporciona una definición general de las pruebas hidráulicas y describe la respuesta de un sistema de aguas subterráneas a las pruebas. La sección 2 "*Tipos de Pruebas Hidráulicas*" define tres tipos de pruebas hidráulicas aplicadas por los hidrogeólogos, y concluye con una subsección que explica la organización del resto del texto. A la sección de descripción general le siguen tres partes: "*Pruebas de Bombeo*", "*Pruebas de Pulso (Ensayos Slug)*" y "*Pruebas con Empacadores (de Packer)*".

Para los estudiantes y profesionales que son nuevos en el tema de las pruebas hidráulicas, deben hacer hincapié en la lectura del material proporcionado en la Parte 1, *Pruebas de bombeo*, Secciones 1 a 11 y Parte 2, *Pruebas de Pulso (Ensayos Slug)*, Sección 14. Los profesionales familiarizados con las pruebas hidráulicas encontrarán que gran parte del material presentado en las Partes 1 y 2 es similar al material al que han estado expuestos anteriormente. Es probable que los hidrogeólogos prácticos estén interesados en el contenido de la Sección 12, que aborda los métodos utilizados para analizar las pruebas de un solo pozo de bombeo; Sección 13, que describe el uso de software para analizar pruebas de bombeo; Sección 15, trata de métodos para realizar y analizar pruebas con empacadores; y la Sección 16, que resume los métodos para determinar las propiedades hidráulicas en materiales de baja permeabilidad.



**Prueba de Bombeo**



**Prueba de Pulso (Ensayo Slug)**



**Prueba con Empacadores**

Estas imágenes muestran ejemplos de equipos utilizados para bombeo, prueba de pulso y pruebas con empacadores. La fotografía se utiliza con permiso: Prueba de Bombeo (Newfields-Missoula, MT, EE. UU.), Prueba de Pulso (Ensayo Slug) (geoprobe.com) y Prueba con empacadores (de Packer) (<https://www.usgs.gov/media/images/photograph-usgs-hydrologists-and-packers-pozo-testing>).

# 1 Introducción

Este libro proporciona la teoría básica y las herramientas necesarias para ayudar a los lectores a comprender la aplicación responsable de los métodos de pruebas hidráulicas para generar propiedades hidrogeológicas a escala de campo de los sistemas de agua subterránea. Describimos los métodos utilizados para realizar pruebas de bombeo, pruebas de pulso (Ensayo Slug) y pruebas de pozos abiertos con empacadores, analizamos los resultados de las pruebas y usamos los resultados para pronosticar las respuestas futuras de los sistemas de agua subterránea a la extracción o inyección de agua. El material de este libro está respaldado por una extensa literatura que cubre las pruebas hidráulicas. Esto incluye los libros de aguas subterráneas recientemente publicados y copias de obras originales disponibles de forma gratuita en la página de [Groundwater Project](#) (p.ej., *Groundwater Storage in Confined Aquifers*, Wang, 2020; *Transient Groundwater Hydraulics*, Glover, 1974; *Ground-water Hydrology and Hydraulics*, McWhorter and Sunada, 1977; *Groundwater*, Freeze y Cherry, 1979; *Analysis and Evaluation of Pumping Test Data*, Kruseman y de Ridder, 2000). La literatura adicional incluye libros de texto de hidrogeología (p.ej., Walton, 1970; Fetter, 2001; Schwartz y Zhang, 2003; Kasenow, 2001; Todd y Mayes, 2005; Weight, 2019), y numerosas publicaciones gratuitas de agencias federales, estatales y locales (p.ej., *Ground-Water Hydraulics*; Lohman, 1972). Este libro resume y condensa gran parte del material que se encuentra en estas referencias y proporciona descripciones detalladas de los métodos de campo y las técnicas de análisis de datos de pruebas hidráulicas.

La magnitud y el alcance de los cambios en el nivel del agua observados durante las pruebas hidráulicas reflejan la distribución de las propiedades de almacenamiento y transmisividad del material saturado que se está probando. Los hidrogeólogos confían en las pruebas hidráulicas para evaluar el rendimiento de los pozos y caracterizar el sistema de aguas subterráneas, incluidos los valores de conductividad hidráulica, transmisividad y almacenamiento, así como las fuentes de recarga, las tasas de drenaje entre las unidades geológicas y la presencia de condiciones de contorno locales. Los resultados de las pruebas se utilizan para predecir la respuesta del sistema de aguas subterráneas a los cambios en el bombeo y la recarga, y para evaluar el movimiento de contaminantes.

Las pruebas hidráulicas se pueden realizar utilizando un solo pozo de bombeo, un pozo de bombeo con pozos de observación y en pozos abiertos. Las pruebas hidráulicas suelen incluir la medición de los cambios en los niveles de agua a lo largo del tiempo. Los niveles de agua durante algunas pruebas hidráulicas alcanzan un estado estacionario. El análisis de los datos del nivel del agua, tanto transitorios como estacionarios, puede producir estimaciones de las propiedades hidrogeológicas. Las pruebas hidráulicas se pueden realizar en acuíferos que ceden el agua libremente a los pozos, y en unidades de

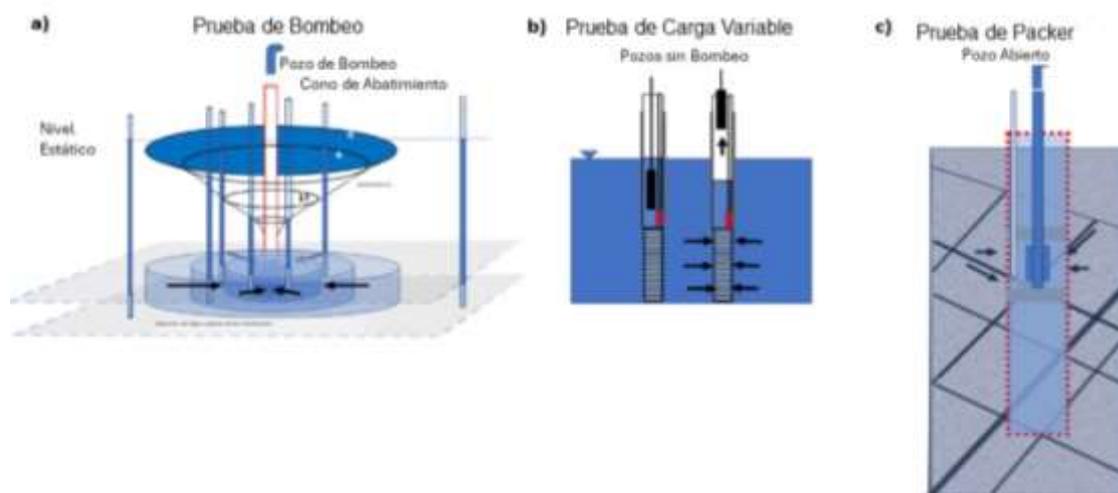
menor permeabilidad como acuitardos y sistemas de rocas fracturadas. Las pruebas también pueden incluir el bombeo de múltiples pozos para investigar la interacción e interconexión de las aguas subterráneas en entornos geológicos complejos.

Los métodos descritos en este libro se centran en la aplicación de soluciones analíticas derivadas de ecuaciones de flujo, condiciones iniciales establecidas y condiciones de borde. Una vez dominadas, las técnicas analíticas estándar se pueden aplicar a una amplia variedad de entornos de pruebas hidráulicas.

Se supone que el lector tiene un conocimiento general de hidrogeología, tal como se trata en el libro del Proyecto de Aguas Subterráneas "*Propiedades Hidrogeológicas de Materiales Terrestres y Flujo de Agua Subterránea*" [↗](#) (Woessner y Poeter, 2020). Los términos hidrogeológicos adicionales utilizados en este texto se definirán cuando estos sean introducidos.

## 2 Tipos de Pruebas Hidráulicas

Hay tres tipos principales de pruebas hidráulicas a escala de campo: pruebas de bombeo, pruebas de pulso y pruebas con empacadores (Figura 1). Las pruebas de bombeo consisten en bombear o inyectar agua desde/hacia un pozo. Las pruebas de pulso (Ensayo Slug) consisten en elevar o descender rápidamente el nivel del agua en un pozo sin bombear. Las pruebas con empacadores implican aislar los intervalos en pozos abiertos utilizando empacadores y desplazar el agua del pozo. Las pruebas hidráulicas se conocen comúnmente como pruebas de acuíferos: los acuíferos son materiales geológicos saturados que almacenan y transmiten agua en cantidades y tasas suficientes para ser fuentes de agua para los seres humanos (Woessner y Poeter, 2020). A pesar de esa terminología, también se utilizan comúnmente para caracterizar las propiedades hidrogeológicas de unidades menos permeables que no cumplen con la definición de acuífero. Las pruebas hidráulicas a veces se denominan como "pruebas de bomba". Aunque esto se usa como un término abreviado para una prueba de bombeo, la redacción indica una prueba de la bomba (por ejemplo, si está funcionando, qué rendimiento sostenido puede producir, etc.) en lugar de una evaluación de las propiedades del subsuelo. En las unidades geológicas donde la carga hidráulica está por encima del nivel del terreno, un pozo abierto en la formación puede fluir sin el uso de una bomba. Las pruebas hidráulicas de pozos que fluyen se denominarán pruebas de bombeo en este libro porque las condiciones naturales están "bombeando" el pozo. Por lo tanto, la prueba de bombeo es el término preferido utilizado en este texto.



**Figura 1** - Esquema de tres tipos de pruebas hidráulicas. Las flechas negras indican la dirección del flujo de agua subterránea. a) Prueba de bombeo en la que se bombea un pozo en un sistema de agua subterránea y se observa el cambio en los niveles de agua en el pozo de bombeo y en los pozos de observación (pozos circundantes de menor diámetro). Se muestra que la superficie potenciométrica en un momento específico durante la prueba representa el abatimiento (nivel de agua inicial menos el nivel de agua inducido por el bombeo). Este abatimiento se denomina cono de abatimiento. b) Prueba de Pulso (Ensayo *Slug*) en la que se inserta o retira un cilindro sólido en un pozo lo que provoca un cambio abrupto del nivel del agua, luego se monitorea la recuperación del nivel del agua a lo largo del tiempo. c) Pruebas de Packer (con empacadores) en un pozo abierto donde una sección de un pozo abierto (líneas discontinuas rojas) que cruza fracturas (líneas de intersección azules y grises) de una roca en un sistema de agua subterránea, se aísla con empacadores (rectángulos grises). El intervalo entre los empacadores se bombea y los niveles de agua se monitorean a lo largo del tiempo.

## 2.1 Pruebas de Bombeo

Cuando se bombea un pozo, los niveles de agua en el pozo de bombeo y en el sistema de agua subterránea adyacente disminuyen con el tiempo. Esta disminución se conoce como "abatimiento" (Figura 1). El abatimiento se define como la diferencia entre el nivel de agua inicial (inicial o estático) en un pozo y el nivel de agua en un tiempo posterior al inicio del bombeo (un valor positivo). Los eventos no relacionados con el bombeo pueden afectar los niveles de agua en el acuífero, por lo tanto, el nivel estático del agua se debe ajustar al nivel que existiría, si no ocurrieran los otros eventos, por lo que en este libro se hace referencia al nivel estático del agua como el nivel estático corregido. El abatimiento generalmente aumenta a medida que bombea el pozo, a menos que se acceda a otra fuente de agua mediante el acto de bombear desde el acuífero. En algunas pruebas de bombeo, el agua se bombea al pozo de prueba (se inyecta) a una caudal prescrito en lugar de bombear agua desde el pozo. En este caso, los niveles de agua en la formación se aumentan desde los niveles iniciales y, en lugar de una disminución, los niveles de agua suben (es decir, tienen un abatimiento negativo). Por lo general, las pruebas de bombeo se realizan en un pozo mientras se monitorean los niveles de agua en uno o más pozos de observación sin bombear. Sin embargo, algunas ocasiones las pruebas de bombeo también se pueden realizar utilizando un solo pozo de bombeo sin pozos de monitoreo.

Los datos de abatimiento vs tiempo se registran para cada pozo incluido en la prueba, y se utilizan métodos analíticos o numéricos para generar información sobre las propiedades hidrogeológicas del sistema. Las pruebas de bombeo se pueden realizar utilizando caudal de bombeo constante y/o variable, o un abatimiento constante. Aunque las pruebas con empaquetadores dentro de un pozo abierto pueden incluir bombeo, se describirán en una sección sobre este tipo de métodos (Sección 15).

Las pruebas de caudal constante (el tipo más común de prueba de bombeo) están diseñadas para mantener la descarga a un caudal continuo durante toda la prueba, lo que simplifica el análisis de datos (como se discute en secciones posteriores de este libro). Aunque es difícil mantener una tasa de descarga constante, este enfoque es preferible porque el uso de una tasa de bombeo variable requiere un análisis más complejo. Las pruebas de bombeo de tasa variable diseñadas específicamente se utilizan para estimar las propiedades de la formación y cuantificar cómo el diseño del pozo y la tasa de bombeo afectan la magnitud del abatimiento en el pozo de bombeo. En algunos entornos, como cuando un pozo fluye en condiciones naturales en la superficie y la descarga disminuye con el tiempo, o cuando el agua se extrae a una tasa variable para mantener un nivel de agua constante a lo largo del tiempo, se utiliza un método de abatimiento constante para analizar los resultados para la estimación de las propiedades hidrogeológicas (por ejemplo, Lohman, 1972).

Las pruebas hidráulicas implican frecuentemente bombear en múltiples pozos para investigar cómo responden al bombeo otros pozos de bombeo o de observación ubicados en un área específica. Por ejemplo, dado un sistema fracturado complejo de agua subterránea en el que se planea el desagüe de la mina o se está explorando el suministro potencial de agua, el uso de múltiples pozos de bombeo puede evaluar la interconexión del sistema.

## 2.2 Pruebas de Pulso (Ensayo Slug)

Se realiza una prueba de pulso (o Ensayo Slug) desplazando rápidamente el agua en el pozo y observando la recuperación del nivel del agua a lo largo del tiempo (Figura 1b). El agua se puede desplazar insertando o retirando un objeto o, en una capa de baja conductividad hidráulica, bombeando agua del pozo, siempre que el bombeo sea breve en relación con la recuperación. Existen diferentes métodos analíticos para analizar los datos de la prueba según el diseño del pozo y los tipos de unidades portadoras de agua (por ejemplo, confinadas o no confinadas). Las pruebas de pulso (Ensayo Slug) se pueden realizar en pozos de diámetro pequeño en los que la instalación de la bomba es problemática. Las pruebas de pulso también se pueden elegir para evaluar unidades de agua subterránea de bajo y alto rendimiento y en lugares con agua subterránea

contaminada, donde las pruebas de bombeo no son prácticas porque la descarga no se puede eliminar de manera económica.

## 2.3 Pruebas Hidráulicas con Empacadores

Los pozos sin revestimiento se pueden probar con empacadores. La prueba aísla una parte del pozo utilizando un solo empacador o un conjunto de empacadores dobles (Figura 1c). A continuación, se prueba el intervalo de interés mediante métodos de bombeo, inyección o carga variable. Estas pruebas implican el seguimiento de los cambios de carga hidráulica a lo largo del tiempo en respuesta a la adición o extracción de agua y se analizan mediante métodos analíticos y numéricos.

## 2.4 Organización del Texto

El resto de este libro está organizado en tres partes que analizan cada método en detalle: Pruebas de bombeo, Pruebas de Pulso (Ensayo Slug) y Pruebas con Empacadores. En una sección final se abordan los enfoques utilizados para caracterizar formaciones de baja permeabilidad como acuitardos. Cada parte inicia con modelos conceptuales de cómo las pruebas afectan a los diferentes tipos de sistemas de aguas subterráneas (por ejemplo, confinados, semi confinado, no confinados). A continuación, se describen las metodologías de la prueba. El análisis de los datos se enmarca en la descripción de los fundamentos matemáticos teóricos y los métodos analíticos disponibles utilizados para estimar las propiedades hidrogeológicas. En el texto se presentan ejemplos que demuestran el proceso de análisis de datos. Los recuadros proporcionan detalles adicionales sobre algunos temas. No se incluye una sección de notación porque cada variable se define en cada sección siguiendo la ecuación en la que se utiliza. El libro concluye con un resumen/conclusión, un conjunto de problemas que incluyen sus soluciones y referencias.

## PARTE 1: PRUEBAS DE BOMBEO

La Parte 1 incluye las Secciones 3 a 13 y se centra en las pruebas hidráulicas que utilizan un pozo de bombeo para generar modificaciones en el nivel freático o superficie potenciométrica en la formación objetivo.

- La Sección 3 describe cómo responden los sistemas de agua subterránea a un pozo de bombeo.
- El diseño de la prueba y los métodos utilizados para realizar un ensayo de bombeo con pozos de observación se describen en la Sección 4.
- En la Sección 5 se describe la ejecución de pruebas y la recopilación de datos.
- La Sección 6 proporciona la base matemática necesaria para analizar los resultados de las pruebas de bombeo.
- Las Secciones 7 a 10 describen cómo se analizan los conjuntos de datos de pruebas de bombeo en estado estacionario y en estado transitorio, en condiciones confinadas, semi confinada y no confinadas. Más específicamente, los análisis de las condiciones de estado estacionario confinado y no confinado se describen en la Sección 7; mientras que las secciones 8, 9 y 10 describen el bombeo transitorio de acuíferos totalmente confinados, semi confinados y no confinados, respectivamente.
- La Sección 11 aborda cómo el bombeo de múltiples pozos bajo diversas condiciones de contorno influye en los resultados de las pruebas de bombeo.
- En la Sección 12 se describen las consideraciones adicionales necesarias para analizar los datos cuando se realizan pruebas de bombeo utilizando pozo único de bombeo.
- En la Sección 13 se describe cómo utilizar software especializado para analizar resultados de las pruebas de bombeo.



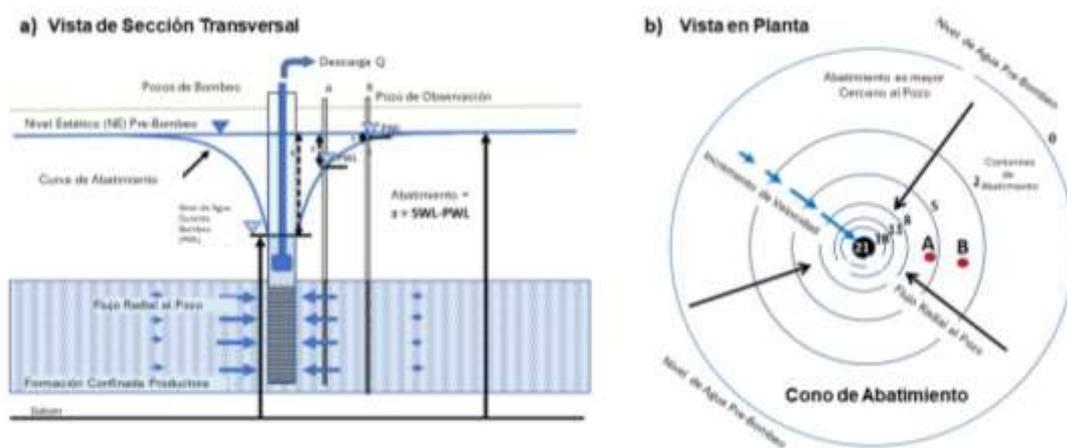
La fotografía muestra una prueba de bombeo que se lleva a cabo en un acuífero constituido por arena y grava no confinado en el valle de Bitterroot, Montana occidental, EE. UU. La fotografía se utiliza con permiso de la Oficina de Minas y Geología de Montana (2023).

## 3 Conceptualización del Flujo Subterráneo hacia los Pozos

En esta sección se describe el marco conceptual de la mecánica del flujo subterráneo hacia un pozo de bombeo. Una vez que se instala un pozo y se configura el sistema de bombeo, se enciende la bomba y el agua fluye por la tubería de descarga hacia la superficie del terreno. El flujo de agua subterránea a un pozo se induce porque la bomba extrae agua del pozo y abate el nivel del agua en el pozo. Esto establece un gradiente hidráulico, entre el nivel del agua en el pozo (carga hidráulica inferior) y el sistema de agua subterránea adyacente (carga hidráulica más alta). El agua subterránea fluye en respuesta a una disminución en la carga hidráulica porque el agua subterránea se mueve de las áreas de la carga hidráulica superior a la carga hidráulica inferior (es decir, elevaciones altas de agua subterránea a elevaciones bajas de agua subterránea como referencia a un dato de elevación común, generalmente el nivel medio del mar). Esto es explicado por Woessner y Poeter (2020). Si bien esta diferencia en la carga hidráulica se mantiene mediante el bombeo, el agua fluye desde el sistema de agua subterránea adyacente hacia el pozo.

### 3.1 Desarrollo del Cono de Abatimiento en Condiciones Transitorias

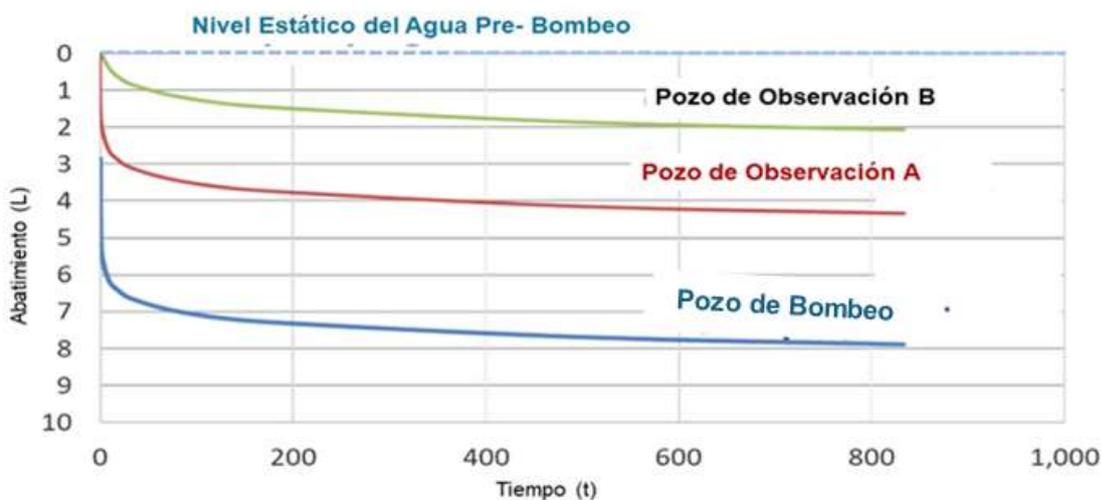
La región que rodea un pozo de bombeo donde los niveles de agua se abaten mediante el bombeo, se conoce como cono de abatimiento. Los mapas, las secciones transversales y las representaciones en 3D, del cono de abatimiento se pueden trazar utilizando valores de carga hidráulica o abatimiento (Figura 2). El abatimiento se calcula tomando la carga estática en un pozo (corregida por las influencias de fondo en la carga) menos la altura medida en un momento desde que comenzó el bombeo (Figura 2). El flujo hacia el pozo es radial en condiciones isotrópicas y homogéneas (es decir, donde las propiedades hidrogeológicas son constantes y las mismas en todos los puntos dentro del sistema hidrogeológico que se está investigando, Woessner y Poeter (2020)). El abatimiento se produce en el pozo de bombeo, en los pozos de observación y en cualquier otro pozo dentro del cono de abatimiento. Existen condiciones transitorias cuando el bombeo induce un abatimiento continuo a lo largo del tiempo. Los niveles de agua en el pozo de bombeo y en los pozos de observación cercanos sin bombear, disminuyen rápidamente cuando se inicia el bombeo, luego la tasa de abatimiento disminuye a medida que avanza la prueba (Figura 3).



**Figura 2** - Flujo subterráneo a un pozo de bombeo que penetra en un acuífero confinado isótropo y homogéneo.

a) Vista transversal de la respuesta de los niveles de agua (flechas negras verticales) en el pozo de bombeo y los pozos de observación circundantes. La disminución de los niveles de agua representada por una superficie potenciométrica se muestra como una curva de abatimiento. La velocidad del flujo en el acuífero confinado es más alta cerca del pozo (grandes vectores negros).

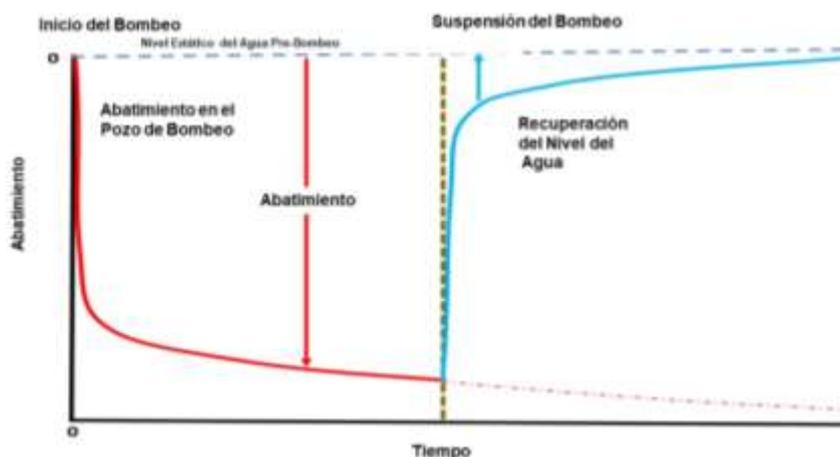
b) Vista en planta de la distribución del abatimiento alrededor de un pozo de bombeo. Los números representan los valores de abatimiento en unidades de longitud. Los puntos A y B, ubicados en los puntos rojos, son pozos de observación sin bombear. La zona de abatimiento medible se conoce como el cono de abatimiento, que se concentra en el pozo de bombeo (punto negro). El flujo de agua (flechas azules) hacia el pozo es radial e igual en todas las direcciones cuando el acuífero es isótropo y homogéneo. La velocidad (vectores negros) aumenta desde el borde exterior del cono de abatimiento, en donde el gradiente hidráulico es muy pequeño, al pozo de bombeo, donde el gradiente es mayor.



**Figura 3** - Esquema de los cambios en el abatimiento con el tiempo para un pozo de bombeo y los dos pozos de observación que se muestran en la Figura 2 donde el pozo A está más cerca del pozo de bombeo que el pozo B. Los valores de abatimiento se representan en escalas aritméticas. Los números positivos representan la disminución potenciométrica de la superficie. El abatimiento tiene dimensiones de longitud (p.ej. unidades de m, pies, etc.) y el tiempo puede estar en unidades de segundos, minutos, horas o días, según la duración de la prueba y las propiedades del sistema probado. Conceptualmente, en un sistema isotrópico y homogéneo confinado, bajo una tasa de bombeo constante, la tasa de abatimiento es logarítmica con el tiempo, y el abatimiento es mayor en el pozo de bombeo. El abatimiento en los pozos de

observación inicia algún tiempo después del inicio del bombeo y es menor en los pozos de observación ubicados a mayor distancia del pozo de bombeo.

Los niveles de agua en el pozo de bombeo comienzan a recuperarse (ascender) después de que se suspende el bombeo. Con el tiempo, los niveles de agua comienzan a recuperarse en los pozos de observación dentro del cono de abatimiento, ocurriendo primero la recuperación de los pozos más cercanos al pozo de bombeo. Una vez que se apaga la bomba, el agua dentro del cono de abatimiento continúa fluyendo hacia el pozo bajo los gradientes hidráulicos creados por el bombeo. Como el agua ya no se extrae del pozo de bombeo, el agua subterránea del acuífero circundante se repone del almacenamiento del acuífero y los niveles de agua comienzan a recuperarse. La recuperación es rápida al principio, luego lenta a medida que disminuyen los gradientes hidráulicos dentro del cono de abatimiento (Figura 4). Patrones similares se observan en los pozos de observación.



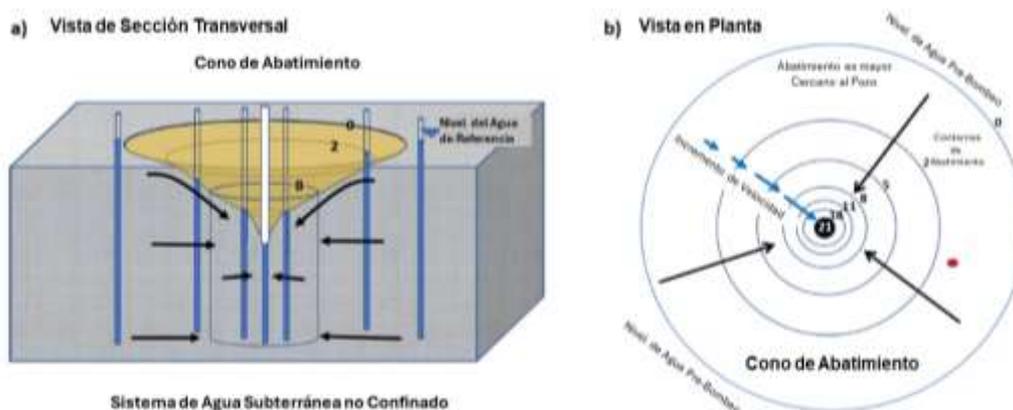
**Figura 4** - Ilustración del abatimiento y recuperación de un pozo de bombeo que descarga a un caudal constante. La línea azul discontinua representa el nivel de agua estático corregido. La línea roja es el abatimiento durante el bombeo. La línea vertical marrón representa el momento en que se apaga la bomba. La línea azul muestra los niveles de agua que se recuperan después de que el bombeo ha finalizado. La flecha azul vertical muestra el abatimiento residual o no recuperado. La línea roja punteada es el abatimiento proyectado que continuaría ocurriendo si la bomba no se apagara.

El nivel de agua original rara vez es estático, porque está sujeto a la influencia de otras características ligadas con y dentro del sistema de agua subterránea (por ejemplo, el bombeo de pozos cercanos; los cambios en los niveles de agua en cuerpos de agua superficial como un arroyo, lago u océano; la recarga de la precipitación). En consecuencia, los niveles de agua deben registrarse durante algún tiempo antes del inicio del bombeo y durante algún tiempo después del final del bombeo, para inferir la tendencia y corregir el nivel de agua estático para el ascenso o descenso de los niveles originales durante la prueba. Es posible que sea necesario aplicar correcciones para la variación en el nivel del agua original al analizar la prueba, como se discute en la Sección 5.

El agua bombeada de un pozo en un acuífero confinado se libera del almacenamiento a medida que la carga hidráulica disminuye debido a la compactación de la unidad de carga de agua y la expansión del agua almacenada (Woessner y Poeter, 2020). La unidad no está físicamente drenada y el sistema de aguas subterráneas permanece confinado. Durante la recuperación, la disminución observada es generada por la reincorporación del agua al almacenamiento. La recuperación es rápida al inicio y luego más lentamente con el tiempo.

Cuando se bombea de una unidad libre (no confinada), los niveles de agua disminuyen a medida que el agua fluye hacia el pozo y se desarrolla un cono de abatimiento en la capa freática (Figura 4). A diferencia de un sistema confinado, una parte del acuífero se deseca físicamente a medida que el agua drena por gravedad desde los poros saturados, y la elevación del nivel freático disminuye con el tiempo. El agua liberada del almacenamiento, es una combinación del agua liberada del almacenamiento elástico, como en el sistema confinado (compresión de la matriz y expansión del agua), y agua que drena de los poros saturados cuando el nivel del agua desciende. El abatimiento es rápido al principio, y luego se ralentiza con el tiempo. En algunos entornos, en los primeros momentos luego de comenzar el bombeo, el drenaje de agua desde la franja capilar y la zona vadosa recarga el acuífero, por lo que retrasan temporalmente el descenso del nivel freático. A medida que continúa el bombeo, el abatimiento del nivel alcanza una tasa de cambio logarítmica. Los detalles del bombeo de acuíferos libres se analizan en la Sección 10.

El bombeo reduce el espesor saturado de un acuífero libre dentro y cerca del pozo cuando el cono de abatimiento se expande con el tiempo. En condiciones isotrópicas y homogéneas y con un pozo de producción totalmente penetrante, el flujo de agua subterránea es radial al pozo y mayoritariamente horizontal (Figura 5). Sin embargo, cerca del pozo, donde los poros se han drenado, el flujo es paralelo al nivel freático inclinado. En esta región, se produce un flujo vertical (Figura 5a).

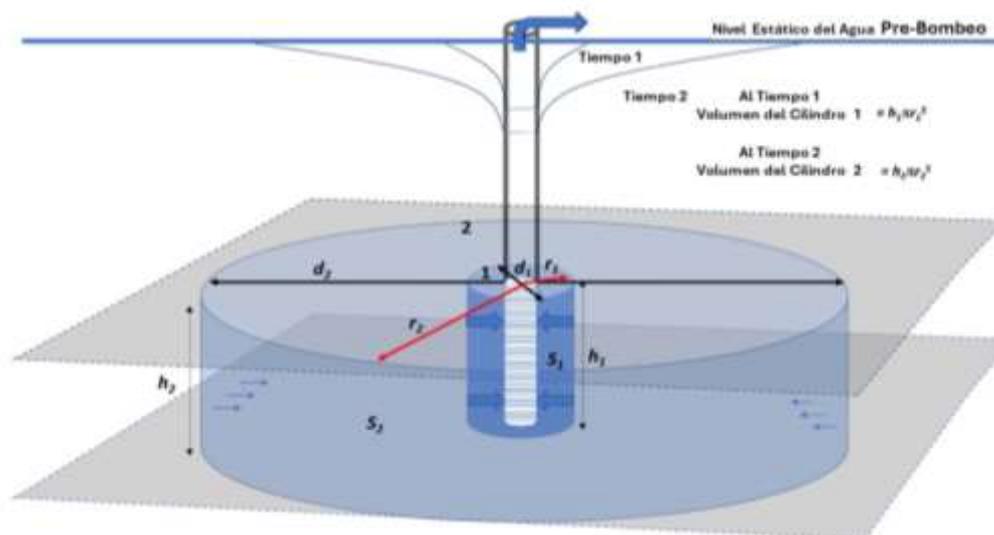


**Figura 5** - Esquema del cono de abatimiento en el nivel freático de un acuífero libre. Se supone que el acuífero es isótropo y homogéneo, y los pozos penetran totalmente en el acuífero.

a) Esquema de un cono de abatimiento que muestra los datos de abatimiento en los pozos de observación circundantes y en el pozo de bombeo. El bloque de color gris azulado representa una porción completamente saturada del acuífero libre. El área sombreada de color marrón claro representa la parte del acuífero que se drena durante el bombeo. El flujo (representado por flechas) hacia el pozo es radial. Cerca del pozo de bombeo, una componente de flujo vertical está presente a medida que el flujo es paralelo a la capa freática.

b) Una vista en planta del cono de abatimiento. El flujo (flechas negras) es radial. Los números representan los valores de abatimiento en unidades de longitud. El gradiente aumenta con la proximidad al pozo de bombeo (los contornos de abatimiento están más cercanos). El caudal del flujo (vectores azules) aumenta a medida que el agua subterránea se mueve desde el borde del cono hasta el centro. El punto rojo representa un pozo de observación.

En condiciones ideales, la tasa de abatimiento disminuye con el tiempo. Esto se debe a que el volumen de material de acuífero confinado en el cilindro debajo del cono de abatimiento que se forma en la superficie potenciométrica aumenta con el tiempo en proporción al cuadrado del radio del cono de abatimiento. El agua es extraída a un mismo caudal a lo largo del tiempo, pero el volumen cilíndrico que contribuye con agua aumenta a medida que el cono de abatimiento se expande. Por lo tanto, se requiere de un menor abatimiento del nivel para obtener el mismo caudal de agua del almacenamiento. El volumen del cilindro de material del acuífero debajo del cono de abatimiento es  $h\pi r^2$  donde  $h$  es el espesor del acuífero confinado, y  $r_1$  es el radio del cono al Tiempo 1 y  $r_2$  es el radio al Tiempo 2 como se muestra en la Figura 6.



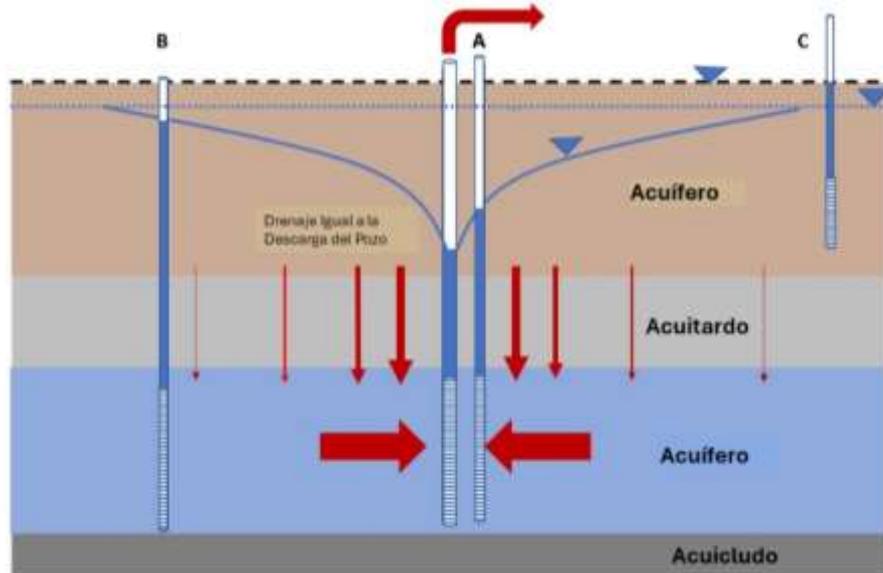
**Figura 6** - A medida que aumenta la duración del bombeo en este acuífero confinado isotrópico y homogéneo, la tasa de disminución del nivel del agua disminuye (Figura 3) debido al aumento del volumen del acuífero que aporta agua al pozo bombeado. Se produce una rápida disminución de la altura en el período inicial de bombeo. En el tiempo 1, el volumen de agua que se ha bombeado del pozo se derivó de la liberación de agua almacenada en el acuífero controlada por la capacidad de almacenamiento ( $S$ ) del acuífero dentro del cilindro azul oscuro de radio  $r_1$  en la unidad confinada.  $S$  es un número adimensional que refleja el volumen de agua producido por una unidad de extracción por una unidad de área. Por lo tanto, el volumen liberado del acuífero después de un período de bombeo es el producto de tres entidades:  $S$ , la reducción promedio sobre el área del cono de depresión y el área de superficie definida por el perímetro del cono (es decir,  $\text{Volumen} = S (\text{Descenso promedio})(\text{Área})$ ). También se muestra un cono de abatimiento en el tiempo 2 después de bombear el doble de tiempo a una tasa constante. Debido a que el bombeo es constante y durante la misma duración, se libera el mismo volumen de agua almacenada entre el Tiempo 1 y el Tiempo 2 en todo el cilindro azul claro de radio  $r_2$  y esta zona tiene la misma capacidad de almacenamiento ( $S$ ). Los descensos entre el Tiempo 1 y el Tiempo 2 son menores que entre el Tiempo 0 y el Tiempo 1 porque se obtiene el mismo volumen de agua de un área mayor.

### 3.2 El Cono de Abatimiento Bajo Condiciones de Régimen Permanente

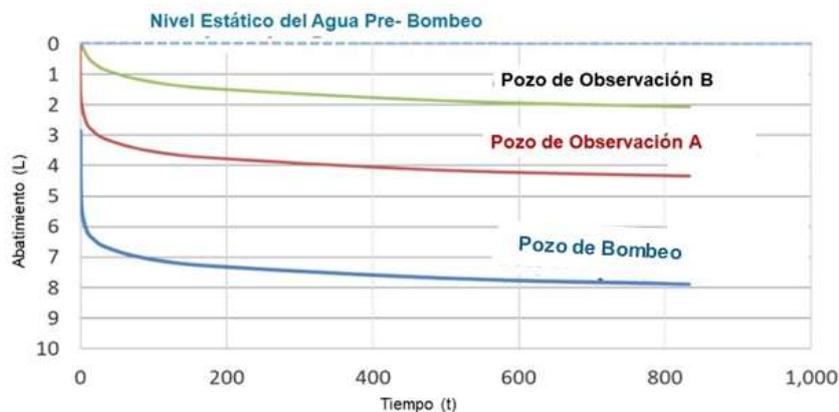
Si a medida que se bombea un pozo y el abatimiento cesa (es decir, las cargas hidráulicas dentro del cono de abatimiento no varían con el tiempo), el sistema ha alcanzado una condición de estado estacionario. En estado estacionario, el flujo constante de agua en el pozo se origina de una fuente de recarga que es interceptada por el cono de abatimiento.

Las condiciones de estado estacionario ocurren con mayor frecuencia en los sistemas de aguas subterráneas confinados cuando el drenaje en los acuitardos o acuíferos que se encuentran sobre o debajo del sistema confinado, o desde un límite, como una falla transmisiva o un lago en comunicación directa con el acuífero, proporcionan agua al acuífero que se bombea (Figura 7). Los niveles dejan de descender (Figura 8) cuando el caudal de drenaje (agua ingresando a la unidad de bombeo) se iguala a la tasa de bombeo (Figura 9). En un sistema no confinado, las condiciones de estado estacionario ocurren cuando una fuente de recarga adyacente iguala la tasa de descarga en el pozo (Figura 9).

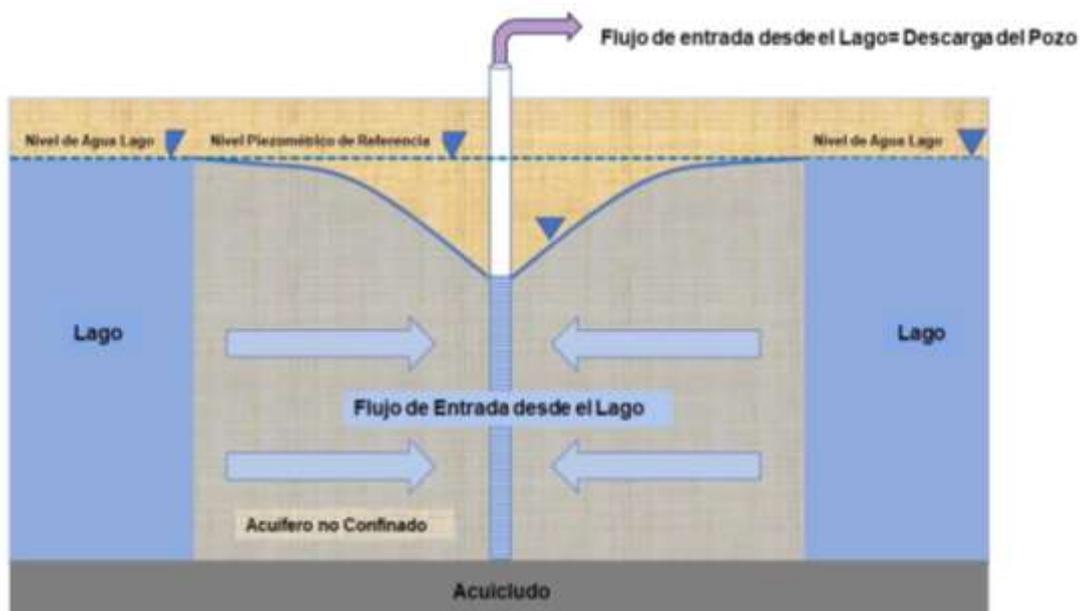
Como los niveles de agua que definen el cono de abatimiento no cambian con el tiempo, ninguna de las aguas de descarga proviene de la liberación de agua almacenada dentro del acuífero que se está bombeando. En cambio, deriva de fuentes externas.



**Figura 7** - Condiciones de bombeo en estado estacionario para un pozo en un acuífero confinado (azul). La línea azul discontinua es el nivel de agua estático corregido para el acuífero confinado y la línea negra discontinua es el nivel de agua estático corregido para el acuífero suprayacente. El lecho de confinamiento suprayacente (acuitardo) es lo suficientemente permeable como para que, a medida que se forma el cono de abatimiento en el acuífero confinado, los gradientes verticales entre el acuífero/acuitardo suprayacente y el acuífero bombeado permitan el drenaje al acuífero bombeado (flechas rojas verticales). En este ejemplo, las tasas de drenaje son iguales a la tasa de bombeo, el abatimiento en el acuífero que se está bombeando ha cesado y el cono de abatimiento ya no se está expandiendo. Las curvas esquemáticas de abatimiento para el pozo de bombeo y los pozos de observación A y B se muestran en la Figura 8.



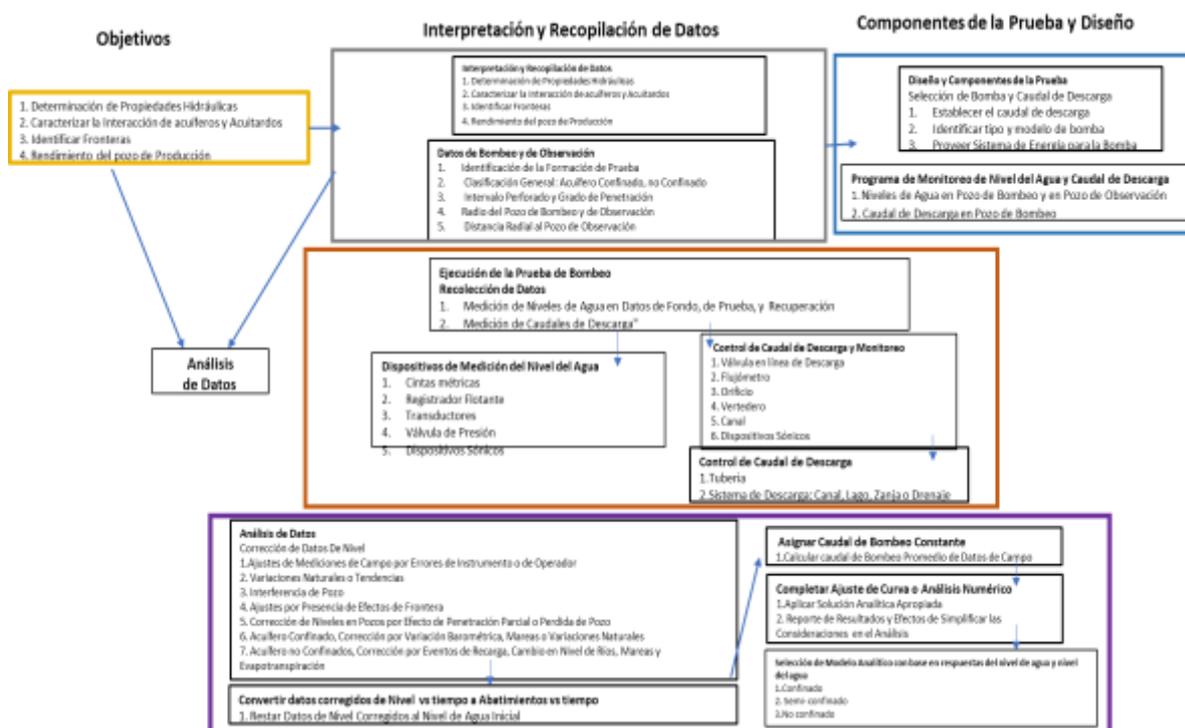
**Figura 8** - Esquema de la ocurrencia de condiciones en estado estacionario durante el bombeo de un acuífero confinado que, con el tiempo, intercepta una fuente de recarga que es igual a la descarga del pozo. Cesa el abatimiento en el pozo bombeado y en los pozos de observación se estabilizan los niveles de agua. El pozo, las ubicaciones se muestran en la Figura 7. El abatimiento tiene dimensiones de longitud (p. ej., unidades de m, pies) y el tiempo puede estar en unidades de segundos, minutos, horas o días, según la duración de la prueba y las propiedades del sistema probado.



**Figura 9** - Ilustración de las condiciones en estado estacionario en un sistema de aguas subterráneas no confinado en donde el bombeo se produce en el centro de una isla circular rodeada por un lago. El caudal de entrada del lago es igual a la tasa de descarga del pozo de bombeo. Como resultado, el abatimiento se detiene, no se libera agua del almacenamiento y toda el agua proviene del lago.

## 4 Establecimiento de un Objetivo, Diseño y Realización de una Prueba de Bombeo

Los procedimientos para diseñar y realizar pruebas de bombeo se describen en muchos libros de texto de hidrogeología e ingeniería, publicaciones gubernamentales y en otras partes de la literatura científica. La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (Osborne, 1993), la Norma Británica (2003), la Norma Australiana (1990), la Agencia de Protección Ambiental de Ohio (2006), el Departamento de Ecología del Estado de Washington (2020) y el libro "*Aguas Subterráneas y Pozos*" (Sterrett, 2007) proporcionan algunos ejemplos útiles de directrices. La Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM, por sus siglas en inglés) tiene al menos 13 documentos que describen los procedimientos estándar que deben usarse para realizar y analizar las pruebas de bombeo. Una lista de estos documentos de ASTM se proporciona en un documento producido por la Comisión Reguladora Nuclear de los Estados Unidos (2015). Los enfoques y métodos descritos en este documento para realizar pruebas de bombeo exitosas se basan en pautas como las citadas anteriormente, así como en la experiencia profesional. La Figura 10 muestra un diagrama de flujo de los componentes clave para diseñar y realizar una prueba de bombeo.



**Figura 10** - Desarrollo de la información y los datos necesarios para planificar, ejecutar y analizar una prueba de bombeo.

a) El primer paso es identificar las condiciones hidrogeológicas regionales y del sitio que afectarán el diseño de la prueba y la interpretación. Se desarrolla un modelo conceptual hidrogeológico del sitio y la región. Este proceso incluye la recopilación e interpretación de información geológica e hidrogeológica, incluidos los detalles específicos sobre las unidades productoras de agua y los pozos existentes. El segundo paso es diseñar la prueba de bombeo. Se identifican los requisitos de equipamiento, luego se planifican los caudales de bombeo y la duración de las pruebas. A continuación, se desarrollan programas de medición que incluyen el monitoreo de niveles de agua de fondo, antes y después de la prueba. El tercer paso, es iniciar la prueba, incluida la recopilación de datos previos a la prueba y la instrumentación del pozo. Se ejecuta la prueba, mientras se registran los datos de descarga, abatimiento, y tiempo. Cuando se detiene el bombeo, se registran los niveles de agua de recuperación, junto con el registro continuo del nivel de agua original. Una vez finalizada la prueba, se procesa el modelo conceptual y los datos observados del nivel de agua y bombeo para determinar las propiedades hidrogeológicas de las formaciones ensayadas.

b) El análisis de datos incluye varios pasos. En primer lugar, los datos medidos del nivel del agua se organizan y corrigen para eliminar las influencias que no están relacionadas con las propiedades de las formaciones en el sitio de prueba. Enseguida se calcula el abatimiento. Se revisan los registros de descarga de bombeo y se asigna una tasa de bombeo constante. Los datos de descarga, abatimiento, y tiempo, junto con los datos hidrogeológicos, de bombeo y de pozo de observación, se utilizan para elegir y aplicar un método analítico adecuado. Se ejecutan análisis numéricos y/o de coincidencia de curvas. Se informan los resultados y las limitaciones de los métodos aplicados.

## 4.1 Objetivo

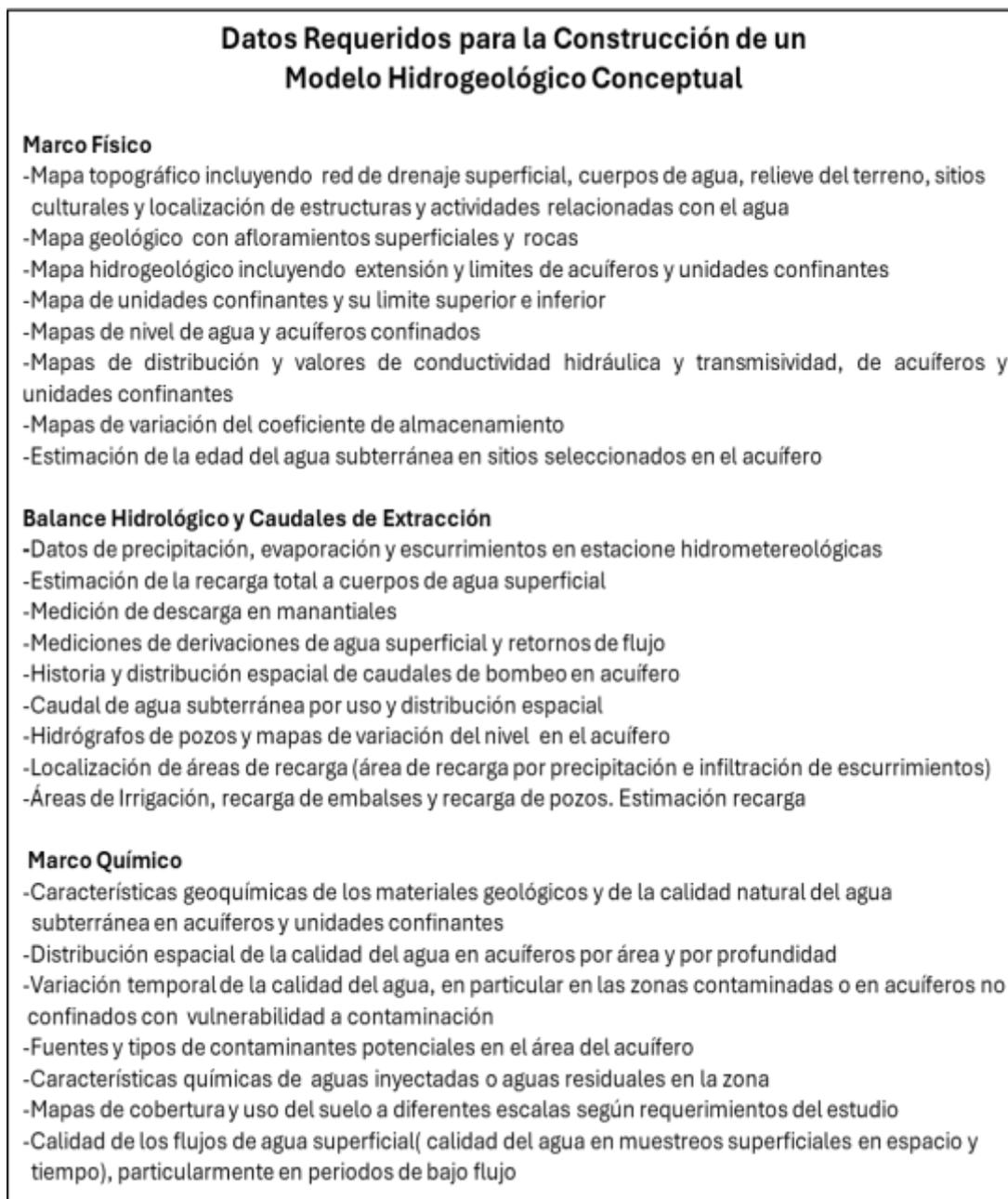
Se requiere de un objetivo claro para diseñar y realizar una prueba de bombeo. En la mayoría de los casos, se realizan pruebas de bombeo para determinar la magnitud y distribución de las propiedades hidrogeológicas a escala de campo ( $K$ ,  $T$  y  $S$ ). En algunos entornos, el objetivo puede ser establecer cómo responden los acuíferos y las unidades de confinamiento al bombeo y cuantificar las propiedades hidráulicas en unidades confinadas menos permeables. Las pruebas de bombeo también se diseñan para determinar si la unidad hidrogeológica está acotada y cómo los límites afectan la respuesta de abatimiento en el tiempo. En algunos entornos, se realizan pruebas de bombeo en los pozos de producción para determinar los caudales sostenibles según los programas de producción establecidos. Identificar el objetivo es el primer paso en el diseño de una prueba de bombeo (Figura 10).

## 4.2 Compilando e Interpretando un Conjunto de Datos

Al diseñar una prueba hidráulica, el profesional de aguas subterráneas primero debe recopilar y analizar una amplia variedad de información hidrogeológica regional y del sitio (Figura 11). Este proceso incluye revisar la literatura disponible, evaluar las condiciones geológicas y de las aguas subterráneas locales, y formular un balance general de agua para el sitio bajo investigación. Cuanto mejor se entienda el entorno hidrogeológico, es más probable que una prueba de bombeo tenga éxito. Esta comprensión incluye:

- la secuencia y extensión de las unidades hidrogeológicas,
- la presencia de límites físicos e hidrogeológicos,
- estimación de propiedades hidrogeológicas de las unidades acuíferas y acuitardos,
- estimación de la dirección y tasas de flujo de agua subterránea,
- potencial de interconexión de las unidades,
- fuentes, lugares y tasas de recarga y descarga,
- el diseño y el rendimiento de los pozos existentes, y
- un balance de aguas subterráneas para la zona,

las cuales facilitan la determinación de un caudal apropiado de bombeo y duración de la prueba. El modelo conceptual hidrogeológico resultante enmarca el diseño y la ejecución de la prueba de bombeo. Woessner y Poeter (2020), proporcionan guía adicional sobre la formulación de un modelo conceptual hidrogeológico. En algunos entornos, no todos los componentes enumerados en la Figura 11 están disponibles. Cuando la información es limitada, los esfuerzos deben centrar en obtener y analizar mapas topográficos, mapas geológicos y secciones transversales, tendencias climáticas, así como identificar sitios de fuentes de agua conocidas, cuantificar los usos existentes del agua y revisar las publicaciones hidrogeológicas disponibles relacionadas con el área de estudio.



**Figura 11** - Datos utilizados para elaborar modelos hidrogeológicos conceptuales (Alley et al., 1999).

El modelo hidrogeológico conceptual debe incluir tanto el entorno regional como las condiciones específicas del sitio. Este modelo se utiliza para identificar el comportamiento probable de la unidad que se está probando y las unidades geológicas circundantes. Utilizando el modelo conceptual hidrogeológico, se puede interpretar la naturaleza de la unidad portadora de agua (por ejemplo, confinada, no confinada, semi confinada), evaluar la probabilidad de que los límites impermeables o de recarga afecten los abatimientos evaluados, estimar ubicaciones ideales y la construcción de pozos de prueba y observación, y proponer el tipo de herramienta analítica que mejor se ajuste a los resultados de las pruebas resultantes propuestas.

## 4.3 Diseño de Pozos de Bombeo y de Observación y Datos de Construcción

Las pruebas de bombeo deben incluir pozos de observación, pero se pueden realizar utilizando un solo pozo de bombeo si es necesario. El uso de pozos de observación, sin bombeo, produce resultados más confiables porque es difícil medir con precisión el abatimiento en el acuífero a través de un solo pozo de bombeo, debido a los problemas de almacenamiento de pozo al principio del período de prueba, y las pérdidas de carga que ocurren cuando el agua fluye a través de la rejilla y a lo largo del orificio que contiene la bomba, las tuberías y los cables. Además, los pozos de observación proporcionan información de las propiedades del almacenamiento y variación espacial de las propiedades hidráulicas.

A menudo, los pozos de bombeo y observación se pueden seleccionar de los pozos existentes terminados en la unidad objetivo, de lo contrario, los pozos se pueden instalar específicamente para la prueba. Por lo general, se utilizan pozos existentes (incluidos pozos domésticos, municipales, industriales y/o de riego), cuando es posible, ya que la construcción de un nuevo pozo de bombeo es costosa.

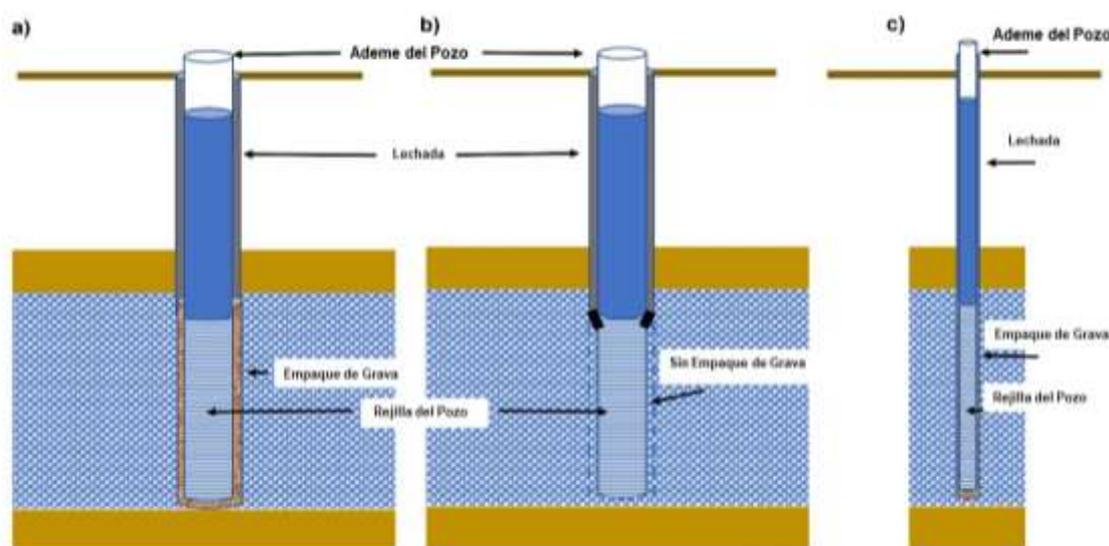
### 4.3.1 Diseño de Pozos de Bombeo y de Observación

Los registros de construcción de pozos se deben revisar antes de seleccionar un pozo de bombeo existente para la prueba. En muchas regiones, los registros de los perforistas se presentan ante las agencias reguladoras cuando se construyen los pozos (Figura 12). Estos proporcionan información sobre la estratigrafía encontrada durante la perforación, notas de cuándo se cruzaron las unidades productoras de agua, una prueba de bombeo corta (prueba de rendimiento), diámetros de pozo y revestimiento, ubicación y tipo de lechada/cementación, y la posición de los intervalos perforados en el revestimiento del pozo.

MONTANA WELL LOG REPORT					Other Options																																								
This well log reports the activities of a licensed Montana well driller, serves as the official record of work done within the borehole and casing, and describes the amount of water encountered. This report is compiled electronically from the contents of the Ground Water Information Center (GWIC) database for this site. Acquiring water rights is the well owner's responsibility and is NOT accomplished by the filing of this report.					<a href="#">Go to GWIC website</a> <a href="#">Plot this site in State Library Digital Atlas</a> <a href="#">Plot this site in Google Maps</a> <a href="#">View hydrograph for this site</a> <a href="#">View field visits for this site</a> <a href="#">View water quality for this site</a> <a href="#">View scanned well log (5/16/2011 11:33:06 AM)</a>																																								
<b>Site Name:</b> MILES CITY AIRPORT <b>GWIC id:</b> 171183					<b>Section 7: Well Test Data</b>																																								
<b>Section 1: Well Owner(s)</b> 1) MILES CITY AIRPORT (MAIL) 77 FRANK WILEY FIELD MILES CITY MT 59301 [06/05/1990]					Total Depth: 830 Static Water Level: 265 Water Temperature:																																								
<b>Section 2: Location</b>					<b>Pump Test *</b>																																								
<b>Township</b> 08N	<b>Range</b> 47E	<b>Section</b> 20	<b>Quarter Sections</b> SE¼ SE¼ SE¼ SW¼		Depth pump set for test _ feet. 30 gpm pump rate with 580 feet of drawdown after 24 hours of pumping. Time of recovery 3 hours. Recovery water level _ feet. Pumping water level _ feet.																																								
<b>County</b> CUSTER					<b>Geocode</b> 14174020201010000																																								
<b>Latitude</b> 46.425602835		<b>Longitude</b> -105.875859997		<b>Geomethod</b> NAV-GPS	<b>Datum</b> NAD83																																								
<b>Ground Surface Altitude</b> 2630		<b>Ground Surface Method</b> MAP		<b>Datum</b> NGVD29	<b>Date</b> 4/18/2012																																								
<b>Measuring Point Altitude</b> 2631.25		<b>MP Method</b> MAP	<b>Datum</b> NGVD29	<b>Date</b> 4/12/2012	<b>Time Applies</b> 1:15:00 PM																																								
<b>Addition</b>		<b>Block</b>		<b>Lot</b>																																									
<b>Section 3: Proposed Use of Water</b> PUBLIC WATER SUPPLY (1) MONITORING (2)					<b>Section 8: Remarks</b>																																								
<b>Section 4: Type of Work</b> Drilling Method: ROTARY Status: NEW WELL					<b>Section 9: Well Log</b> <b>Geologic Source</b> 211FHHC - FOX HILLS-HELL CREEK AQUIFER																																								
<b>Section 5: Well Completion Date</b> Date well completed: Tuesday, June 5, 1990					<table border="1"> <thead> <tr> <th>From</th> <th>To</th> <th>Description</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>58</td><td>GRAVEL</td></tr> <tr><td>58</td><td>62</td><td>CLAY</td></tr> <tr><td>62</td><td>90</td><td>SAND</td></tr> <tr><td>90</td><td>205</td><td>CLAY</td></tr> <tr><td>205</td><td>215</td><td>COAL</td></tr> <tr><td>215</td><td>580</td><td>CLAY</td></tr> <tr><td>580</td><td>600</td><td>SAND (10GPM)</td></tr> <tr><td>600</td><td>620</td><td>CLAY</td></tr> <tr><td>620</td><td>660</td><td>SAND (20GPM)</td></tr> <tr><td>660</td><td>760</td><td>CLAY</td></tr> <tr><td>760</td><td>830</td><td>SAND (30GPM)</td></tr> </tbody> </table>					From	To	Description	0	58	GRAVEL	58	62	CLAY	62	90	SAND	90	205	CLAY	205	215	COAL	215	580	CLAY	580	600	SAND (10GPM)	600	620	CLAY	620	660	SAND (20GPM)	660	760	CLAY	760	830	SAND (30GPM)
From	To	Description																																											
0	58	GRAVEL																																											
58	62	CLAY																																											
62	90	SAND																																											
90	205	CLAY																																											
205	215	COAL																																											
215	580	CLAY																																											
580	600	SAND (10GPM)																																											
600	620	CLAY																																											
620	660	SAND (20GPM)																																											
660	760	CLAY																																											
760	830	SAND (30GPM)																																											
<b>Section 6: Well Construction Details</b>					<b>Driller Certification</b>																																								
<b>Borehole dimensions</b>					All work performed and reported in this well log is in compliance with the Montana well construction standards. This report is true to the best of my knowledge.																																								
<b>From</b>	<b>To</b>	<b>Diameter</b>																																											
0	59	10																																											
59	660	9																																											
660	830	8																																											
<b>Casing</b>					<table border="1"> <thead> <tr> <th>From</th> <th>To</th> <th>Diameter</th> <th>Wall Thickness</th> <th>Pressure Rating</th> <th>Joint Type</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>-2</td> <td>660</td> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td>STEEL</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>59</td> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td>STEEL</td> </tr> <tr> <td>660</td> <td>830</td> <td>4.5</td> <td></td> <td></td> <td>PVC-SDR 17</td> </tr> </tbody> </table>					From	To	Diameter	Wall Thickness	Pressure Rating	Joint Type	-2	660	6			STEEL	0	59	10			STEEL	660	830	4.5			PVC-SDR 17												
From	To	Diameter	Wall Thickness	Pressure Rating						Joint Type																																			
-2	660	6								STEEL																																			
0	59	10			STEEL																																								
660	830	4.5			PVC-SDR 17																																								
<b>From</b>	<b>To</b>	<b>Diameter</b>	<b>Wall Thickness</b>	<b>Pressure Rating</b>	<b>Joint Type</b>																																								
-2	660	6			STEEL																																								
0	59	10			STEEL																																								
660	830	4.5			PVC-SDR 17																																								
<b>Completion (Perf/Screen)</b>					<table border="1"> <thead> <tr> <th>From</th> <th>To</th> <th>Diameter</th> <th># of Openings</th> <th>Size of Openings</th> <th>Description</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>760</td> <td>830</td> <td>4.5</td> <td></td> <td></td> <td>SLOTS</td> </tr> </tbody> </table>					From	To	Diameter	# of Openings	Size of Openings	Description	760	830	4.5			SLOTS																								
From	To	Diameter	# of Openings	Size of Openings						Description																																			
760	830	4.5			SLOTS																																								
<b>From</b>	<b>To</b>	<b>Diameter</b>	<b># of Openings</b>	<b>Size of Openings</b>	<b>Description</b>																																								
760	830	4.5			SLOTS																																								
<b>Annular Space (Seal/Grout/Plucker)</b>					<table border="1"> <thead> <tr> <th>From</th> <th>To</th> <th>Description</th> <th>Cont.</th> <th>Fed?</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>660</td> <td>CEMENT</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>RUBBER</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					From	To	Description	Cont.	Fed?	0	660	CEMENT			0	0	RUBBER																							
From	To	Description	Cont.	Fed?																																									
0	660	CEMENT																																											
0	0	RUBBER																																											
<b>From</b>	<b>To</b>	<b>Description</b>	<b>Cont.</b>	<b>Fed?</b>																																									
0	660	CEMENT																																											
0	0	RUBBER																																											
					<table border="1"> <tbody> <tr> <td colspan="3"><b>Name:</b> RON ASKIN</td> <td colspan="3"><b>Company:</b> ASKIN DRILLING</td> </tr> <tr> <td colspan="3"><b>License No:</b> WWC-183</td> <td colspan="3"><b>Date Completed:</b> 6/5/1990</td> </tr> </tbody> </table>					<b>Name:</b> RON ASKIN			<b>Company:</b> ASKIN DRILLING			<b>License No:</b> WWC-183			<b>Date Completed:</b> 6/5/1990																										
<b>Name:</b> RON ASKIN			<b>Company:</b> ASKIN DRILLING																																										
<b>License No:</b> WWC-183			<b>Date Completed:</b> 6/5/1990																																										

**Figura 12** - Ejemplo de informe de registro de pozos de un perforador para la finalización de un pozo en Miles City, MT, EE. UU. Todas las unidades de longitud se informan en pies (convertir como 1 pie = 0,305 m). El registro proporciona información sobre el propietario, la ubicación, el uso previsto y el método de perforación. También registra los datos de terminación, incluida la profundidad y el diámetro del pozo, el material del ademe, el intervalo y el diámetro perforados, y el intervalo de lechada/cementación. Este pozo se completó accediendo al agua de la arena que se encuentra en un intervalo de profundidad entre 760 y 830 pies (232 m y 253 m) por debajo de la superficie terrestre. La tubería de revestimiento se colocó en este intervalo para permitir que el agua entrara en el pozo. El registro proporciona información sobre el nivel estático del agua en el momento de la perforación, pruebas del rendimiento del pozo (en galones por minuto, gpm) y un registro geológico con notas sobre los rendimientos de las zonas que produjeron agua durante la perforación. En el caso de este pozo, el pozo se bombeó a 30 gpm (164 m<sup>3</sup>/d) durante 24 horas y tuvo 315 pies (interpretado como 580 ft -265 ft) (96 m) de abatimiento. A partir de las pruebas de funcionamiento, se pueden realizar estimaciones de la transmisividad utilizando los métodos discutidos en la Sección 12. Por último, se señala la empresa responsable de la perforación del pozo (Montana Groundwater Information Center, Montana Bureau of Mines and Geology; <https://mbmg.mtech.edu/mapper/mapper.asp?view=Wells&#gsc.tab=0>).

Si es necesario instalar pozos para realizar una prueba de bombeo, se deben aplicar las prácticas estándar descritas por Sterrett (2007) (Figura 13). El libro de GW-Project "Pozos Domésticos: Introducción y Visión General" (Drage, 2022), proporciona una buena descripción de las técnicas de perforación para instalar pozos domésticos. Idealmente, los pozos de bombeo deben incluir un intervalo perforado que penetre completamente el acuífero y tener un diámetro suficiente para instalar una bomba que genere el rendimiento deseado para la prueba de bombeo. Por lo general, en los pozos de abastecimiento de agua se instalan rejillas en zonas donde se observa las tasas de descarga más altas durante la perforación y, a menudo, se coloca un filtro o un paquete de grava entre la pantalla del pozo, o la tubería de revestimiento perforada, y la pared del pozo adyacente a esta zona (Figura 13). En general, se considera que un pozo penetra completamente, si al menos el 80 por ciento del espesor del acuífero está ranurado, esto permite obtener aproximadamente el 90 por ciento o más del rendimiento máximo que podría obtenerse si se explorara todo el acuífero (Kruseman y de Ridder, 2000).



**Figura 13** - Esquemas representando diseños ideales de pozos de producción y de observación con intervalos de rejillas totalmente penetrantes, al menos el 80 por ciento del espesor (Kruseman y de Ridder (1992)).

a) Pozo de producción con tubería de revestimiento de acero que esta cementado con cemento o bentonita hasta la parte superior del paquete de grava. El pozo consta de una tubería de revestimiento sólida y un intervalo de filtros adjunto establecido en un pozo. Un paquete de grava rodea la rejilla de filtros. El espacio anular del resto del ademe está relleno de lechada (cementada).

b) Un pozo de producción en el que el intervalo perforado es de un diámetro ligeramente menor que el revestimiento del pozo. El filtro telescópico se coloca en un pozo abierto y no está rodeada por un paquete de grava. El resto del pozo por encima de la rejilla de filtros está cementado.

c) Pozo de observación colocado en un pozo. Por lo general, el intervalo de rejilla se une al ademe de acero o PVC y se instala un paquete de grava o arena alrededor de la rejilla. El resto del pozo se cementa hasta la superficie.

Idealmente, los pozos de observación también deben instalarse con intervalos de filtros iguales o superiores al 80 por ciento del espesor de la unidad de prueba (Kruseman y de Ridder, 2000). Sin embargo, esto rara vez se hace por razones de costo. La longitud de la rejilla del pozo de observación no es importante cuando la rejilla del pozo de bombeo penetra completamente en la unidad evaluada o cuando los pozos de observación están ubicados fuera de la zona afectada por los efectos de penetración parcial, como se discute en la Sección 12. El revestimiento del pozo debe tener un diámetro suficiente para aceptar dispositivos de monitoreo del nivel de agua. Generalmente, diámetros superiores a 25 mm aceptarán transductores y cintas mecánicas (Sterrett, 2006).

Los pozos de observación deben estar en buena comunicación con la formación que se está probando. Los pozos recién construidos deben desarrollarse después de su instalación utilizando los métodos descritos por Sterrett (2007). Taylor y Alley (2001) recomiendan que los pozos sean probados hidráulicamente antes de ser utilizados como pozos de observación, para asegurar que el intervalo perforado no esté dañado o taponado con limo o incrustado con bacterias de tal manera que no responda de manera óptima a los cambios de nivel. Dependiendo de la construcción del pozo: se pueden utilizar pruebas de bombeo, bailer o pruebas de pulso (Ensayo Slug) (Sección 2) para evaluar si los pozos están en buena comunicación con el material geológico que se está evaluando mediante pruebas.

#### 4.3.2 Espaciamiento de Pozos de Observación

El espaciamiento de los pozos de bombeo y observación depende del propósito de la prueba. Para que una prueba de bombeo sea exitosa, el abatimiento inducido por el bombeo en los puntos de observación generalmente debe ser medible y exceder la magnitud de otras influencias en los niveles de agua (por ejemplo, límites de baja permeabilidad, cuerpos de agua superficiales, otros pozos de bombeo, riego, recarga por precipitación y cambios de presión barométrica). El espaciamiento de los pozos de observación se debe basar en el radio de influencia estimado del bombeo durante la prueba. El radio de influencia se estima utilizando ecuaciones analíticas (presentadas en las Secciones 7-10) que pronostican el abatimiento en función del caudal de bombeo, tipo de unidad hidrogeológica, características hidráulicas, y duración de la prueba.

Sterrett (2007) proporciona una orientación general para ubicar pozos de monitoreo. En acuíferos no confinados, sugiere que los pozos de observación se coloquen a no más de 30 a 90 m del pozo de bombeo. En acuíferos confinados, deben colocarse a menos de 90 a 200 m del pozo de bombeo. Estas directrices generales se basan en el concepto de que en los sistemas no confinados el coeficiente de almacenamiento es mayor, lo que corresponde a una zona de influencia más pequeña. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, la tasa de bombeo, la transmisividad, el almacenamiento y la duración de la prueba, afectan la extensión del cono de abatimiento.

La guía de Pruebas de Acuífero de USEPA (Osborne, 1990) sugiere que cuando se utiliza un pozo de observación, debe estar espaciado de 15 a 90 m del pozo de bombeo. Osborne (1990) afirma que cuando se utilizan múltiples pozos de observación, deben colocarse en una línea a diferentes distancias del pozo o "...a lo largo de las radios perpendiculares [sic] al pozo de bombeo". Si se espera que los límites influyan en la prueba, entonces los pozos de observación deben ubicarse cerca de los límites. Idealmente, los pozos de observación también deberían ubicarse fuera de la zona de influencia prevista para monitorear los cambios inducidos naturales y antropogénicos en los niveles de agua. También señala que, si existen condiciones anisotrópicas, se deben colocar pozos de monitoreo para reflejar el patrón probable de anisotropía.

## 4.4 Componentes de una Prueba de Bombeo y su Diseño

La preparación para realizar la prueba de bombeo, debe identificar el caudal de bombeo deseado, el periodo de la prueba, y el tipo y la capacidad de la bomba utilizada para estresar el sistema de aguas subterráneas, así como la fuente de energía.

### 4.4.1 Selección del Caudal de Bombeo

La planeación del caudal de descarga objetivo para la prueba depende en parte del espesor, la extensión y las propiedades hidráulicas de la unidad hidrogeológica que se bombea, las restricciones hidráulicas de la bomba seleccionada y la duración prevista de la prueba. La tasa o caudal de bombeo objetivo generalmente se basa en el rendimiento objetivo del pozo (en el caso de un pozo de suministro de agua), la capacidad de la bomba o los cálculos preliminares del abatimiento máximo estimado en el pozo de bombeo (por ejemplo, el bombeo a 2.000 L/minuto probablemente abatirá el nivel de agua del pozo de bombeo 30 m durante 6 horas de bombeo). La cantidad probable de abatimiento para un período de prueba prescrito se puede estimar utilizando valores de transmisividad y de almacenamiento de campo, reportados para unidades de litología y espesor similares, o en otros lugares donde se probó la unidad productora de agua. Estos datos se sustituyen en modelos analíticos o numéricos para calcular los abatimientos seleccionados y la duración de la prueba especificada por el usuario.

Otro enfoque es realizar una o más pruebas cortas de bombeo o pruebas de abatimiento escalonada antes de realizar la prueba principal. Cuando se conoce poco acerca de cómo responderá la formación al bombeo, se pueden realizar varias pruebas de bombeo a tasa constante a corto plazo para observar el abatimiento en función del tiempo a diferentes caudales de bombeo. Las pruebas de abatimiento escalonada se analizan en la Sección 12.4. En resumen, implica bombear el pozo a diferentes caudales y monitorear los niveles de agua de bombeo durante un corto período de tiempo. Por ejemplo, bombeo secuencialmente el pozo a 500 L/min, 2.000 L/min y 5.000 L/minuto con una duración de 30 a 60 minutos en cada paso. Sobre la base de los resultados de la prueba de abatimiento

escalonada, se puede estimar un caudal de bombeo óptimo para una prueba de bombeo a largo plazo como se describe en la Sección 12. Cuando también se monitorean los pozos de observación cercanos, las tendencias del nivel del agua cerca del final de la prueba en el pozo de bombeo y en los pozos de observación se pueden extrapolar para estimar los valores de abatimiento al final de la prueba planificada. Un segundo enfoque para estimar el abatimiento al final de la prueba planificada es aplicar herramientas analíticas para calcular los valores de las propiedades del acuífero y luego calcular la respuesta de la unidad hidrogeológica a la tasa de bombeo planificada.

#### 4.4.2 Selección de la Duración de la Prueba de Bombeo

La duración de la prueba de bombeo (que también será el tiempo para monitorear la recuperación después de que se detenga el bombeo) depende del objetivo. Se realizan pruebas para determinar las propiedades hidráulicas de la unidad de aporte de agua probada, T y S. Se pueden diseñar otras pruebas para determinar si se producirán condiciones de estado estacionario (por ejemplo, Kruseman y de Ritter, 2000) o si existen límites distantes que afectarán el rendimiento del pozo a largo plazo y la magnitud de los abatimientos.

El abatimiento debe medirse después de que el bombeo se haya detenido (datos de recuperación en función del tiempo) hasta que los niveles de agua se hayan recuperado dentro del 90 por ciento del nivel de agua estático corregido al inicio de la prueba. Generalmente esto ocurre durante el mismo período de tiempo en que ocurrió el bombeo (una prueba de bombeo de dos horas tendría un tiempo total de prueba de aproximadamente cuatro horas). Por lo general, se requieren pruebas más largas para tener en cuenta el drenaje de un acuitardo y la respuesta diferida del nivel que se observa comúnmente en los acuíferos no confinados. Las directrices de USEPA (por sus siglas en inglés) recomiendan que las pruebas de bombeo duren al menos 24 horas y que los datos de recuperación del nivel del agua se recopilen en el siguiente período de 24 horas, lo que resulta en un período de prueba de 48 horas (Osborne, 1993).

Puede ser deseable examinar si el bombeo dará lugar a cambios en el nivel del agua que alcancen condiciones de estado estacionario. Dichas pruebas de bombeo pueden tardar días o semanas en completarse. Kruseman y de Ritter (2000), advierten que los hidrogeólogos inexpertos pueden interpretar que se han producido condiciones de estado estacionario cuando las tasas de abatimiento se vuelven pequeñas, pero el cono de abatimiento aún se está expandiendo. Una verdadera condición de estado estacionario no se alcanza hasta que un límite de recarga o una liberación en el lecho confinado sea igual al caudal de bombeo. En los sistemas no confinados, el retardo en el rendimiento, genera que los niveles de agua parezcan estabilizarse, sin embargo, esta es una condición temporal que puede durar minutos, horas o días. De lo contrario, el cono de abatimiento sigue expandiéndose, aunque lentamente. Se recomienda que las pruebas de bombeo de

acuíferos no confinados duren hasta tres días en un intento de evitar malinterpretar las respuestas de abatimiento (Kruseman y de Ritter, 2000). A menudo, los requisitos reglamentarios relacionados con la identificación de la respuesta del agua subterránea al bombeo de un pozo de producción, se llevan a cabo durante un período de 72 horas (con un período similar de datos de recuperación recopilados).

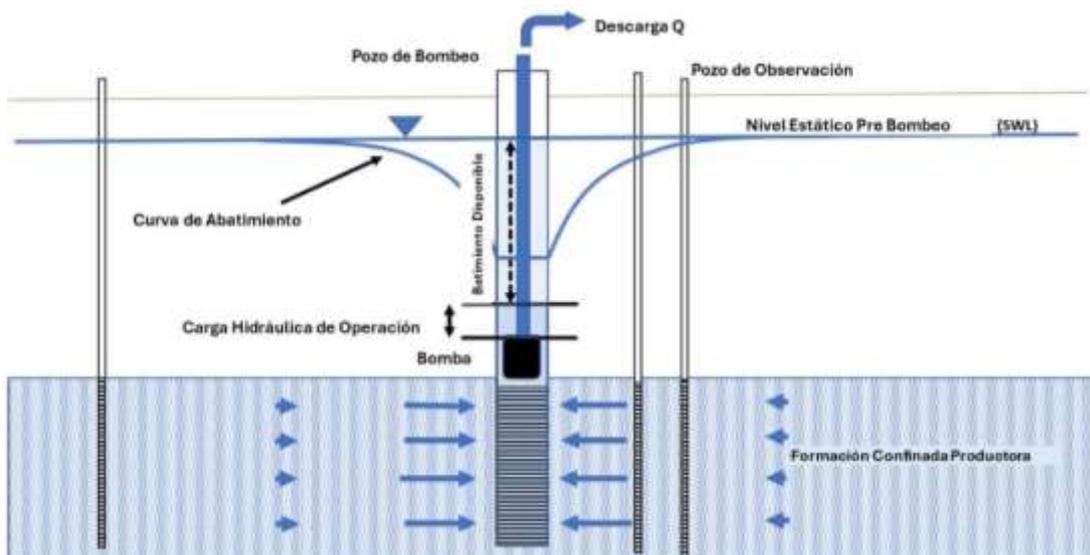
En algunos casos, la información sobre la ubicación de las fronteras hidráulicas y cómo influyen en la descarga del pozo, así como el tamaño y la forma del cono de abatimiento, es un resultado deseado adicional de una prueba de bombeo. Dependiendo de la distancia de la frontera desde el pozo de bombeo, puede ser necesario un período de bombeo más largo que el período sugerido de 24 horas. Una vez más, el tiempo de bombeo adecuado se puede estimar calculando estimaciones de la posición del cono de abatimiento para varios periodos.

#### 4.4.3 Selección de la Bomba y Sistema de Suministro de Energía

Una bomba manual, bailers, o un balde, pueden proporcionar suficiente caudal para una prueba de bombeo de bajo caudal, si la descarga constante se puede mantener con esos métodos. Sin embargo, esto es difícil de lograr excepto en materiales de muy baja conductividad hidráulica.

Generalmente, se utiliza una bomba sumergible o una bomba de turbina de eje de línea para pruebas de bombeo de mayor caudal. La bomba utilizada para proporcionar el rendimiento deseado se debe seleccionar en función del caudal objetivo, la curva de eficiencia de la bomba del fabricante, el diámetro, y la profundidad del pozo, la longitud del intervalo filtrante o perforado y el abatimiento máximo previsto en el pozo. La guía de la USEPA sugiere que las bombas seleccionadas deben tener una capacidad que sea un 20 por ciento más alta que la tasa de bombeo de prueba (Osborne, 1993).

Se debe considerar el abatimiento disponible en el pozo de bombeo (Figura 14) al seleccionar el caudal de bombeo. Si el abatimiento asociado con la descarga deseada excede el abatimiento disponible, se debe utilizar un caudal de bombeo más bajo. Como se ilustra en la Figura 14, no toda la columna de agua por arriba de la entrada de la bomba, está disponible para proporcionar el rendimiento especificado porque las bombas requieren unos pocos metros o más de nivel de agua por encima de la entrada de la bomba (altura de funcionamiento) para evitar la introducción de aire en la bomba, que provoque disminución de la descarga. Se requiere una circulación adecuada de agua alrededor de la bomba para evitar el sobrecalentamiento. La carga hidráulica de operación de las bombas varía según las bombas individuales. Se deben consultar los manuales de operación de la bomba para determinar los valores eficientes de la altura de operación a fin de garantizar que persista suficiente abatimiento disponible durante la prueba.



**Figura 14** - Esquema de un pozo de bombeo que muestra el abatimiento disponible y la columna de agua operativa de la bomba. Cuando inicia el bombeo, el abatimiento disponible disminuye. En entornos con grandes columnas de agua (es decir, un nivel de agua estático muy por encima del nivel de la bomba), el abatimiento disponible es mayor que en situaciones en las que las alturas estáticas están más cerca de los niveles de admisión de la bomba. Las bombas requieren una altura operativa (nivel de agua sobre la bomba) para generar un suministro ininterrumpido de agua. Si el nivel del agua desciende por debajo del nivel de agua de funcionamiento, el agua arrastrará aire, lo que reducirá los caudales y provocará cavitación en la bomba. Se deben consultar los manuales de operación de la bomba para determinar la altura operativa mínima al evaluar el abatimiento disponible necesario para completar una prueba.

La operación de la bomba seleccionada también requiere una fuente de energía fiable. Comúnmente, las fuentes de alimentación eléctrica o los generadores se utilizan para operar bombas de turbina sumergibles o de eje lineal. Si se interrumpe la energía durante la prueba, puede ser necesario finalizar la prueba y permitir que los niveles de agua se recuperen a niveles cercanos a los anteriores a la prueba, y luego iniciar nuevamente. Las breves interrupciones en la energía que ocurren más adelante en la prueba se pueden compensar bombeando a un caudal más alto calculada para que la tasa promedio permanezca sin cambios. Sin embargo, una fuente de energía y una bomba fiables son componentes clave para el éxito de las pruebas de bombeo.

## 4.5 Programa de Medición del Nivel de Agua y Registro de Descarga

Antes del inicio de la prueba, se debe elaborar un programa de medición de niveles de agua en el pozo de bombeo y en pozos de observación. El bombeo provocará que los niveles de agua en el pozo de bombeo y de observación cercanos, respondan con rapidez al inicio, y posteriormente más lentamente a medida que avanza la prueba (a menudo una tendencia logarítmica). Los cambios iniciales en los niveles de agua deben medirse con frecuencia, ya que las técnicas utilizadas para analizar los datos de campo a menudo se basan en las tendencias de los datos en los primeros tiempos. La mayoría de las veces, los investigadores sugieren medir los cambios en el nivel del agua lo más rápido posible en el

pozo de bombeo y en los pozos de observación cercanos en los primeros 30 min a una hora del inicio de cada período de abatimiento y de recuperación. Se requieren mediciones menos frecuentes cuanto más tiempo esté en funcionamiento la bomba. Cuando se utilizan transductores para registrar el nivel del agua cambios se pueden programar para medir los niveles a cada fracción de segundo, de ser necesario. Si las mediciones se realizan manualmente (por ejemplo, cintas mecánicas o electrónicas), se recomienda que los intervalos de medición sigan un patrón logarítmico. Sterrett (2007) proporciona información sobre el número mínimo de puntos de datos necesarios para crear un conjunto de datos útiles sobre el nivel del agua (Tabla 1).

**Tabla 1** - Intervalos de tiempo mínimos de medición del abatimiento para pozos de bombeo y de observación (modificado de Sterrett, 2007; Kruseman y de Ridder, 2000).

<b>Pozo de Bombeo</b>	
<b>Tiempo desde que inicia el Bombeo (o suspende) (min)</b>	<b>Intervalo de Tiempo entre Mediciones (min)</b>
0-5	0.5-1.0
5-15	1
16-60	5
60-120	20
120 hasta la terminación de la prueba	60

<b>Pozo de Observación</b>	
<b>Tiempo Desde que Inicia el Bombeo (o Suspendió)</b>	<b>Intervalo de Tiempo entre Mediciones (min)</b>
0-2 min	Aprox. 10 s
2-5 min	30 s
5-15 min	1 min
15-50 min	5 min
50-100 min	10 min
100 min- 5 h	30 min
5 h a 48 h	60 min
48 h a 6 días	cada 8 h
6 días hasta suspensión	Una por día

Los caudales de bombeo se deben registrar con la frecuencia suficiente para documentar un caudal constante o para supervisar los cambios de caudal previstos (Duffield 2022). La mayoría de las veces, las pruebas de bombeo se realizan utilizando un caudal de bombeo constante. Kruseman y de Ridder (1994) recomiendan comprobar y ajustar el caudal al menos una vez cada hora. La guía de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA por sus siglas en inglés) sugiere que una tasa de bombeo constante planificada no debe variar más del cinco por ciento. Aunque no se utilizan comúnmente programas estándar de monitoreo del caudal de bombeo, las mediciones de descarga se deben recopilar cada 10 minutos en las primeras horas de una

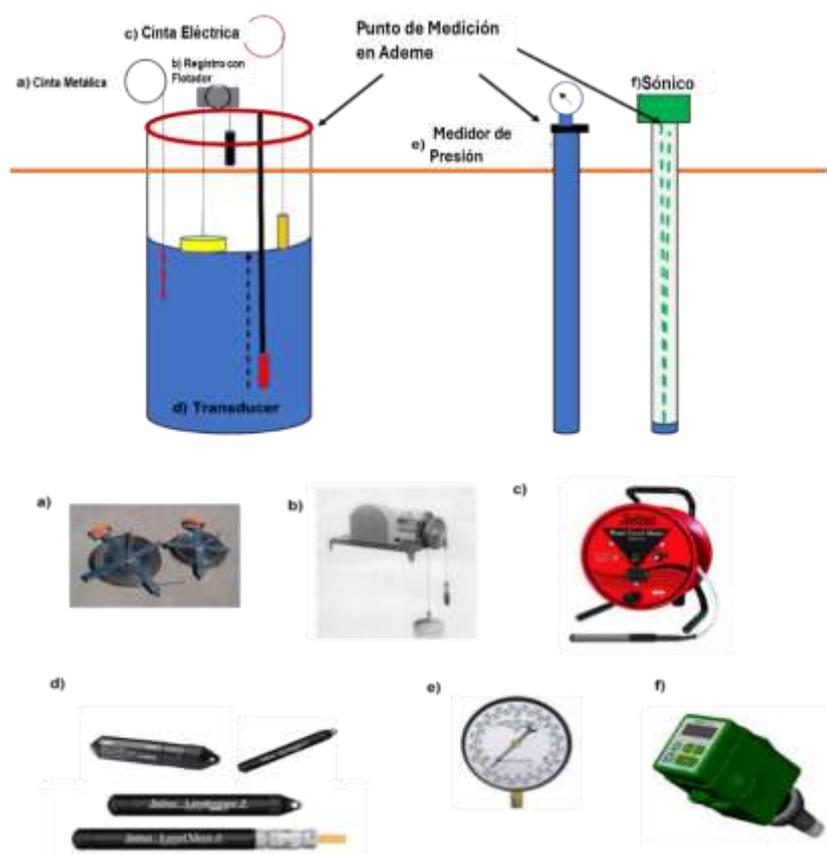
prueba de bombeo, y luego cada 20 a 40 minutos durante las próximas tres o cuatro horas. A medida que la tasa de abatimiento disminuye, los intervalos de monitoreo se pueden extender. Estas recomendaciones se basan en el uso de electrobombas estándar que funcionan a un número constante de revoluciones por minuto.

## 5 Realización de la Prueba y Análisis de Datos

En las siguientes subsecciones se describen los componentes de la configuración y finalización de una prueba de bombeo. Esto incluye métodos para medir los niveles de agua durante el bombeo y la recuperación, monitorear las condiciones y tendencias del nivel de agua de referencia, medir y mantener una tasa de bombeo y administrar el agua de descarga.

### 5.1 Medición y Grabación del Registro de Niveles de Agua

Los niveles de agua se miden para establecer las tendencias de nivel de agua antes y después de las pruebas, así como durante las fases de bombeo y recuperación de las pruebas de bombeo. Los niveles de agua se pueden medir con varios dispositivos manuales y automatizados, algunos de los cuales se instalan en los pozos durante toda la prueba (Figura 15).



**Figura 15** - Dispositivos de monitoreo del nivel de agua subterránea. El diagrama muestra cómo se utilizaría cada dispositivo de medición en un pozo.

- Cinta de acero graduada con extremo de medición tizado con tiza de carpintero [https://aces.nmsu.edu/pubs/\\_m/M118/welcome.htm](https://aces.nmsu.edu/pubs/_m/M118/welcome.htm).
- Un registrador flotante utiliza un bolígrafo y una tabla de papel que registra los cambios en el nivel del agua y el tiempo. El nivel inicial del agua por debajo de la parte superior de la tubería de

revestimiento se determina y se utiliza para convertir los cambios en el nivel del agua registrados en la tabla en cambios en la carga hidráulica.

- c) Una cinta eléctrica utilizada para medir los niveles de agua envía una señal a la caja de la cinta una vez que la sonda entra en contacto con el agua. La cinta se gradúa y se toma una lectura directa del nivel del agua en el punto de medición (por ejemplo (p.ej., <https://www.solinst.com/>)<sup>↗</sup>).
- d) Los transductores se sumergen por debajo del nivel estático del agua y registran los cambios en la presión de la columna de agua suprayacente a lo largo del tiempo (la presión disminuye a medida que se produce el abatimiento). En el momento de la instalación se registra una medición inicial del nivel estático del agua y se utiliza para convertir los cambios de presión en niveles de agua. Los transductores vienen sellados a la atmósfera (presión absoluta) o ventilados a la atmósfera. Los transductores sin ventilación (sellados) requieren la recopilación simultánea de lecturas de presión barométrica (p. ej., barologger Solinst). Estos datos se utilizan para realizar correcciones a los niveles de agua registrados (las mediciones incluyen cambios en el nivel del agua y cambios barométricos) (p. ej., <https://www.solinst.com/><sup>↗</sup>; [www.onsetcomp.com](http://www.onsetcomp.com/))<sup>↗</sup>.
- e) Los pozos de observación en los que el nivel del agua está por encima de la parte superior de la tubería de revestimiento se pueden cerrar con una válvula equipada con un manómetro o un transductor de presión. Los cambios en presión se registran durante la prueba de bombeo y se convierten a columna de agua medida (aún cuando la válvula muestra las lecturas en pies directamente) [www.Grainger.com/](http://www.Grainger.com/)<sup>↗</sup>.
- f) Un medidor de nivel de agua sónico se utiliza con mayor frecuencia para pozos profundos, pozos con obstrucciones parciales y/o pozos no perfectamente rectos. Se utiliza un tiempo de viaje de pulso de sonido para medir el nivel del agua (p.ej., <https://enoscientific.com/pozo-watch-670/>)<sup>↗</sup>.

Las cintas métricas manuales se pueden usar para registrar los niveles de agua (Figura 15). Los medidores electrónicos graduados de nivel de agua (o cintas eléctricas) indican la profundidad del agua por debajo de un punto de medición (generalmente la parte superior del ademe) cuando un sensor entra en contacto con el nivel del agua y se cierra un circuito que da como resultado un pitido o una luz. La lectura de la cinta en el punto de medición es la profundidad al agua. Por lo general, hay una o más cintas eléctricas en el sitio para medir periódicamente los niveles de agua de fondo en los pozos de bombeo y observación durante una prueba. Cuando se utilizan varias cintas electrónicas de nivel, se deben calibrar con una cinta de acero o una cinta electrónica de nivel de agua de referencia que se utilice como estándar. Cada cinta utilizada puede tener su propio factor de corrección individual en relación con la cinta estándar. Es posible que sea necesario corregir algunos datos del nivel del agua por errores del instrumento.

Si solo se dispone de una cinta de acero, se puede utilizar para determinar los niveles de agua. Una cinta graduada de acero con la parte final de la cinta seca marcada con tiza o tinta soluble en agua se baja al pozo y se mantiene en un punto de medición diseñado (parte superior de la carcasa) en una marca de medición uniforme (p. ej., 15 m). Posteriormente, se recupera la cinta y registra el intervalo de cinta húmeda. La profundidad al agua, desde la parte superior de la tubería de ademe, se obtiene restando la longitud de la cinta húmeda del valor del punto de medición. Si se utilizan varias cintas de acero durante una prueba, deben estandarizarse. Cuando se utilizan solo cintas métricas para registrar los cambios en el nivel, el momento de las mediciones depende del caudal a la que se puede desplegar la cinta, la lectura del nivel y los datos de tiempo y nivel registrados.

La medición rápida durante los primeros períodos de bombeo y recuperación suelen ser difícil de capturar con cintas métricas, en especial cuando se aplican cintas de acero. Por lo tanto, se recomiendan otros dispositivos como transductores de presión.

Es posible que sea necesario corregir los datos del nivel de agua por error del operador. Esto se cuantifica cuando un operador mide consecutivamente los niveles de agua de fondo en un solo pozo varias veces (al menos tres). Suponiendo que estas mediciones del nivel del agua representan un solo valor, se calculan el nivel medio del agua y el error. El error registrado es el error del operador para el personal de campo que informa de los datos. Todos los datos de nivel de agua recopilados por ese operador incluyen el error calculado.

Los registradores de flotadores más antiguos también se pueden usar para registrar los niveles de agua en pozos de monitoreo que no están equipados con bombas u otras tuberías que impidan la instalación de un flotador y un contrapeso (Figura 15). En general, los bolígrafos controlados por el flotador registran cambios en el nivel del agua a lo largo del tiempo en gráficos de papel. Los mecanismos de reloj pueden ser mecánicos o eléctricos. Se mide y registra un nivel inicial de agua de referencia antes del inicio de la prueba y varias veces durante la prueba. Los niveles de agua del registrador de flotadores se corrigen utilizando datos de nivel de agua medidos a mano cuando no coinciden. En su mayor parte, los registradores flotantes han sido reemplazados por transductores.

Los transductores de presión se suspenden con un cable a una profundidad inferior a la disminución anticipada en el nivel máximo de abatimiento (Figura 15). Los transductores miden la presión ejercida por la columna de agua sobre el transductor al inicio de la prueba y luego la disminución de la presión, a medida que se produce el abatimiento. Los transductores de presión tienen rangos de operación de sumergencia especificados dentro de los cuales están diseñados para operar (p. ej. 0 a 5 m, 5 a 10 m, 10 a 25 m, 25 m a 50 m, etc.). Los transductores se deben seleccionar para los pozos de prueba para que coincidan con su rango operativo y sensibilidad. Por ejemplo, si se prevé que el nivel en el pozo de bombeo cambie 20 m durante una prueba, se debe utilizar un transductor con un rango de 5 m a 25 m. Sin embargo, para la misma prueba, un pozo de observación situado a 100 m del pozo de bombeo que se prevé que cambie unos 7 m, tendría instalado un transductor con un alcance de 5 a 10 m. La relación entre el nivel de fondo y la altura del nivel de agua sobre el transductor se establece midiendo el nivel al inicio de la prueba utilizando una cinta métrica electrónica calibrada. Se recomienda que el nivel se midan periódicamente de forma manual durante la prueba y se utilicen transductor para verificar/corregir los registros.

Los transductores a menudo están configurados para registrar mediciones a intervalos de tiempo fijos (por ejemplo, cada segundo, 1 min, 10 min, etc.) o a intervalos de tiempo variables siguiendo una tendencia logarítmica. Muchos transductores y cables

incluyen tubos de aire abiertos a la atmósfera (ventilados), pero algunos no (absolutos o sin ventilación). Si los transductores no están abiertos a la atmósfera, se ajustan con un sensor microbarométrico *in situ*. Los datos barométricos se utilizan para corregir los niveles de agua, ya que los transductores sin ventilación registran el cambio barométrico combinado y el cambio del nivel del agua durante el funcionamiento.

Se puede utilizar un manómetro mecánico o un transductor de presión para controlar los niveles de agua en pozos de observación en los que la altura total es mayor que la elevación de la parte superior de la tubería de revestimiento (Figura 15). Las especificaciones de los medidores, incluidos los rangos, la exactitud y la precisión, son proporcionadas por los fabricantes.

Los medidores sónicos funcionan transmitiendo una onda sonora al pozo y midiendo el tiempo que tarda el pulso en regresar después de reflejarse en la superficie del agua. La distancia es calculada utilizando la caudal del sonido y el tiempo. Los medidores sónicos se operan en la parte superior del revestimiento del pozo y no tocan físicamente la superficie del agua (Figura 15). Son útiles en pozos con niveles de agua profundos (100 metros), cuando los pozos tienen obstrucciones parciales y donde las tuberías de revestimiento están inclinadas. Algunos medidores son operados manualmente y otros se pueden programar para recopilar datos del nivel a lo largo del tiempo. Cabe señalar que la exactitud y precisión de los medidores sónicos suele ser menor que la de las cintas electrónicas de medición de nivel de agua (por ejemplo, 0,03 m vs a 0,003 m). Se deben revisar las especificaciones de los fabricantes e incluir barras de error con los datos del nivel de agua. Si las condiciones permiten que se desplieguen cintas de medición de nivel de agua de acero o cintas electrónicas de medición de nivel de agua, los registros de medición sónica se pueden calibrar a valores estándar de nivel de agua.

## 5.2 Estableciendo Condiciones de Línea de Base y Tendencias en los Niveles de Agua

Los niveles de agua previos a la prueba se deben medir antes del inicio de la prueba de bombeo. Los datos de referencia se utilizan para documentar los cambios regionales en curso en el nivel del agua y determinar si otros pozos de bombeo en el área están afectando los niveles de agua de fondo (interferencia del pozo). Un aumento o descenso observable en los niveles de agua también puede ser provocado por la variación natural en la recarga y descarga y/o los efectos barométricos.

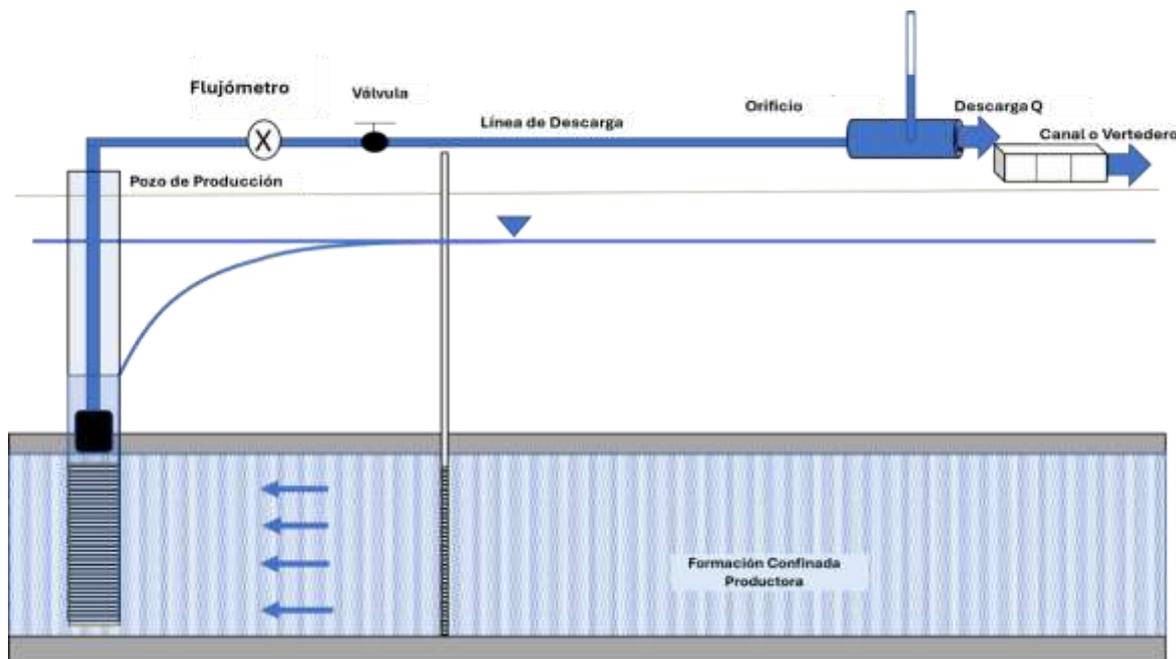
Los niveles de agua en los pozos de bombeo y de observación deben monitorearse durante al menos 48 horas antes de la prueba para establecer las tendencias regionales naturales. Cuando los pozos de bombeo cercanos están causando cambios en el nivel del agua en el sitio de prueba, deben apagarse antes de la prueba y permanecer apagados durante la prueba.

Los cambios de presión barométrica influyen en los niveles piezométricos dentro de los acuíferos confinados y semiconfinados. Si las formaciones ensayadas están confinadas, se debe operar un microsensar barométrico durante toda la prueba para examinar si algunos pequeños cambios en el nivel del agua son el resultado de variaciones en la presión atmosférica (por ejemplo, Todd y Mays, 2005; Wang, 2020). Aunque los pequeños cambios en los niveles de agua confinados pueden quedar enmascarados por grandes cambios en los niveles de agua de la prueba en periodos iniciales, pueden llegar a ser significativos si los cambios en el nivel de agua de prueba son pequeños (Clark, 1967). Los efectos barométricos no afectan a la carga hidráulica en los acuíferos no confinados, ya que el nivel freático está en contacto con la atmósfera. Además, algunos sistemas hidrogeológicos ubicados cerca de áreas afectadas por las mareas oceánicas pueden mostrar respuestas a las mareas cambiantes en los datos del nivel del agua (por ejemplo, Todd y Mays, 2005).

Cuando se producen variaciones en los niveles de agua de la prueba de bombeo que no están directamente relacionadas con las propiedades de formación, los datos de abatimiento observados deben corregirse dado a estas perturbaciones antes de su análisis (por ejemplo, Todd y Mays, 2005; Kruseman y de Ridder, 2000; Sterrett, 2007).

### 5.3 Métodos para Medir y Mantener el Caudal de Bombeo

El caudal de bombeo de agua debe monitorearse frecuentemente durante una prueba para documentar las variaciones en las tasas de bombeo. Como se describió anteriormente, debido a que las bombas de turbina eléctricas sumergibles o de eje lineal estándar funcionan a un número constante de revoluciones por minuto, las tasas de descarga inicial observadas tienden a disminuir con el tiempo a medida que disminuye la columna de agua en el pozo. Esto se debe a que, a medida que se produce el abatimiento, la bomba debe elevar el agua desde una mayor profundidad, lo que afecta a la eficiencia de la bomba. Aunque se pueden realizar pruebas de bombeo de tasa variable, la mayoría de las pruebas de bombeo están diseñadas como pruebas de descarga de tasa constante. Si se planea una prueba de caudal constante, se debe implementar un método para mantener una tasa de bombeo constante. Por lo general, se incluye una válvula en la línea de descarga de la bomba que no está completamente abierta cuando comienza la prueba, y se ajusta para suministrar la tasa de descarga objetivo (Figura 16). A medida que avanza la prueba, la válvula se puede abrir para ajustar el caudal de descarga según sea necesario. Cuando las tasas varían durante una prueba de caudal constante, a menudo se calcula una descarga ponderada promedio para representar el caudal de bombeo de la prueba.



**Figura 16** - Métodos para monitorear y controlar la descarga: para reducir el número de variables al analizar los datos de las pruebas de bombeo, es deseable que la tasa de bombeo permanezca constante. Esto requiere medir la tasa de descarga con precisión. También es importante tener la capacidad de ajustar el caudal de bombeo según sea necesario. En este ejemplo, se instala una válvula en la línea de descarga para que se pueda abrir y compensar una disminución en el caudal a medida que disminuye el nivel del agua en el pozo. Si se dispone de bombas con variadores de frecuencia, las bombas pueden programarse para mantener un caudal de descarga constante.

Debido a la dificultad de mantener una tasa de descarga constante, el uso de electrobombas con variador de frecuencia puede mejorar drásticamente la calidad de los datos de prueba. Estas bombas especializadas mantienen una tasa de descarga constante al aumentar las revoluciones por minuto cuando la descarga disminuye. De todos modos, se debe seguir un programa de monitoreo de descarga para garantizar el funcionamiento adecuado de la bomba con frecuencia variable. Si una bomba de turbina de eje lineal se alimenta con un motor diésel con ajuste de caudal, las tasas de descarga se pueden mantener aumentando o disminuyendo el caudal de rotación de la bomba.

La tasa de descarga se puede monitorear utilizando un medidor de agua en línea o un medidor de flujo colocado en la tubería de descarga. La tubería de descarga y los medidores de flujo deben ensamblarse para garantizar lecturas precisas. Las tuberías de descarga deben estar saturadas y el medidor instalado a varios metros de tubería distantes de fuentes de turbulencia, como codos o válvulas. Los medidores (especialmente los modelos más antiguos) deben calibrarse y verificarse de forma independiente antes o durante la prueba. Otros dispositivos de medición de la tasa de descarga incluyen orificios, canales o vertederos instalados al final de la tubería de descarga. (Figura 16). Para caudales de bombeo bajos, se puede realizar una medición volumétrica cronometrando con frecuencia el tiempo que se tarda en llenar un cubo o bidón de volumen conocido (por ejemplo, se tarda tres minutos en llenar un cubo de 20 L, el caudal es  $Q = 20 \text{ L} / 3 \text{ minutos} =$

6.7 L/minuto). Es posible que se requiera tiempo y personal adicional para supervisar las mediciones y los ajustes de la tasa de descarga cuando se utilizan orificios, vertederos o canales.

Debido a que las pruebas de bombeo a menudo producen grandes volúmenes de agua (por ejemplo, un pozo que funciona a 4,000 L/minuto bombeado durante 8 horas entrega 1,920,000 L de agua), se necesita un plan para administrar los volúmenes de agua de descarga de la prueba de bombeo. Dependiendo de las regulaciones locales, puede ser necesario adquirir derechos de agua para bombear y descargar el agua, lo que puede llevar tiempo y generar gastos adicionales, por lo que este tema debe abordarse con suficiente anticipación a la fecha de la prueba. Además, puede ser necesario obtener un permiso ambiental para descargar el agua. Hay cuatro problemas físicos principales que deben tenerse en cuenta durante la planificación y el diseño de la prueba.

1. El agua de descarga en la superficie puede infiltrarse y convertirse en una recarga artificial para la unidad que se está probando. Esta recirculación disminuiría la tasa de abatimiento observada, lo que haría que los cambios observados en el nivel del agua fueran inexactos.
2. La descarga de volúmenes sustanciales de agua cerca del pozo de producción puede inundar el área operativa, lo que dificulta la recopilación de datos. La descarga de agua fuera del sitio podría tener efectos adversos en las propiedades cercanas.
3. La descarga de caudales altos puede causar una erosión significativa en el punto de descarga.
4. Si el agua que se extrae está contaminada, se requieren planes para una contención y eliminación adecuadas.

Para evitar el caso #1, la descarga debe distanciarse del área de prueba para eliminar la posibilidad de recarga dentro del radio de influencia del bombeo (cono de abatimiento). En los acuíferos no confinados, el agua debe transportarse a través de mangueras, tuberías, zanjas, alcantarillas pluviales o fuentes de agua superficiales más allá del radio de influencia del pozo de bombeo. El radio de influencia puede estimarse en base a estimaciones de transmisividad y ecuaciones analíticas básicas. Si se bombea un acuífero confinado profundo, en la mayoría de las condiciones, es posible que la descarga de la bomba infiltrada no afecte los resultados de la prueba. En estas condiciones, puede ser factible infiltrar la descarga al subsuelo poco profundo a través de un pozo o zanjas sin afectar los niveles de agua dentro de la unidad hidrogeológica confinada que se está probando. Sin embargo, si es posible, la descarga debe canalizarse lejos del sitio.

El caso #2 generalmente se puede evitar transportando la descarga lejos del área de prueba. Esto a menudo requiere muchos metros de tubería o manguera de descarga. En algunos casos, un sistema de drenaje municipal, o una fuente de agua superficial cercana,

puede manejar el agua. En zonas áridas, un estanque de evaporación revestido puede ser capaz de deshacerse del agua bombeada. Se debe consultar a los propietarios afectados fuera del sitio para obtener el permiso y evitar efectos adversos.

El caso #3 puede solucionarse descargando directamente en grandes cuerpos de agua superficiales o galerías de infiltración o construyendo estructuras de disipación de energía en el punto final de descarga (por ejemplo, Thompson y Kilgore, 2006).

El caso #4 puede resolverse capturando el agua contaminada y procesándola antes de su liberación. Sin embargo, cuando se producen grandes volúmenes de agua, contener o tratar el agua de descarga puede tener un costo prohibitivo y se deben considerar otros métodos de prueba que no requieran bombeo (Sección 14).

## 5.4 Análisis de Datos

Una vez finalizada la prueba, se deben generar datos de abatimiento vs tiempo, y de caudal de descarga vs tiempo (Figura 10) en una forma utilizable para el análisis de prueba. Es posible que sea necesario corregir los datos para detectar errores de precisión del instrumento y del operador, también se deben considerar los cambios naturales e inducidos en los pozos de agua que no están directamente relacionados con la prueba de bombeo. El primer paso es corregir los datos de nivel de agua recopilados y, a continuación, calcular el abatimiento.

### 5.4.1 Corrección de Datos de Nivel de Agua

La mayoría de los hidrogeólogos convierten los datos de los transductores a niveles de agua equivalentes y luego corrigen los datos para los efectos barométricos, y para las tendencias naturales del nivel de agua previas al bombeo y las respuestas de interferencia de los pozos. Sin embargo, rara vez informan de errores de instrumentos y operadores que afecten a las mediciones del nivel de agua bruta. Estas condiciones también deben tenerse en cuenta cuando se corrijan los datos del nivel del agua y se calcule el abatimiento. A continuación, se analizan las correcciones del nivel del agua y se abordan una serie de factores, incluida la contabilización de los errores del instrumento y del operador.

La corrección de errores del instrumento y del operador, se presenta utilizando el siguiente ejemplo. Supongamos que un nivel de agua medido durante una prueba de bombeo a caudal constante a los 100 minutos está a 25.870 m por debajo de la parte superior del punto de monitoreo del ademe. Esta medición se registra utilizando la cinta métrica electrónica de nivel de agua #2 de las tres cintas utilizadas para registrar los cambios de nivel de agua en el sitio. Esta cinta se calibró con una cinta de acero estándar y se encontró que las lecturas deben reducirse uniformemente en 0.006 m (error del instrumento):  $WL = 25.870 \text{ m} - 0.006 \text{ m} = 25.864 \text{ m}$ . La operadora intentó cuantificar la precisión con la que podía medir el nivel del agua y tomó tres mediciones del nivel de agua de fondo en este pozo antes de iniciar el bombeo: 20.545 m, 20.549 m y 20.543 m. Esto da como resultado un

nivel de agua promedio de 20.547 con un rango de 0.002 a 0.004 m. Por lo tanto, el error del operador se expresó como una desviación estándar de 0.003 m. Entonces, el nivel de agua medido por un operador que utiliza cinta eléctrica #2 es 25.864 m con una desviación estándar de 0.003 m. El nivel de agua de referencia se informa de la siguiente manera.

$$20.547 \text{ m } \pm 0.003 \text{ m (promedio)} - 0.006 \text{ m (error de instrumento)} = \\ 20.541 \text{ m } \pm 0.003 \text{ m (referencia)}$$

El abatimiento calculado será.

$$25.864 \text{ m } \pm 0.003 \text{ m (error operador)} - 20.541 \text{ m } \pm 0.003 \text{ m (error operador)} = \\ 5.323 \text{ m } \pm \text{error}$$

El error resultante sumando o restando se calcula de la siguiente forma.

$$(\text{error}_1^2 + \text{error}_2^2)^{0.5} = ((0.003)^2 + 0.003^2)^{0.5} = 0.004 \text{ m}$$

El abatimiento reportado a los 100 minutos es entonces de 5.323 m  $\pm$  0.004 m. Aunque rara vez se hace, el valor de abatimiento calculado debe trazarse con barras de error. A escalas que se utilizan normalmente para calcular los datos de abatimiento de tiempo, las pequeñas barras de error serán difíciles de representar y, por lo general, se omiten.

El ejemplo anterior ilustra cómo corregir las mediciones del nivel del agua asumiendo que solo están presentes los errores de medición y del operador. Esto rara vez es el caso. Una serie de otras condiciones también pueden afectar los niveles de agua observados y requieren un ajuste (corrección) de los datos del nivel de agua antes de que se pueda calcular el abatimiento atribuido solo a las propiedades de formación.

1. **Una tendencia natural en los niveles de agua que ocurre antes y durante el período de prueba de tiempo.** Por ejemplo, si el nivel de agua de pre bombeo estuviera disminuyendo a una caudal de 0.25 m por día, comenzando con el nivel de agua de referencia al comienzo de la prueba, los datos del nivel de agua necesitarían una corrección de  $(0.25 \text{ m/d})(1 \text{ d}/1440 \text{ min}) = 0.00017 \text{ m/minuto}$  a medida que avanza la prueba. Por ejemplo, a los 100 minutos desde el comienzo de la prueba, el nivel del agua de fondo habría disminuido  $(100 \text{ min})(0.00017 \text{ m/min}) = 0.017 \text{ m}$ , por lo que el nivel de agua medido a los 100 minutos tendría que corregirse añadiendo 0.017 m al nivel de agua medido (el nivel de agua medido refleja la tasa de disminución natural).
2. **Inicio o detención del bombeo de pozos cercanos.** Cuando el cono de abatimiento de un pozo de bombeo que no se utiliza para el ensayo se superpone a un pozo de observación o de bombeo utilizado para el ensayo, se produce un abatimiento adicional como se explica en la Sección 11. Esto se registrará como un aumento o disminución anómala del abatimiento. Si estos eventos son de corta duración, la tendencia del nivel del agua en el campo antes de la perturbación puede extenderse y los datos del nivel del agua observados

pueden corregirse sustituyendo los niveles de agua por la tendencia antes de que se produjera la interferencia.

3. **Recarga o efectos de contorno impermeables.** La recarga o los límites impermeables pueden retardar o aumentar las tasas de abatimiento (respectivamente) en el pozo de bombeo o en los pozos de observación. Cuando el objetivo es generar datos de abatimiento de tiempo para los análisis, estos registros se pueden truncar a medida que cambian las tendencias y los primeros datos se utilizan en los análisis. Otra opción es analizar los datos utilizando la teoría del pozo imagen, como se describe en la Sección 11.
4. **Efectos de la construcción de pozos.** La tasa de abatimiento medida en el pozo de bombeo puede verse influenciada por el diseño de la construcción del pozo (rejillas que penetran total o parcialmente) y la turbulencia a medida que el agua ingresa al pozo y fluye hacia la bomba (pérdida del pozo). Ambas condiciones dan como resultado un mayor abatimiento que si los pozos fueran 100 por ciento eficientes (es decir, ninguna de las condiciones estaba presente). Se necesitan correcciones antes de que se pueda calcular el abatimiento. Las correcciones por penetración parcial y pérdida de pozos se presentan en la Sección 12. El retardo del abatimiento en el pozo de bombeo puede ser causado por el almacenamiento de pozo. Esto es un problema porque muchas técnicas de análisis asumen que el pozo tiene un diámetro infinitesimal tal que el agua bombeada se elimina inmediatamente del acuífero. En el campo, el agua proviene inicialmente del agua almacenada en el pozo antes de impactar en el acuífero, lo que hace que el abatimiento proceda más lentamente de lo que representa el modelo teórico. Esto es particularmente problemático cuando hay una tasa de descarga relativamente baja de un pozo de gran diámetro.
5. **Efectos de la presión barométrica, de las mareas y de la carga directa en sistemas confinados.** El abatimiento de los pozos de observación en acuíferos confinados también puede verse afectada por estas influencias. Los métodos de corrección se describen en Todd y Mays (2005). Los datos del transductor se deben calibrar según las mediciones del nivel de agua y los errores del instrumento utilizando las especificaciones del fabricante. Además, si los transductores no están ventilados, las correcciones por cambios en la presión durante el período de prueba (Todd y Mays, 2005). Un ejemplo de información del fabricante es proporcionado Solinst™ en este [link](#) <sup>↗</sup>.
6. **Efectos de los eventos de recarga local (tormentas), el cambio de estado de los ríos, los cambios de marea y la evapotranspiración diurna de las freatófitas en acuíferos no confinados.** Estos efectos pueden influir en los niveles de agua observados en sistemas no confinados (por ejemplo, Todd y Mays, 2005). Los

datos de nivel de agua que muestran estos efectos durante una prueba de bombeo requieren corrección antes de calcular el abatimiento.

Los datos corregidos del nivel del agua se utilizan para calcular los datos de abatimiento. Los datos de abatimiento de tiempo resultantes se utilizan para calcular las propiedades del acuífero.

#### 5.4.2 Selección del Caudal de Bombeo para su Análisis

Las descargas medidas durante la prueba de bombeo se utilizan para calcular la tasa de descarga efectiva para el análisis de los datos de abatimiento vs tiempo. La tasa de bombeo, el tiempo y, si es necesario, la nueva tasa ajustada, se registran en las hojas de datos durante una prueba. Cuando se realiza una prueba de caudal constante, la tasa efectiva se calcula ponderando en el tiempo las tasas de bombeo medidas y luego calculando una tasa de bombeo promedio. Si se conoce la precisión del medidor, se puede asignar un error.

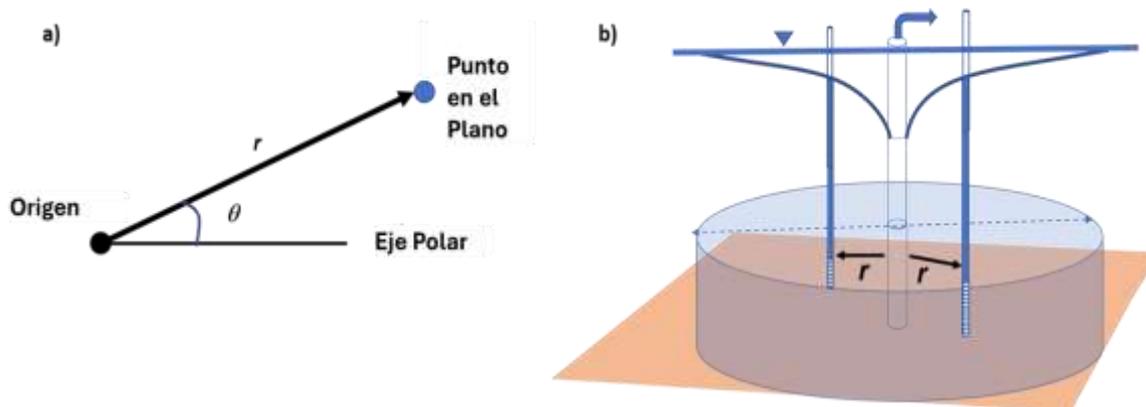
En este párrafo se proporciona un ejemplo de cálculo de una tasa de bombeo promedio ponderada en el tiempo. Se diseña una prueba de bombeo de 2 horas a una caudal de 3,740 L/minuto (L/min). Sin embargo, no se obtuvo una tasa constante durante las pruebas, lo cual no es inusual. Supongamos que el registro de medición de descarga es de 3,710 L/min a los 10 minutos, 3,751 L/min a los 20 min, 3,741 L/min a los 30 min, 3,750 L/min a los 60 min y 3,731 L/min a los 120 min. La tasa media ponderada en el tiempo se calcula como  $((3,710 \text{ L/min} \times 10 \text{ min}) + (3,751 \text{ L/min} \times 10 \text{ min}) + (3,741 \text{ L/min} \times 10 \text{ min}) + (3,750 \text{ L/min} \times 30 \text{ min}) + (3,731 \text{ L/min} \times 60 \text{ min})) / (120) \text{ min} = 3,737 \text{ L/min}$ .

#### 5.5 Notas para la Realización de una Prueba Exitosa

Completar una prueba de acuífero exitosa requiere una planificación y coordinación cuidadosas. Es útil recordar que si se inicia una prueba y las condiciones son tales que los datos de abatimiento temprano no se recopilan con la suficiente rapidez (Tabla 1) o el caudal de bombeo varía de tal manera que no se produce una tasa de descarga constante planificada, es mejor detener la prueba y reiniciarla una vez que los niveles de agua se hayan recuperado. La prueba se reinicia cuando se resuelven los problemas de frecuencia de medición y se ha implementado un método para estabilizar la caudal de bombeo. Esto aumentará el tiempo y los costos necesarios para completar la prueba, pero es mejor corregir estos problemas que gastar tiempo y dinero para completar una prueba de bombeo larga y de mala calidad.

## 6 Matemáticas del Flujo Subterráneo a un Pozo de Bombeo

En esta sección se analizan las matemáticas que describen el flujo de agua subterránea a un pozo de bombeo. Cuando las propiedades de una unidad hidrogeológica horizontal son isotrópicas y homogéneas, y la perforación del pozo de bombeo penetra completamente en la unidad (Figura 17), el flujo al pozo de bombeo es horizontal y radial (igual en todas las direcciones). El cálculo se utiliza para describir la respuesta hidráulica a ecuaciones diferenciales parciales que son útiles para pronosticar el efecto del bombeo en los sistemas de aguas subterráneas y derivar parámetros a escala de campo como T y S de las pruebas de bombeo.



**Figura 17** - Flujo radial a un pozo descrito mediante coordenadas polares. a) Las coordenadas polares se definen como la distancia radial desde el origen hasta un punto en un plano con el ángulo  $\theta$ , medido en sentido contrario a las manecillas del reloj, desde un eje polar horizontal. b) Se ilustra la distancia radial ( $r$ ) desde el pozo de bombeo (origen) hasta dos pozos de observación que penetran en un acuífero confinado (representado por el volumen cilíndrico sombreado en azul claro). El cilindro representa la parte del acuífero impactado por el bombeo. El diámetro del cilindro está representado por una línea azul discontinua de doble flecha. El cuadrado naranja representa la base impermeable del acuífero.

### 6.1 Uso de Coordenadas Polares

El flujo radial se puede describir utilizando un sistema de coordenadas polares, donde  $r$  es la distancia radial desde un origen (un pozo de bombeo) hasta un punto de observación (Figura 17). La posición del punto de observación se define mediante  $r$  y un ángulo, medido desde un eje horizontal (eje polar) en sentido contrario a las agujas del reloj (Figura 17). Cuando las condiciones son isotrópicas y homogéneas, la unidad portadora de agua es horizontal y el área abierta del pozo de bombeo penetra completamente en la unidad, el ángulo pierde importancia ya que todo el flujo es horizontal y, por lo tanto, es el mismo en todos los radios (Fetter, 2001).

## 6.2 Desarrollo de Ecuaciones para Describir la Respuesta de un Acuífero al Bombeo

Las ecuaciones desarrolladas para relacionar las propiedades hidrogeológicas de los materiales del subsuelo en un sistema de agua subterránea con los cambios en la carga hidráulica cuando se bombea el acuífero se basan en la Ley de Darcy y en la Ley de la conservación de la masa (agua). Estas ecuaciones generales se presentan en el libro de The Groundwater Project, *Propiedades Hidrogeológicas de los Materiales de la Tierra y Flujo de Agua Subterránea* (Woessner & Poeter, 2020). Las Ecuaciones describen los factores que controlan el flujo subterráneo en unidades portadoras de agua confinadas y no confinadas en condiciones de estado estacionario y transitorio, y en entornos isotrópicos, anisotrópicos, homogéneos y heterogéneos.

El flujo de agua subterránea a los pozos bajo una variedad de condiciones se puede representar mediante estas mismas ecuaciones rectoras (Woessner y Poeter, 2020). Cuando las condiciones se definen mediante ecuaciones diferenciales matemáticas lineales, y se aplican condiciones matemáticas específicas de frontera e iniciales, las técnicas de solución de cálculo dan como resultado ecuaciones algebraicas denominadas soluciones o modelos analíticos.

Las ecuaciones que rigen los acuíferos confinados y no confinados constituyen la base para el desarrollo de soluciones analíticas que describen el flujo de agua a un pozo de bombeo. En la literatura se documenta una amplia variedad de soluciones analíticas que predicen la respuesta correspondiente del nivel de agua al bombeo tanto en estado estacionario como en condiciones transitorias. Sin embargo, en casi todos los casos, las formulaciones básicas se limitan al flujo radial en una unidad hidrogeológica isotrópica y homogénea que se considera ilimitada (es decir, de extensión lateral infinita). En algunos casos, se pueden especificar otras condiciones de contorno. Estas condiciones simplificadoras reducen los desafíos matemáticos que se encuentran al resolver y formular una solución analítica.

### 6.2.1 Acuíferos Confinados

El desarrollo de soluciones analíticas para las condiciones de bombeo comienza con las ecuaciones que describen el estado estacionario y el flujo transitorio en dos dimensiones (es decir, en coordenadas cartesianas horizontales  $x$  e  $y$ ) en un sistema de agua subterránea confinadas homogéneo e isótropo. La transmisividad,  $T$ , describe la facilidad con la que el agua se mueve a través de un acuífero y se define como el producto de la conductividad hidráulica y el espesor del acuífero. Dada su naturaleza bidimensional, son aplicables a flujos esencialmente horizontales. La Ecuación (1) describe las condiciones en régimen estacionario y la Ecuación (2) describe las condiciones en transitorio.

$$0 = \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) \quad (1)$$

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = T \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) \quad (2)$$

donde:

$S$  = coeficiente de almacenamiento (adimensional)

$h$  = carga hidráulica (L)

$t$  = tiempo (T)

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

$x, y$  = coordenadas (L)

Estas dos ecuaciones dimensionales en coordenadas cartesianas ( $x, y$ ) se pueden transformar en coordenadas polares a través de  $r = (x^2 + y^2)^{0.5}$  como se muestra en las Ecuaciones (3) and (4).

$$0 = \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (3)$$

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = T \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (4)$$

donde:

$S$  = almacenamiento (adimensional)

$h$  = carga hidráulica(L)

$t$  = tiempo (T)

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

$r$  = distancia radial desde el origen (el pozo de bombeo) (L)

Se brinda documentación adicional sobre la derivación de las Ecuaciones (3) y (4) en los trabajos de Lohman (1972, en la sección de ecuaciones diferenciales parciales para flujo radial).

La formulación de las ecuaciones de estado estacionario y transitorio, Ecuaciones (5) y (6) respectivamente, en términos de abatimiento ( $s$ ) para cualquier valor de  $r$ , son presentadas en múltiples documentos (p. ej., Loaiciga, 2009).

$$0 = \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} + \left( \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} \right) \quad (5)$$

$$\frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} + \left( \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} \right) \quad (6)$$

donde:

$s$  = abatimiento =  $h_{\text{corregido-estático}} - h_t$  (L)

$h_{\text{corregido-estático}}$  = nivel de agua inicial antes del bombeo corregido por variaciones de fondo (L)

$h_t$  = nivel de agua al tiempo  $t$  desde que inició el bombeo (L)

$r$  = distancia radial desde el centro del pozo de bombeo al pozo de observación (L)

$t$  = lapso desde que inicio el bombeo (T)

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

$S$  = almacenamiento (adimensional)

Ecuaciones (3), (4), (5), y (6) se conocen matemáticamente como ecuaciones diferenciales lineales y pueden resolverse utilizando técnicas de cálculo. Son la base para el desarrollo de una ecuación analítica que describe la respuesta de los acuíferos confinados al bombeo. Se pueden agregar factores adicionales a estas ecuaciones para tener en cuenta otras fuentes y sumideros de agua subterránea, como drenaje a un caudal constante o la descarga constante de agua de un pozo de bombeo (valor negativo de  $w$ ) como en las ecuaciones (7) and (8).

$$0 = \left( \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) + w \right) \quad (7)$$

$$S \frac{\partial h}{\partial t} = T \left( \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) + \frac{w}{T} \right) \quad (8)$$

donde:

$S$  = almacenamiento (adimensional)

$h$  = carga hidráulica (L)

$t$  = tiempo (T)

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

$r$  = distancia radial desde origen (pozo de bombeo) (L)

$w$  = término de fuente o sumidero ( $LT^{-1}$ )

## 6.2.2 Acuíferos No Confinados

En las Ecuaciones (9) y (10) muestra la ecuación rectora bidimensional que representa esencialmente el estado estacionario horizontal y el flujo transitorio en un

sistema de aguas subterráneas no confinadas homogéneo e isótropo. Estas ecuaciones se basan en los supuestos de que el nivel freático es la parte superior del acuífero (es decir, el drenaje de los poros en la franja capilar es insignificante) y el almacenamiento elástico es insignificante (es decir, el agua proviene del drenaje de los poros por debajo del nivel freático y no de la expansión del agua o la compresión del acuífero). Los valores de carga se miden desde la base horizontal de la unidad no confinada hasta el nivel freático, por lo que representan el espesor saturado y la carga hidráulica.

$$0 = \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \quad (9)$$

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{2} \left( \frac{\partial h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial h^2}{\partial y^2} \right) \quad (10)$$

donde:

- $S_y$  = rendimiento específico (adimensional)
- $h$  = carga hidráulica medida desde la base del acuífero (L)
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )
- $t$  = tiempo (T)
- $x, y$  = coordenadas cartesianas (L)

En coordenadas radiales, estas ecuaciones se convierten en las Ecuaciones (11) y (12).

$$0 = \left( \frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) \quad (11)$$

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{2} \left( \frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) = \frac{K}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( h r \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (12)$$

donde:

- $S_y$  = rendimiento específico (adimensional)
- $h$  = carga hidráulica medida desde la base del acuífero (L)
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = Distancia desde el origen (pozo de bombeo) (L)

Se pueden agregar factores adicionales a estas ecuaciones para tener en cuenta otras fuentes y sumideros de agua subterránea, como el drenaje a un caudal constante en un

acuífero no confinado en condiciones de estado estacionario o transitorias, como se muestra en las Ecuaciones (13) and (14).

$$0 = \left( \frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) + \frac{2}{K} w \quad (13)$$

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{2} \left( \left( \frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) + \frac{2w}{K} \right) \quad (14)$$

donde :

- $S_y$  = rendimiento específico (adimensional)
- $h$  = carga hidráulica medida desde la base del acuífero (L)
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia desde el origen (pozo de bombeo) (L)
- $w$  = termino de fuente o sumidero ( $LT^{-1}$ )

Aunque las ecuaciones diferenciales que describen el flujo radial en un sistema no confinado están correctamente establecidas, también son matemáticamente no lineales. Estas ecuaciones rectoras no se pueden convertir fácilmente en soluciones analíticas utilizando métodos de cálculo estándar (Fetter, 2001). Como resultado, los métodos numéricos se utilizan comúnmente para simular el flujo de agua subterránea a los pozos en acuíferos no confinados (por ejemplo, Anderson et al., 2015). Las ecuaciones analíticas transitorias asociadas con métodos básicos para resolver gráficamente los resultados de las pruebas hidráulicas no confinadas se formulan utilizando una aproximación de la Ecuación (12), que es linealizado con la formulación confinada, y una condición de que el abatimiento en el sistema no confinado sea pequeño en los puntos de observación de tal manera que las propiedades hidráulicas sean constantes. Esto se logra desplazando  $h$  de la derivada del lado derecho de la Ecuación (12) y sustituyendo  $b$  por  $h$  para derivar la Ecuación (15).

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} \cong \frac{Kb}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = T \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad (15)$$

donde:

- $S_y$  = almacenamiento no confinado (rendimiento específico) (adimensional)
- $h$  = carga hidráulica medida como la diferencia entre la elevación del nivel del agua y la elevación de la base horizontal del acuífero no confinado (L)
- $t$  = tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo (T)

- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )  
 $b$  = espesor saturado medido desde la base del acuífero a el nivel del agua en el pozo de bombeo (L)  
 $r$  = distancia radial desde el centro del pozo de bombeo al pozo de observación (L)  
 $T = Kb$ , transmisividad del acuífero no confinado ( $L^2T^{-1}$ )

En la Sección 10 se discute este enfoque, donde se presentan modelos analíticos específicos que describen sistemas de bombeo no confinados.

### 6.3 Suposiciones Generales para Desarrollar Ecuaciones Analíticas de la Hidráulica de Pozos

Se requieren varios supuestos simplificadores para generar soluciones analíticas viables a partir de ecuaciones diferenciales lineales. Estas ecuaciones se utilizan para pronosticar el efecto del bombeo en los niveles de agua de los pozos de producción y de observación. Las soluciones analíticas resultantes son potentes, pero su uso tiene limitaciones, ya que se simplifican para representar condiciones ideales que no suelen satisfacerse en el mundo real.

Muchos libros de texto enumeran los supuestos generales utilizados para formular ecuaciones de la prueba hidráulica analítica estándar (por ejemplo, Freeze y Cherry, 1979; Fetter, 2001; Kasenow, 2001). En este libro utilizamos una versión modificada de las enumeradas en Fetter (2001) que incluye doce supuestos generales.

1. **Una capa de confinamiento subyace a la unidad geológica que se bombea.** Esta suposición establece que el agua no se mueve verticalmente hacia arriba desde las formaciones subyacentes.
2. **Las unidades geológicas que se bombean son esencialmente horizontales.** Esta suposición elimina la necesidad de tener en cuenta el flujo que no es horizontal.
3. **La unidad geológica que se bombea tiene una extensión lateral infinita.** Esta suposición elimina la presencia de condiciones de frontera que podrían limitar la expansión del cono de abatimiento (por ejemplo, límites impermeables o de recarga).
4. **La superficie potenciométrica y el nivel freático son estables (no cambian con el tiempo) antes del bombeo, y todos los cambios posteriores en la superficie potenciométrica y el nivel freático son el resultado del bombeo.** Esta suposición elimina las complicaciones de que el nivel de agua de referencia u original fluctúe antes del inicio del bombeo o durante el bombeo. En estas condiciones, la superficie potenciométrica y el nivel freático son inicialmente

estáticos, y todo el abatimiento es causada por el pozo de bombeo. Esto elimina las variaciones en el abatimiento que pueden ser creadas por pozos de bombeo cercanos o variaciones naturales del nivel del agua (por ejemplo, recarga, descarga, efectos barométricos o de marea).

5. **La unidad geológica que se bombea es isotrópica y homogénea.** Esta suposición significa que las propiedades hidrogeológicas como  $K$ ,  $T$ ,  $S$  y  $S_y$ , son uniformes y constantes. En estas condiciones, el cono de abatimiento será simétrico.
6. **El flujo en la formación bombeada es radial.** Esta suposición permite aplicar la teoría del flujo radial y las matemáticas. También dice que los pozos de observación ubicados a diferentes distancias radiales del pozo de bombeo no tienen que estar en línea recta para describir cómo el bombeo afecta los niveles de agua a varias distancias del pozo de bombeo.
7. **El flujo en la formación bombeada es esencialmente horizontal.** Este factor elimina la necesidad de tener en cuenta el flujo vertical y las matemáticas resultantes más complejas.
8. **La ley de Darcy gobierna el flujo de agua subterránea.** Esta suposición permite que las ecuaciones de gobierno basadas en la validez de la Ley de Darcy se utilicen para formular la solución matemática requerida (p, ej., el flujo subterráneo es laminar, como supone Woessner and Poeter (2020)).
9. **La viscosidad y densidad del agua subterránea es constante.** Esta suposición elimina la necesidad de tener en cuenta las variaciones en la viscosidad y la densidad, las cuales hacen que el coeficiente de permeabilidad  $K$  varíe y genere gradientes adicionales, además de los gradientes hidráulicos causados por el bombeo del pozo. Esta suposición requiere que la temperatura y la concentración de solutos disueltos sean razonablemente uniformes en todo el acuífero durante el período de tiempo en que se aplica la ecuación. Una vez más, formular una solución que incluya estos factores requiere un rigor matemático adicional.
10. **Los pozos de observación y bombeo tienen filtros en toda la unidad geológica evaluada y son 100 por ciento eficientes.** La suposición de filtrado completo asegura que el flujo del agua en la unidad geológica es horizontal. El requisito de eficiencia del 100 por ciento significa que no hay pérdidas de carga por fricción ni turbulencias a medida que el agua ingresa al pozo bombeado. Esto es importante porque la pérdida de carga hace que los niveles de agua sean más bajos en el pozo bombeado que en el acuífero inmediatamente adyacente al pozo, mientras que las ecuaciones asumen que la carga en el pozo de bombeo es igual a la carga en el acuífero en las ubicaciones del pozo. El requisito de eficiencia del 100 por ciento también significa que no hay daños en la formación

o efecto de *skin*. Este efecto es una zona en la formación alrededor del pozo que ha sido alterada como resultado de la perforación, a menudo debido a que el fluido de perforación que penetra en los poros de la formación y disminuye la conductividad hidráulica en la zona. Los pozos de observación no se bombean, por lo que no tienen pérdidas debido a la fricción o la turbulencia, aunque pueden tener un daño en la formación o efecto *skin* que puede limitar la caudal de respuesta del nivel de agua al bombeo.

11. **La ubicación del pozo de bombeo se puede representar como un solo punto que tiene un diámetro infinitesimal.** Esta suposición simplifica las matemáticas del cálculo de el abatimiento a una distancia,  $r$ , del pozo de bombeo y elimina la necesidad de considerar el efecto del agua almacenada en el pozo, una condición que afectaría el abatimiento observado en el pozo de bombeo (lo que se conoce como efectos de almacenamiento de la tubería de revestimiento/pozo).
12. **La descarga del pozo es constante.** Este factor elimina la necesidad de definir la descarga del pozo como una entidad variable en la solución matemática.

Las ecuaciones hidráulicas analíticas de pozos se pueden considerar como herramientas para describir cómo cualquier descarga de pozo seleccionada afecta la distribución de la carga en la unidad hidrogeológica que se está bombeando. Las soluciones analíticas proporcionan soluciones continuas. Esto significa que, en condiciones de estado estacionario (Sección 7), se pueden utilizar para generar una estimación del abatimiento en cualquier ubicación en el dominio del problema, según lo definido por la distancia radial desde el pozo de bombeo. Cuando las ecuaciones son para estado transitorio (Secciones 8-12), estas describen las condiciones en cualquier espacio y tiempo, desde el inicio del bombeo.

Las secciones 7 a la 12 desarrollan las ecuaciones analíticas que describen cómo los pozos afectan los niveles de agua en unidades confinadas y no confinadas en condiciones transitorias y de estado estacionario. Estas ecuaciones se pueden aplicar para estimar el abatimiento resultante del bombeo de un pozo a un caudal específico cuando se conocen las propiedades hidrogeológicas. Estas ecuaciones también se utilizan para analizar los resultados de las pruebas de bombeo y calcular los valores de las propiedades hidrogeológicas a partir de los datos de tiempo/abatimiento de las unidades hidrogeológicas bombeadas.

## 7 Modelos Analíticos de Thiem en Régimen Estacionario para Bombeo en Acuíferos Confinados y No Confinados

Las condiciones de estado estacionario ocurren cuando los niveles de agua dejan de cambiar dentro del cono de abatimiento durante una prueba de bombeo. El estado estacionario es una condición de equilibrio. El estado estacionario ocurre cuando la expansión del cono de abatimiento está limitada por una condición de contorno de recarga que proporciona una fuente de agua al pozo de bombeo distinta del agua almacenada en el acuífero y crea una condición estacionaria cuando la tasa de entrada es igual a la tasa de extracción del pozo (Figuras 8 y 9). Cuando se producen condiciones de estado estacionario, el agua no se libera del almacenamiento en la unidad que se está bombeando. Thiem (1906) desarrolló ecuaciones que describen las condiciones de estado estacionario durante el bombeo de unidades confinadas y no confinadas. Estas se conocen como las ecuaciones de Thiem.

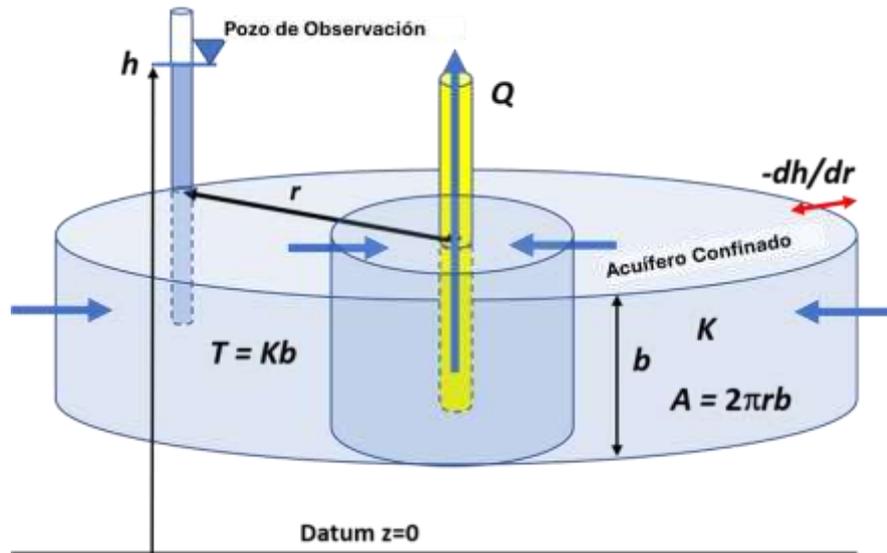
Es posible que sea necesario bombear un pozo durante un largo período antes de que el cono de abatimiento se expanda lo suficiente como para capturar fuentes de recarga que iguallen la tasa de descarga del pozo y, por lo tanto, estabilizar las carga hidráulicas. Las pruebas pueden requerir bombeo durante varios días o semanas antes de alcanzar un estado estacionario. Cuando no se encuentran fuentes de recarga, se pueden observar condiciones de "estado pseudo-estacionario". Esto se refiere a condiciones en las que las tasas de abatimiento se vuelven mínimas con tiempos de bombeo prolongados. Las ecuaciones de estado estacionario a menudo se aplican a estas condiciones para estimar la conductividad hidráulica y la transmisividad.

### 7.1 Condiciones de Régimen Estacionario en un Sistema Acuífero Confinado

Los supuestos generales enumerados en la discusión del desarrollo de soluciones analíticas en la Sección 6, se aplican al desarrollar ecuaciones para representar condiciones de bombeo en estado estacionario. Se aplica una condición adicional que indica que el abatimiento ha alcanzado el equilibrio a medida que el cono de abatimiento deja de expandirse a medida que continúa el bombeo.

Las matemáticas del estado estacionario se basan en la ley de Darcy y en la Ley de conservación de la masa. En condiciones de estado estacionario, los gradientes dentro del cono de abatimiento no cambian con el tiempo. En flujo radial, la descarga a cualquier distancia radial dada del pozo de bombeo es igual a la conductividad hidráulica ( $K$ )

multiplicada por el área de la sección transversal ( $2\pi rb$ ) multiplicada por el gradiente ( $-dh/dr$ ) en esa distancia radial del pozo de bombeo (Figura 18).



**Figura 18** - El flujo radial de agua a través de un área cilíndrica dentro del cono de abatimiento en estado estacionario en un sistema isótropo y homogéneo. La descarga del pozo,  $Q$ , es constante a medida que pasa a través de cada área de sección transversal circunferencial,  $A$ , definida como  $2\pi rb$ . La conductividad hidráulica está representada por  $K$ . El gradiente de estado estacionario ( $-dh/dr$ ) es constante en cada  $r$ .

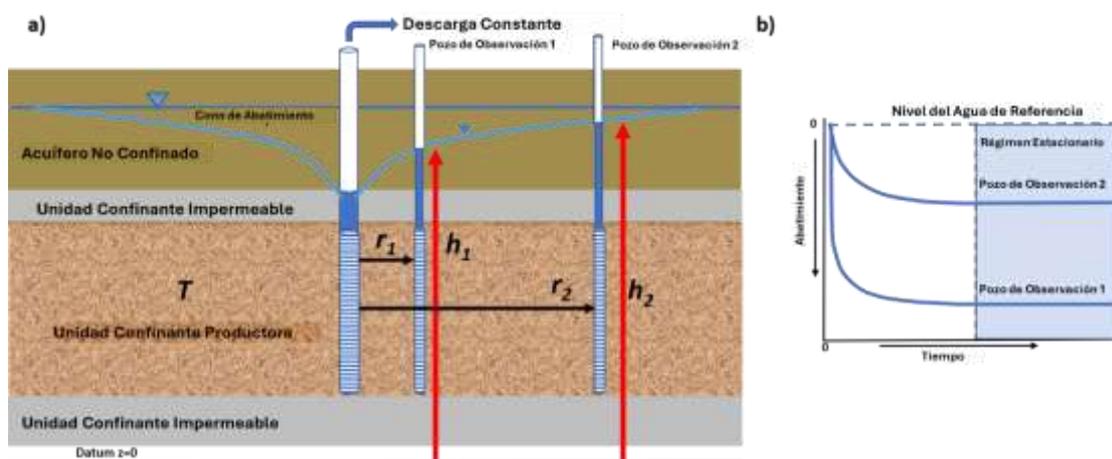
La Ley de Darcy es la ecuación que describe el flujo en estado estacionario en un acuífero confinado isótropo y homogéneo, como se muestra en la Ecuación (16).

$$\frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2\pi Tr} \quad (16)$$

donde:

- $h$  = carga hidráulica total medida desde un datum (L)
- $r$  = distancia radial al pozo de observación (L)
- $Q$  = caudal de bombeo constante, negativa para extracción ( $L^3T^{-1}$ )
- $T$  = Transmisividad del acuífero confinado ( $Kb$ ) ( $L^2T^{-1}$ )
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )
- $b$  = espesor del acuífero confinado (L)

La Ecuación (16) se utiliza para generar una solución analítica cuando está limitada por condiciones en las que se conocen las cargas hidráulicas de dos pozos de observación, cada uno situado a una distancia radial diferente del pozo de bombeo, como se muestra en la Figura 19. Se utilizan técnicas de integración estándar para derivar lo que se conoce como la ecuación de estado estacionario de Thiem para bombear una unidad confinada.



**Figura 19** - Sección transversal de un acuífero confinado y los parámetros utilizados para definir las condiciones en estado estacionario. a) Las cargas hidráulicas de los pozos de observación (flechas rojas) se miden a partir de un datum. Las distancias radiales se miden desde el pozo de bombeo. b) Un gráfico aritmético del abatimiento y el tiempo que muestra que el abatimiento alcanza las condiciones de estado estacionario (línea negra vertical discontinua y área sombreada en azul).

La solución analítica de Thiem (Thiem, 1906) para un acuífero confinado se escribe en términos de transmisividad como se muestra en la Ecuación (17).

$$T = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad (17)$$

donde:

$T$  = transmisividad de acuífero confinado (Kb) ( $L^2T^{-1}$ )

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

$h_2$  = carga hidráulica en el pozo de observación 2 localizado a distancia  $a$  partir del pozo de bombeo (L)

$h_1$  = carga hidráulica en el pozo de observación 1 localizado cerca del pozo de bombeo (L)

$r_2$  = distancia radial al pozo de observación 2 (L)

$r_1$  = distancia radial al pozo de observación 1 (L)

La Ecuación (17) no incluye al almacenamiento del acuífero porque el almacenamiento es irrelevante en un estado estacionario como indican las ecuaciones de flujo en estado estacionario. En este sistema estacionario, las cargas hidráulicas son constantes en el tiempo y no se libera agua del almacenamiento durante el bombeo. La ecuación se puede usar para resolver  $T$  cuando una prueba de descarga constante incluye datos de abatimiento de dos pozos de observación.

### Ejemplo

Supongamos que hay un pozo en un sistema de agua subterránea confinado que bombea a  $1,500 \text{ m}^3/\text{d}$  y las cargas han dejado de declinar después de algún tiempo, lo que

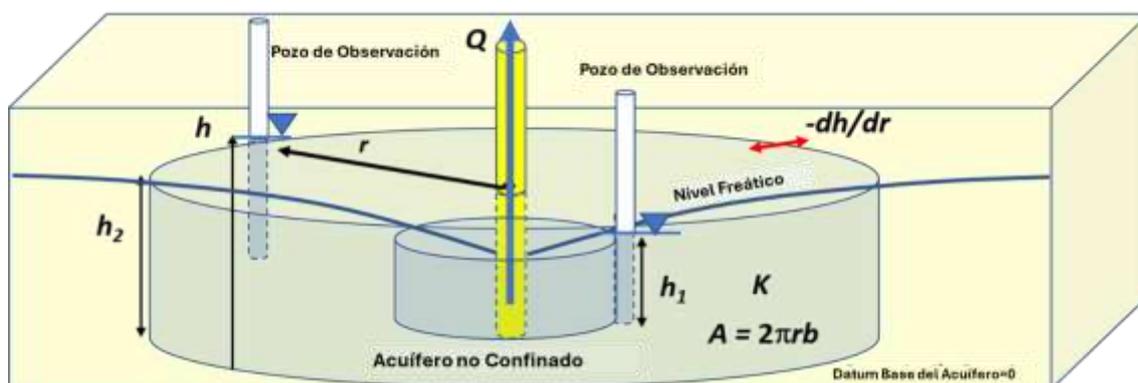
indica que se están produciendo condiciones de estado estacionario. Si la carga hidráulica del pozo de observación 1 a una distancia radial de 55 m es de 1,033 m y la carga hidráulica del pozo de observación 2 a una distancia radial de 150 m es de 1,040 m, calcule T.

$$T = \frac{1,500 \frac{m^3}{d}}{2 (3.14) (1040m - 1033m)} \ln \frac{150 m}{50 m} = 37.5 \frac{m^2}{d}$$

La ecuación de Thiem también se puede utilizar para predecir la carga hidráulica en estado estacionario en un pozo de observación ubicado a cualquier distancia radial del pozo de bombeo, si se conocen la transmisividad del acuífero, la tasa de bombeo, la carga y la distancia radial a un pozo de observación.

## 7.2 Condiciones de Régimen Estacionario en un Acuífero No Confinado (o Libre)

Las matemáticas para el flujo en estado estacionario en un acuífero no confinado se basan en la ley de Darcy y en la Ley de la conservación de la masa. En condiciones de estado estacionario, el gradiente dentro del cono de abatimiento no cambia con el tiempo y la descarga a cualquier distancia radial (dentro del cono de abatimiento) desde el pozo de bombeo es igual a la conductividad hidráulica ( $K$ ) multiplicada por el área de la sección transversal ( $2\pi rb$ ), multiplicada por el gradiente ( $-dh/dr$ ) a esa distancia radial. En el caso del sistema no confinado (o libre), los valores de carga ( $h$ ) se definen como la diferencia entre la elevación del nivel freático y la elevación de la base del acuífero (Figura 20).



**Figura 20** - El flujo radial de agua a través de un área cilíndrica dentro del cono de abatimiento en estado estacionario creado en un sistema de agua subterránea no confinada isotrópico y homogéneo, cuando se bombea un pozo a una caudal constante. La descarga del pozo ( $Q$ ) pasa a través de un área de sección transversal ( $A=2\pi rh$ ), de un material que tiene una conductividad hidráulica ( $K$ ) bajo un gradiente ( $-dh/dr$ ) que dirige el agua al pozo. La altura ( $h$ ) es igual al espesor saturado medido como la elevación del nivel freático menos la elevación de la base del sistema no confinado.

Para formular una solución analítica, se aplican los supuestos generales de Thiem (1906) junto con los supuestos de Dupuit (1863) donde la pendiente del nivel freático es

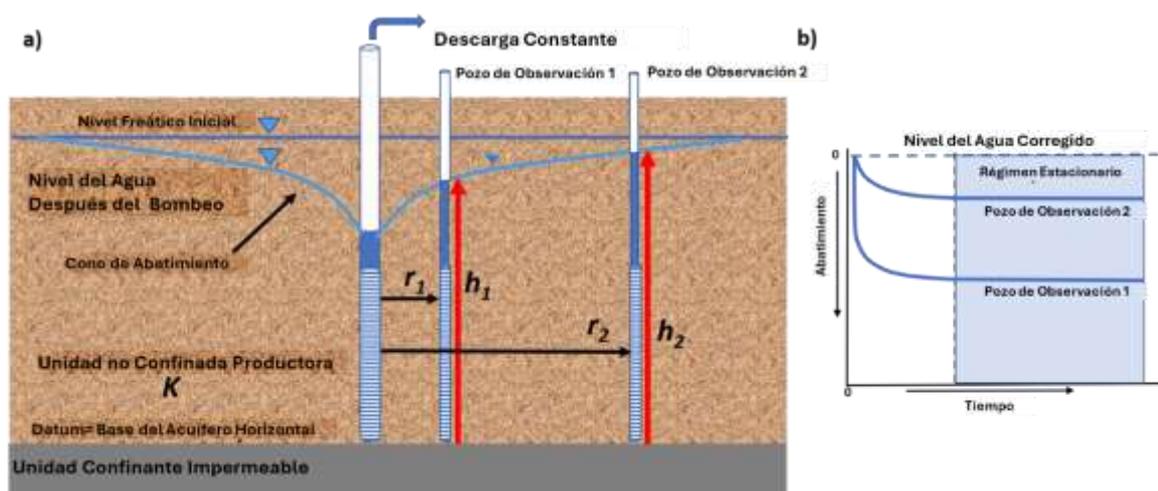
igual al gradiente hidráulico y el flujo es horizontal (por ejemplo, Fetter 2001; Kruseman y de Ritter, 2000). La ecuación resultante describe el flujo en estado estacionario en un sistema no confinado, como se muestra en la Ecuación (18).

$$Q = -(2\pi rh)K \left( \frac{dh}{dr} \right) \quad (18)$$

donde:

- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)
- $h$  = espesor saturado de acuífero medido desde la base del acuífero (L)
- $dh/dr$  = gradiente hidráulico (adimensional)

Una solución analítica se obtiene mediante la integración con la carga hidráulica en la unidad no confinada definida como la altura de saturación por encima de la base del acuífero no confinado,  $h_1$ . El pozo de observación más cercano se define por los valores de  $r_1$  y  $h_1$ , y el pozo de observación más lejano está bien representado por valores  $r_2$  y  $h_2$  (Figura 21).



**Figura 21** - Sección transversal de un sistema de aguas subterráneas no confinado (o libre) en condiciones de estado estacionario. a) Ubicación de los pozos de observación y parámetros requeridos por la ecuación de Thiem. El espesor saturado ( $h$ ) en un pozo de observación, se mide desde la base horizontal del sistema. b) Curvas de abatimiento-tiempo de los pozos de observación. La línea vertical discontinua y el sombreado azul claro indican cuándo el abatimiento alcanza y permanece en estado estacionario.

La solución analítica resultante es dada por la Ecuación (19).

$$K = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln \left( \frac{r_2}{r_1} \right) \quad (19)$$

donde:

- $K$  = conductividad hidráulica de la unidad no confinada ( $LT^{-1}$ )

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

$h_2$  = espesor saturado en el pozo 2 más alejado del pozo de bombeo (L)

$h_1$  = espesor saturado en el pozo 1 más alejado del pozo de bombeo (L)

$r_2$  = distancia radial al pozo de observación 2 (L)

$r_1$  = distancia radial al pozo de observación 1 (L)

El uso de esta ecuación supone que una vez que las cargas hidráulicas han alcanzado el estado estacionario, el cambio en el espesor saturado en los puntos de observación es pequeño (menos del 2 al 10 por ciento).

### Ejemplo

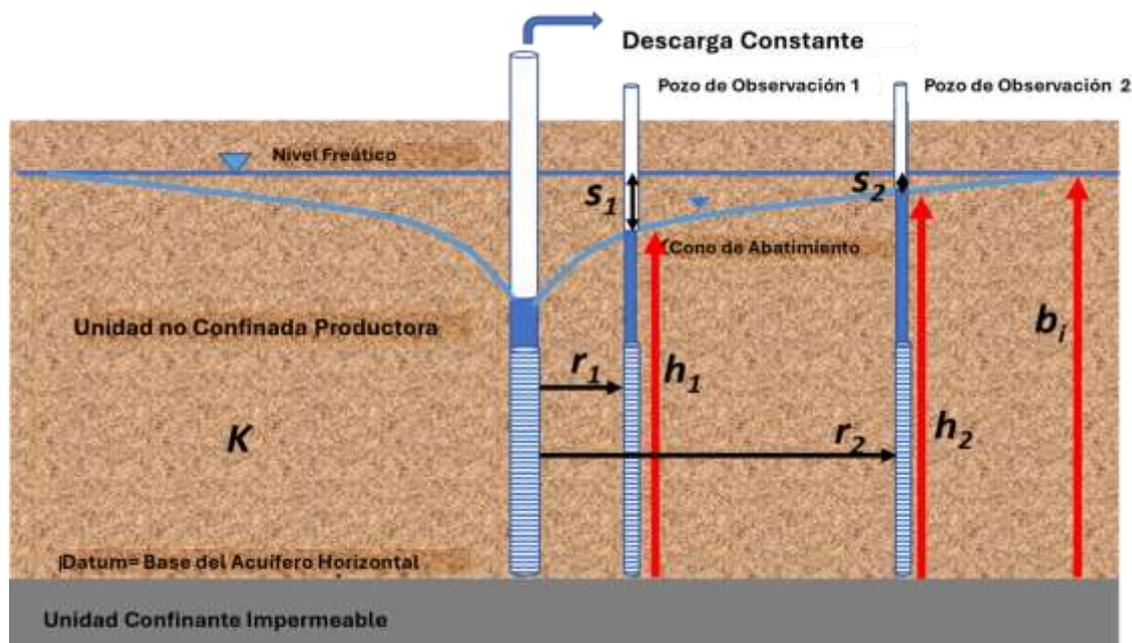
Supongamos que un pozo está bombeando en un acuífero no confinado a 1,500  $m^3/d$ . El espesor saturado original es de 30 m. Después de alcanzar el estado estacionario, el espesor saturado en el pozo de observación 1, ubicado a 37 m del pozo de bombeo, es de 26.9 m. El espesor saturado en estado estacionario en el pozo de observación 2, ubicado a 147 m del pozo de bombeo, es de 29.2 m. La conductividad hidráulica puede estimarse para el sistema no confinado utilizando la Ecuación (19).

$$K = \frac{1,500 \frac{m^3}{d}}{3.14 ((29.2m)^2 - (26.9m)^2)} \ln\left(\frac{147 m}{37 m}\right) = 5.11 \frac{m}{d}$$

Al igual que con la ecuación del acuífero confinado, el espesor saturado a cualquier distancia radial del pozo de bombeo se puede calcular si se conocen la conductividad hidráulica del acuífero, la descarga del pozo y el espesor saturado a una distancia radial en un pozo de observación.

Una vez más, cuando se aplica la ecuación de Thiem para acuíferos no confinados, se supone que la carga hidráulica en los pozos de observación se mide desde la base horizontal del acuífero para que corresponda al espesor saturado. Los valores de la carga hidráulica total no se utilizan en esta ecuación, como sí se aplica en la ecuación de Thiem para sistemas de aguas subterráneas confinados. Un error común es utilizar valores de carga hidráulica basados en un datum distinto de la base del acuífero (por ejemplo, el nivel medio del mar). Esto dará lugar a grandes errores en el valor estimado de K.

Jacob (1963) propuso una modificación de la ecuación de Thiem para su uso con un sistema de nivel freático en el que el abatimiento se vuelve significativo (es decir, del 10 al 25 por ciento del espesor saturado inicial) en los pozos de observación durante las pruebas (Figura 22). Su método ajustó el abatimiento observado (espesor no saturado,  $s_1$  y  $s_2$ , a los valores que se producirían si no se produjera un drenaje significativo (menos del 2 al 10 por ciento, Jacob, 1950 y USDI, 1981) como se muestra en Figura 22. A continuación, se calculan los cálculos de K y T utilizando la representación de Thiem.



**Figura 22** - Aproximación de Jacob (1963) para estimar  $T$  para estado estacionario de bombeo en un acuífero no confinado con abatimiento significativo. El abatimiento en los dos pozos de observación es  $s_1$  y  $s_2$ , respectivamente. El espesor saturado antes del bombeo está representado por  $b_i$ . El espesor saturado en los pozos de observación es  $h_1$  y  $h_2$ , respectivamente.

Lohman (1972) presentan la formulación para un acuífero no confinado (o libre) en términos de abatimiento corregido como se muestra en las ecuaciones (20) y (21) para  $K$  y  $T$  respectivamente. El logaritmo base 10 es usado en la ecuación de Lohman de tal forma que es útil conocer que  $\ln(x) = 2.3 \log(x)$ .

$$K = \frac{-Q \cdot 2.3 \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\frac{2\pi b_i \left( (b_i^2 - 2b_i s_2 + s_2^2) - (b_i^2 - 2b_i s_1 + s_1^2) \right)}{2b_i}} \quad (20)$$

$$T = \frac{-Q \cdot 2.3 \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi \left( \left( s_1 - \frac{s_1^2}{2b_i} \right) - \left( s_2 - \frac{s_2^2}{2b_i} \right) \right)} \quad (21)$$

donde:

- $b_i$  = espesor inicial saturado no confinado (antes del bombeo) (L)
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )
- $Q$  = caudal constante de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )
- $r_2$  = distancia radial al pozo de observación 2 (L)
- $r_1$  = distancia radial al pozo de observación 1 (más cercano) (L)
- $s_1$  = abatimiento en el pozo de observación 1 (más cercano) (L)
- $s_2$  = abatimiento en el pozo de observación 2 (L)

$$T = \text{transmisividad (L}^2\text{T}^{-1}\text{)}$$

Usando la Ecuación (21) la corrección de abatimiento es igual a  $s^2/2b$ . Si la magnitud de la corrección es pequeña, el valor T calculado no cambiará mucho. La corrección se recomienda cuando el espesor saturado previo al bombeo se ve afectado entre un 10 y un 25 por ciento en el punto de medición (Kasenow, 2001, USDI 1981). Kasenow (1995, 1997) desarrolló enfoques adicionales para corregir los datos de descensos observados cuando el abatimiento supera el 25 por ciento.

### Ejemplo del Método Gráfico

Los análisis de estado estacionario requieren información de una prueba de bombeo que incluya el abatimiento medido (altura estática corregida - altura de bombeo) en dos ubicaciones (es decir, dos distancias radiales diferentes desde el pozo de bombeo). Lohman (1972) presenta un método gráfico de abatimiento de distancia utilizando el abatimiento corregido para resolver T en condiciones confinadas y no confinadas. En la Figura 23 se muestra un gráfico semilogarítmico de distancia-abatimiento. Para representar un acuífero confinado, la Ecuación (21) es simplificada para representar el cambio de abatimiento con la distancia con el cambio en un ciclo logarítmico de distancia radial (i.e.,  $\Delta s/(\Delta \log(r))$ ) para obtener la Ecuación (22). Se selecciona  $\Delta s$  a propósito como el cambio de abatimiento a lo largo de un ciclo logarítmico de distancia, de modo que  $\Delta s/(\Delta \log(r))$  se divide por 1 (p.ej.,  $\Delta(\log r) = \log 100 - \log 10 = 1$ ).

$$T = \frac{2.3 Q}{\frac{2\pi\Delta s}{\Delta(\log r)}} \quad (22)$$

donde:

$$T = \text{transmisividad (L}^2\text{T}^{-1}\text{)}$$

$$Q = \text{caudal de bombeo constante (L}^3\text{T}^{-1}\text{)}$$

$$\Delta s = \text{cambio en abatimiento en un ciclo logarítmico de distancia (positivo) (L)}$$

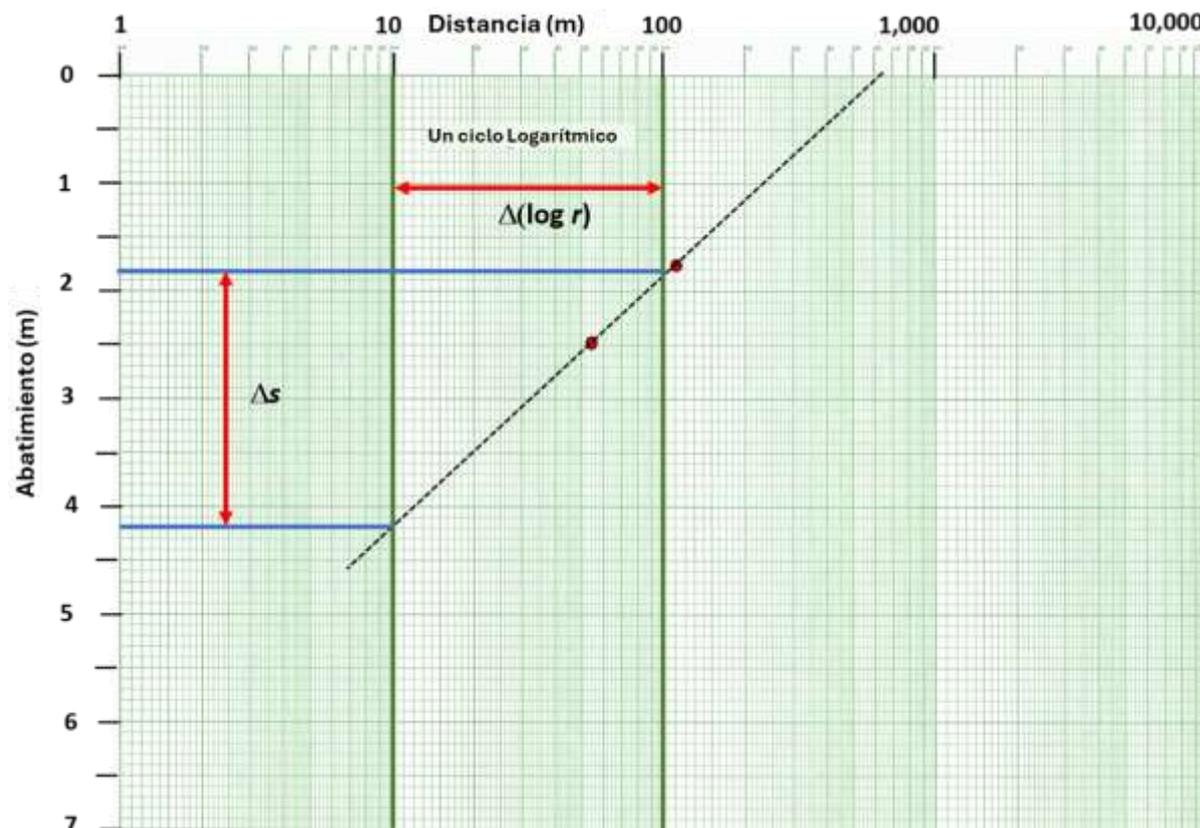
$$\Delta(\log r) = \text{diferencia en el logaritmo de distancia radial que difieren en un orden de magnitud (adimensional)}$$

Cuando es necesario corregir los abatimientos por efecto del drenaje de acuíferos no confinados, entonces se aplica la Ecuación (23) es usada.

$$T = \frac{2.30 Q}{\frac{2\pi\Delta(s - \frac{s^2}{2b_i})}{\Delta \log r}} \quad (23)$$

donde:

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )  
 $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )  
 $\Delta((s-s^2)/(2b_i))$  = cambio en el abatimiento corregido sobre un ciclo log de distancia  
 (positiva) (L)  
 $\Delta \log r$  = un ciclo logarítmico de distancia radial (adimensional)  
 $b_i$  = espesor saturado inicial no confinado inicial (antes de bombeo) (L)



**Figura 23** - Gráfico del abatimiento en dos pozos de observación (puntos rojos) después de que se alcanzaron condiciones de estado estacionario durante una prueba de caudal constante de un acuífero confinado. La pendiente de la línea se define a lo largo de un ciclo logarítmico como  $\Delta s / \Delta(\log r)$  s/ log r (flechas dobles rojas) es igual a 2.4 m / 1.

### Ejemplo

El gráfico de distancia-abatimiento de la Figura 23 es el abatimiento observado en condición estacionaria en los pozos ubicados a 55 m y 123 m de distancia del pozo de bombeo con un caudal constante de descarga de 1,400 m<sup>3</sup>/d. El pozo con penetración total a 24 m de espesor en un acuífero confinado de arena. Del gráfico se observa que,  $\Delta s = 2.4$  m.  $T$  es calculado a partir de la Ecuación (22).

$$T = \frac{2.3 \cdot 1,400 \frac{m^3}{d}}{2 \cdot (3.14) \cdot (4.2 \text{ m} - 1.8 \text{ m})} = 214 \frac{m^2}{d}$$

Las secciones 8 a 11 abordan el desarrollo y la aplicación de modelos analíticos simplificados que representan cómo responden los sistemas de agua subterránea al bombeo y cómo se estiman T y S en condiciones transitorias.

### 7.3 Una Oportunidad para Trabajar con Datos de Bombeo en Régimen Estacionario

En la sección 7 se analizaron las pruebas de bombeo que se encuentran en condiciones de estado estacionario. El [Ejercicio 1](#)  proporciona una oportunidad práctica para trabajar con datos que representan condiciones de estado estacionario en un acuífero confinado.

## 8 Modelo Analítico en Régimen Transitorio en un Acuífero Totalmente Confinado

Una unidad hidrogeológica se considera confinada cuando las cargas hidráulicas en los pozos ademasos son más altas que la parte superior de la unidad acuífera. La superficie que define la distribución de la carga hidráulica se denomina superficie potenciométrica (o superficie piezométrica) (Woessner & Poeter, 2020, Figura 46). La presión en sistemas confinados supera la presión hidrostática.

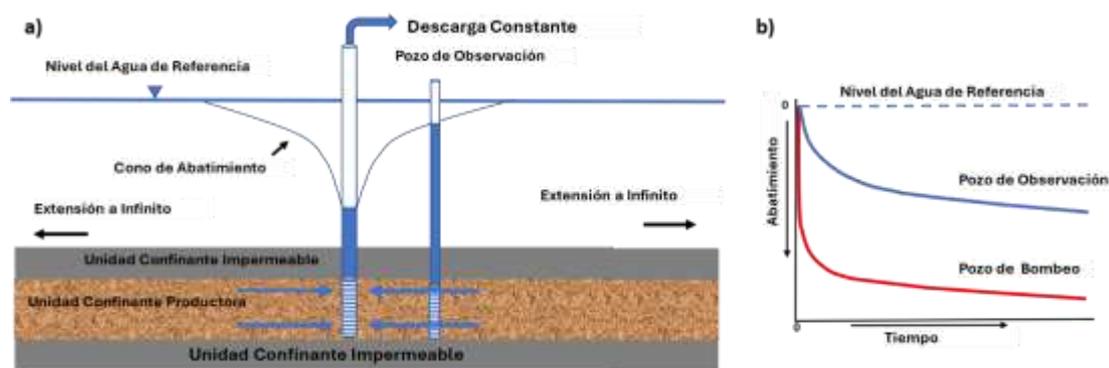
C.V. Theis (1935) con la asistencia de C. I. Lubin aplicó las matemáticas que describen una "... *fente puntual continua para un problema de conducción de calor*" (Lohman, 1972), para formular una solución analítica para el flujo a un pozo en un acuífero confinado en condiciones transitorias. Las condiciones transitorias son condiciones de no equilibrio. Las condiciones transitorias son condiciones de no equilibrio. La solución de Theis (1935) describe cómo reaccionaría un sistema de agua subterránea confinado al bombeo a lo largo del tiempo. Este fue el primer modelo transitorio disponible para analizar conjuntos de datos de abatimiento de tiempo no estable. Antes de su trabajo, los pozos se bombeaban durante largos períodos hasta que el abatimiento alcanzaba condiciones de estado estacionario o pseudo estado estacionario (como se describe en la sección 7). A continuación, se analizarían los datos de abatimiento vs distancia utilizando las Ecuaciones de estado estacionario de Thiem. Los análisis de no equilibrio de Theis dieron como resultado pruebas hidráulicas más cortas en las que los datos de abatimiento de tiempo se utilizan para derivar las propiedades hidráulicas de los sistemas confinados.

### 8.1 Formulación de la Ecuación de Theis

El desarrollo de la solución analítica de Theis incorpora los supuestos generales descritos en la Sección 6.3, junto con los supuestos adicionales siguientes:

1. La unidad confinada está cubierta por capas confinantes suprayacentes y subyacentes que son acuífugas (impermeable, i.e., no permiten liberar agua por goteo al acuífero).
2. La fuente de toda el agua bombeada desde el pozo se deriva de la liberación instantánea de agua del almacenamiento elástico de la unidad (no hay recarga, ni flujo de agua hacia el cono de abatimiento desde otras fuentes).
3. El pozo de bombeo tiene un diámetro infinitesimal.

La Figura 24 ilustra el modelo conceptual de Theis.



**Figura 24** - Modelo conceptual de las condiciones de la ecuación de Theis que describe la respuesta de abatimiento al bombeo en un acuífero isotrópico y homogéneo totalmente confinado. a) Vista en sección transversal de una unidad de aporte de agua confinada que es infinita en extensión lateral, así como superpuesta y subyacente por unidades de confinamiento que son impermeables. b) Esquema de la respuesta de los cambios en el nivel del agua (abatimiento del nivel de agua estático corregido) en el pozo de bombeo y en un pozo de observación cuando el caudal de bombeo es constante.

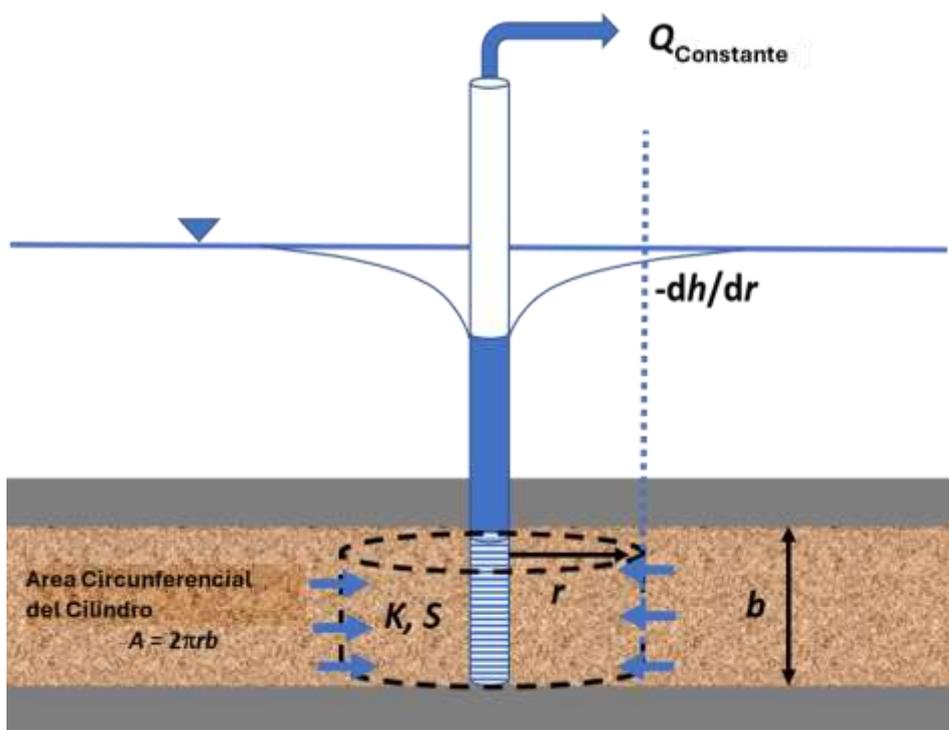
La ecuación diferencial básica, Ecuación (6), gobernada por un flujo radial hacia un pozo en un sistema confinado, expresada en términos de abatimiento, se repite aquí para comodidad del lector (Loaiciga, 2009).

$$\frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} + \left( \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} \right) \quad (24)$$

donde:

- $s$  = abatimiento, corregido pre bombeo carga hidráulica estática menos carga hidráulica en el tiempo  $t$  (L)
- $r$  = distancia radial desde el centro de el pozo de bombeo al pozo de observación (L)
- $t$  = lapso desde el inicio del bombeo (T)
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $S$  = almacenamiento (adimensional)

La Ecuación (24) se puede visualizar describiendo el flujo radial transitorio en cualquier sección cilíndrica dentro del cono de abatimiento de un sistema confinado (Figura 25).



**Figura 25** - Conceptualización del flujo radial confinado en el cono de abatimiento durante el bombeo a caudal constante,  $Q$ . La unidad productora de agua se muestra en color marrón y las capas de confinamiento impermeables en gris. El material saturado con patrón de color canela, de espesor  $b$ , está totalmente confinado (capas confinantes grises). La descarga radial de agua subterránea,  $Q$ , a través de un cilindro de acuífero se muestra con las flechas azules,  $r$  es el radio del cilindro,  $b$  es el espesor del acuífero,  $K$  es la conductividad hidráulica,  $S$  es la coeficiente de almacenamiento y  $-dh/dr$  es el gradiente hidráulico en el borde exterior del cilindro (línea discontinua azul).  $Q$  es igual al producto del caudal del flujo a la distancia  $r$  del pozo y el área de la sección transversal circunferencial ( $2\pi rb$ ), así que, por lo que  $Q = -2rbK (dh/dr)$ . A medida que avanza el bombeo,  $-dh/dr$  varía con el tiempo y el agua se libera del almacenamiento,  $S (-dh/dt)$ .

Utilizando la ecuación diferencial básica de flujo radial confinado, los supuestos matemáticos generales presentados en Sección 6.3, y los supuestos adicionales que respaldan la ecuación de Theis, junto con las condiciones iniciales y de frontera especificadas, se derivó una solución analítica que describe el abatimiento esperado,  $s$ , dentro del cono de abatimiento en cualquier tiempo después de que inicie el bombeo constante. Las condiciones incluyen que el abatimiento sea cero al inicio del bombeo. Dado que  $h(r,t)$  es la carga hidráulica a una distancia radial y en un tiempo, entonces  $h(r,0) = h_0 = 0$  para todo  $r$ , donde  $h_0$  es la carga hidráulica corregida. La condición de que la formación confinada tenga una extensión lateral infinita viene dada por  $h(\infty,t) = h_0$  para toda  $t$ . El caudal de bombeo constante se representa como un sumidero puntual en  $r = 0$ . Representa el pozo que es una línea vertical a través del acuífero, pero el acuífero bidimensional se puede representar mediante una ecuación unidimensional porque, dado que el pozo penetra completamente en una capa horizontal homogénea, entonces en cualquier radio ( $r$ ) el abatimiento es el mismo en la dirección vertical en el acuífero. Con todo esto, la ecuación diferencial que tiene en cuenta el flujo y la liberación de agua del almacenamiento a medida

que cambian las alturas, se genera utilizando técnicas de cálculo que son bastante complicadas y que no se describen aquí, pero que se pueden encontrar en Loaiciga (2009).

La solución de Theis formulada en términos de abatimiento,  $s$ , se presenta en la Ecuación (25). La integral en la Ecuación (25) es conocida como la integral exponencial. Los métodos para aproximar esta integral son conocidos y se han compilado en tablas para los valores correspondientes del argumento,  $u = r^2S/(4Tt)$ . Cuando se calcula  $u$ , las unidades resultantes en el valor de  $u$  es adimensional. La Ecuación (25) es comúnmente escrita como Ecuación (26) con  $W(u)$  incluida para representar la función de pozo de Theis (i.e., la integral exponencial).

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} \int_{\frac{r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{1}{y} \exp(-y) dy \quad (25)$$

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (26)$$

donde:

$s(r, t)$  = abatimiento en una distancia radial  $r$  en un tiempo  $t$  (L)

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

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

$S$  = almacenamiento (adimensional)

$t$  = tiempo (T)

$r$  = distancia radial (L)

$y$  = variable de integración (adimensional)

$W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)

$u$  =  $r^2S/(4Tt)$  (adimensional)

Una solución para la función,  $W(u) = \left[ -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \right]$  es una serie infinita en la cual los valores en la secuencia se van reduciendo a medida que los componentes son calculados. La Ecuación (27) muestra la sustitución para  $W(u)$ . Los valores más frecuentes de  $W(u)$  son redondeados a unos decimales y solo los primeros tres o cuatro términos de la función de pozo son necesarios para calcular  $W(u)$ . Las tablas de la función del pozo calculada para los valores de  $u$  están fácilmente disponibles en la literatura y se pueden obtener en Internet (p.ej., Figura 26).

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[ -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \right] \quad (27)$$

donde:

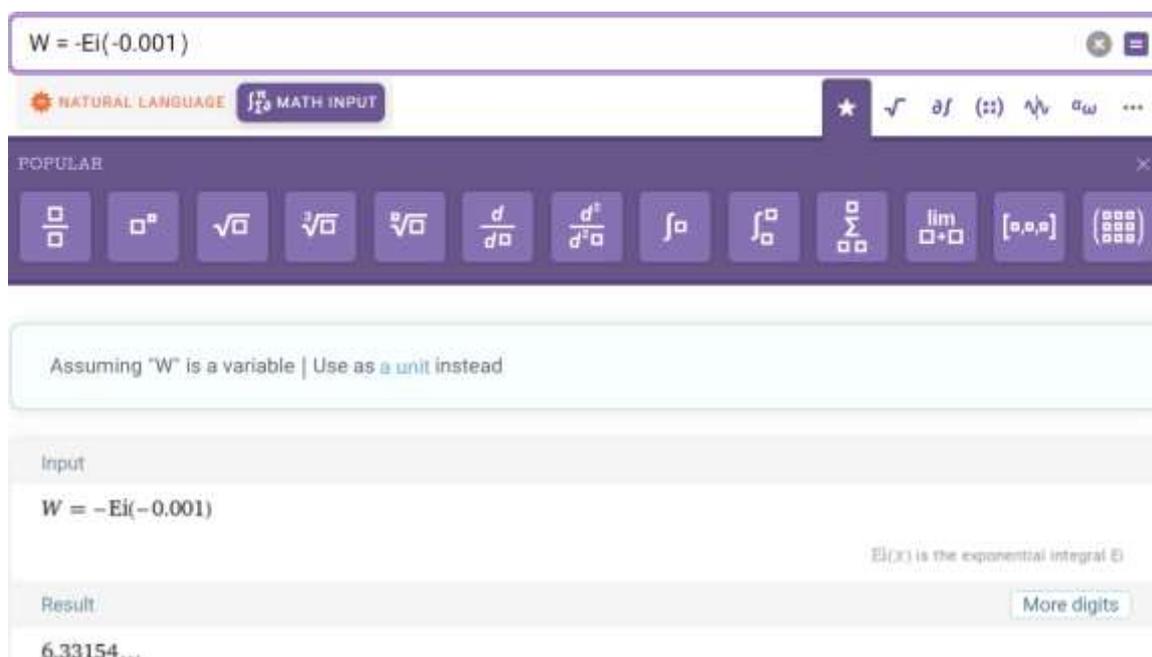
$s$  = abatimiento (L)

$Q$  = caudal de bombeo constante del pozo ( $L^3T^{-1}$ )

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $u = r^2S/(4Tt)$  (adimensional)
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial (L)
- $S$  = almacenamiento (adimensional)

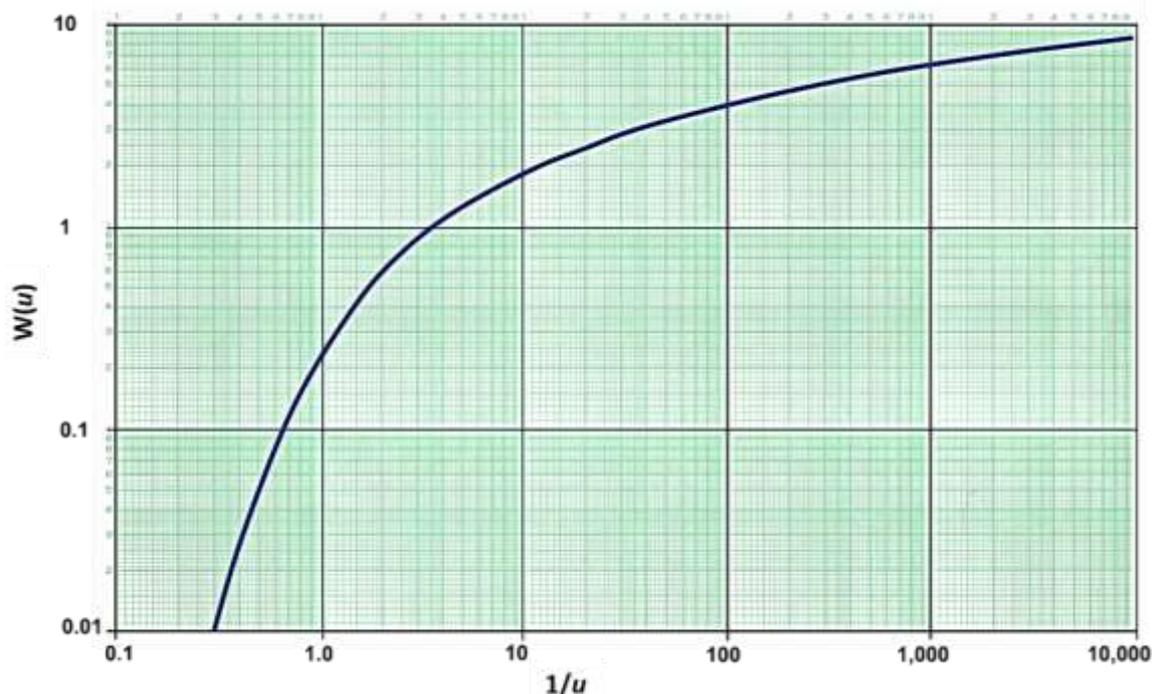
N	Nx10 <sup>-8</sup>	Nx10 <sup>-9</sup>	Nx10 <sup>-10</sup>	Nx10 <sup>-11</sup>	Nx10 <sup>-12</sup>	Nx10 <sup>-13</sup>	Nx10 <sup>-14</sup>	Nx10 <sup>-15</sup>	Nx10 <sup>-16</sup>	Nx10 <sup>-17</sup>	Nx10 <sup>-18</sup>	Nx10 <sup>-19</sup>	Nx10 <sup>-20</sup>	Nx10 <sup>-21</sup>	Nx10 <sup>-22</sup>	Nx10 <sup>-23</sup>	Nx10 <sup>-24</sup>	Nx10 <sup>-25</sup>	Nx10 <sup>-26</sup>	N	
1.0	32.9016	31.6200	30.3286	29.0288	27.7188	26.4088	25.0996	23.7918	22.4852	21.1808	19.8788	18.5796	17.2844	15.9844	14.6896	13.3916	12.0908	10.7888	9.4868	8.1852	6.8844
1.1	33.8660	32.4740	31.0780	29.6756	28.2672	26.8528	25.4416	24.0336	22.6288	21.2272	19.8288	18.4336	17.0424	15.6552	14.2724	12.8944	11.5216	10.1544	8.7936	7.4396	6.0932
1.2	34.8332	33.3340	31.8280	29.4136	27.9984	26.5776	25.1616	23.7496	22.3416	20.9376	19.5376	18.1416	16.7496	15.3616	13.9776	12.5976	11.2216	9.8496	8.4824	7.1216	5.7672
1.3	35.8032	34.2896	32.6832	29.2616	27.8568	26.4312	25.0208	23.6128	22.2096	20.8112	19.4176	18.0288	16.6448	15.2656	13.8916	12.5224	11.1584	9.7956	8.4364	7.0832	5.7368
1.4	36.7760	35.2504	33.5440	29.1128	27.7176	26.2928	24.8832	23.4848	22.0912	20.7024	19.3184	17.9384	16.5632	15.1928	13.8272	12.4680	11.1144	9.7616	8.4104	7.0632	5.7152
1.5	37.7512	36.2176	34.4096	28.9664	27.5808	26.1552	24.7456	23.3472	21.9584	20.5744	19.1944	17.8184	16.4464	15.0816	13.7264	12.3768	11.0312	9.6832	8.3440	7.0000	5.6944
1.6	38.7280	37.1912	35.2800	28.8232	27.4464	26.0184	24.6080	23.2104	21.8240	20.4432	19.0688	17.6960	16.3312	14.9568	13.6432	12.2832	10.9488	9.6128	8.2720	6.9440	5.6744
1.7	39.7064	38.1712	36.1568	28.6824	27.3144	25.8832	24.4720	23.0736	21.6960	20.3136	18.9456	17.5808	16.2128	14.8288	13.5200	12.1912	10.8264	9.4976	8.1744	6.8960	5.6552
1.8	40.6864	39.1584	37.0368	28.5440	27.1848	25.7504	24.3376	22.9296	21.5712	20.1904	18.8288	17.4688	16.0912	14.7072	13.3920	12.1072	10.7152	9.3936	8.0960	6.8480	5.6368
1.9	41.6680	40.1528	37.9192	28.4080	27.0576	25.6200	24.2048	22.7872	21.4512	20.0704	18.7152	17.3536	15.9728	14.5936	13.2960	12.0240	10.6064	9.3120	7.9920	6.8000	5.6192
2.0	42.6512	41.1544	38.8032	28.2744	26.9336	25.4920	24.0736	22.6016	21.3328	19.9536	18.6112	17.2496	15.8704	14.4912	13.1968	11.9424	10.5296	9.2304	7.9200	6.7536	5.6032
2.1	43.6360	42.1632	39.6896	28.1432	26.8096	25.3672	23.9456	22.4176	21.2160	19.8400	18.5168	17.1536	15.7568	14.3968	13.1072	11.8560	10.4544	9.1584	7.8528	6.7088	5.5872
2.2	44.6224	43.1792	40.5776	28.0152	26.6880	25.2448	23.8192	22.3024	21.1024	19.7312	18.4224	17.0688	15.6416	14.3056	13.0224	11.7712	10.3808	9.0912	7.7968	6.6720	5.5712
2.3	45.6104	44.2024	41.4672	27.8896	26.5696	25.1248	23.6928	22.1904	20.9984	19.6240	18.3376	16.9840	15.5328	14.2176	12.9376	11.6872	10.3072	9.0240	7.7376	6.6336	5.5552
2.4	46.6000	45.2336	42.3592	27.7664	26.4536	25.0072	23.5672	22.0800	20.8912	19.5264	18.2544	16.9008	15.4320	14.1312	12.8560	11.6032	10.2304	8.9568	7.6896	6.5968	5.5392
2.5	47.5912	46.2728	43.2528	27.6456	26.3400	24.8920	23.4432	21.9712	20.7936	19.4240	18.1728	16.8224	15.3472	14.0464	12.7776	11.5200	10.1552	8.8832	7.6496	6.5616	5.5232
2.6	48.5840	47.3200	44.1488	27.5272	26.2296	24.7832	23.3304	21.8640	20.7000	19.3312	18.1008	16.7488	15.2640	13.9632	12.6992	11.4384	10.0816	8.8160	7.6096	6.5248	5.5072
2.7	49.5784	48.3760	45.0480	27.4112	26.1216	24.6768	23.2200	21.7560	20.6064	19.2416	18.0288	16.6736	15.1872	13.8816	12.6240	11.3536	10.0064	8.7504	7.5704	6.4864	5.4912
2.8	50.5744	49.4416	45.9496	27.2976	26.0160	24.5736	23.1128	21.6544	20.5136	19.1520	17.9632	16.6016	15.1136	13.8000	12.5504	11.2704	9.9312	8.6912	7.5312	6.4480	5.4752
2.9	51.5720	50.5168	46.8536	27.1864	25.9136	24.4736	23.0080	21.5536	20.4208	19.0640	17.8976	16.5344	15.0480	13.7248	12.4768	11.1872	9.8576	8.6528	7.4928	6.4096	5.4592
3.0	52.5712	51.6016	47.7608	27.0784	25.8144	24.3768	22.9104	21.4560	20.3304	18.9760	17.8416	16.4704	15.0000	13.6512	12.4032	11.1048	9.7840	8.6144	7.4544	6.3712	5.4432
3.1	53.5720	52.7064	48.6720	26.9736	25.7184	24.2832	22.8192	21.3600	20.2432	18.8912	17.7872	16.4064	14.9568	13.5664	12.3304	11.0224	9.7104	8.5712	7.4112	6.3344	5.4272
3.2	54.5744	53.8312	49.5872	26.8712	25.6256	24.1936	22.7312	21.2704	20.1584	18.8064	17.7344	16.3440	14.8736	13.4832	12.2576	10.9408	9.6384	8.5296	7.3712	6.2976	5.4112
3.3	55.5784	54.9664	50.5064	26.7712	25.5352	24.1072	22.6368	21.1824	20.0736	18.7232	17.6832	16.2832	14.7912	13.4000	12.1840	10.8672	9.5968	8.4896	7.3312	6.2608	5.3952
3.4	56.5840	56.1112	51.4296	26.6728	25.4472	24.0240	22.5440	21.0912	19.9904	18.6448	17.6336	16.2256	14.7008	13.3168	12.1104	10.7936	9.5648	8.4464	7.2864	6.2224	5.3792
3.5	57.5912	57.2664	52.3568	26.5768	25.3616	23.9432	22.4544	21.0024	19.9056	18.5632	17.5856	16.1712	14.6128	13.2336	12.0368	10.7200	9.5312	8.4032	7.2416	6.1856	5.3632
3.6	58.6000	58.4320	53.2880	26.4832	25.2784	23.8656	22.3672	20.9160	19.8208	18.4832	17.5376	16.1120	14.5248	13.1512	11.9584	10.6464	9.4864	8.3600	7.1968	6.1488	5.3472
3.7	59.6112	59.6088	54.2240	26.3920	25.1968	23.7904	22.2832	20.8312	19.7376	18.4064	17.4912	16.0560	14.4384	13.0672	11.8832	10.5712	9.4496	8.3152	7.1520	6.1136	5.3312
3.8	60.6240	60.7960	55.1648	26.3032	25.1176	23.7152	22.2016	20.7472	19.6536	18.3312	17.4464	16.0000	14.3536	12.9824	11.8080	10.4960	9.4048	8.2704	7.1072	6.0792	5.3152
3.9	61.6384	61.9944	56.1104	26.2168	25.0408	23.6424	22.1224	20.6616	19.5704	18.2608	17.4016	15.9552	14.2696	12.9024	11.7296	10.4224	9.3712	8.2288	7.0624	6.0448	5.2992
4.0	62.6544	63.2032	57.0616	26.1328	24.9672	23.5712	22.0448	20.5768	19.4960	18.1872	17.3584	15.9104	14.1872	12.8224	11.6512	10.3488	9.3376	8.1872	7.0168	6.0192	5.2832
4.1	63.6720	64.4232	58.0184	26.0512	24.8976	23.5032	21.9720	20.4960	19.4304	18.1216	17.3136	15.8656	14.1064	12.7408	11.5728	10.2752	9.2896	8.1424	6.9712	5.9832	5.2672
4.2	64.6912	65.6544	58.9816	25.9720	24.8304	23.4376	21.9024	20.4000	19.3632	18.0560	17.2784	15.8216	14.0272	12.6576	11.4944	10.2032	9.2432	8.0960	6.9248	5.9472	5.2512
4.3	65.7120	66.8968	59.9512	25.8952	24.7656	23.3744	21.8352	20.3200	19.2968	17.9912	17.2432	15.7776	13.9488	12.5736	11.4152	10.1296	9.2048	8.0512	6.8784	5.9112	5.2352
4.4	66.7344	68.1504	60.9264	25.8208	24.7032	23.3136	21.7712	20.2432	19.2336	17.9248	17.2088	15.7328	13.8704	12.4912	11.3368	10.0576	9.1664	8.0064	6.8304	5.8752	5.2192
4.5	67.7584	69.4152	61.9072	25.7488	24.6432	23.2544	21.7104	20.1600	19.1752	17.8576	17.1744	15.6976	13.7936	12.4072	11.2576	9.9856	9.1216	7.9616	6.7912	5.8400	5.2032
4.6	68.7840	70.6912	62.8936	25.6792	24.5856	23.1976	21.6512	20.0864	19.1184	17.7912	17.1408	15.6640	13.7168	12.3232	11.1784	9.9056	9.0816	7.9168	6.7464	5.8048	5.1872
4.7	69.8112	71.9784	63.8864	25.6128	24.5304	23.1432	21.5944	20.0112	19.0632	17.7248	17.1024	15.6320	13.6384	12.2480	11.0992	9.8256	9.0368	7.8720	6.7024	5.7696	5.1712
4.8	70.8400	73.2768	64.8856	25.5488	24.4776	23.0920	21.5432	19.9360	19.0160	17.6592	17.0640	15.6000	13.5536	12.1728	11.0208	9.7552	8.9672	7.8272	6.6584	5.7360	5.1552
4.9	71.8712	74.5872	65.8912	25.4872	24.4272	23.0424	21.4944	19.8624	18.9712	17.6160	17.0256	15.5680	13.4704	12.0976	10.9424	9.6848	8.9088	7.7824	6.6144	5.7008	5.1392
5.0	72.9040	75.9096	66.9040	25.4288	24.3792	22.9936	21.4480	19.8168	18.9264	17.5776	16.9872	15.5344	13.3888	12.0240	10.8688	9.6112	8.8496	7.7376	6.5704	5.6656	5.1232
5.1	73.9384	77.2432	67.9232	25.3728	24.3336	22.9464	21.4032	19.7728	18.8832	17.5392	16.9440	15.5104	13.3088	11.9504	10.7936	9.5344	8.7712	7.6928	6.5264	5.6296	5.1072
5.2	74.9744	78.5888	68.9488	25.3192	24.2904	22.9016	21.3600	19.7304	18.8416	17.5024	16.9096	15.4872	13.2304	11.8720	10.7184	9.4608	8.7264	7.6480	6.4832	5.5936	5.0912
5.3	76.0112	79.9456	70.0000	25.2672	24.2496	22.8584	21.3184	19.6872	18.7984	17.4656	16.8768	15.4656	13.1536	11.7936	10.6432	9.3840	8.6816	7.6032	6.4384	5.5576	5.0752
5.4	77.0504	81.3136	71.0784	25.2176	24.2112	22.8176	21.2784	19.6448	18.7568	17.4288	16.8464	15.4448	13.0784	11.7168	10.5672	9.3072	8.6368	7.5584	6.3936	5.5216	5.0592
5.5	78.0912	8																			

de la tabla  $u$ , a menudo se estiman mediante interpolación lineal entre los valores de tabla correspondientes. Como la relación entre  $u$  y  $W(u)$  no es lineal, un método más preciso es calcular  $W(u)$  utilizando la representación que se muestra en la Ecuación (27). El uso de la tabla que se muestra en la (Figura 26) puede evitarse y reemplazarse fácilmente calculando directamente un valor de  $W(u)$  a partir de los valores de  $u$ . Por ejemplo, la función de pozo se puede escribir como  $W(u) = -Ei(-u)W(u)$  y se pueden usar varios programas de software matemáticos para obtener el valor de  $u$ . Una opción gratuita es utilizar [WolframAlpha.com](https://www.wolframalpha.com) [solución de Ecuación](#) disponible en internet como se muestra en la Figura 27.



**Figura 27** - Uso de la solución de ecuaciones [WolframAlpha.com](https://www.wolframalpha.com) [Ecuación solver](#) disponible en Internet para determinar el valor de  $W(u)$ . El resultado para  $u= 0.001$  es 6.3315, que es el mismo valor que se muestra en la tabla de Figura 26.

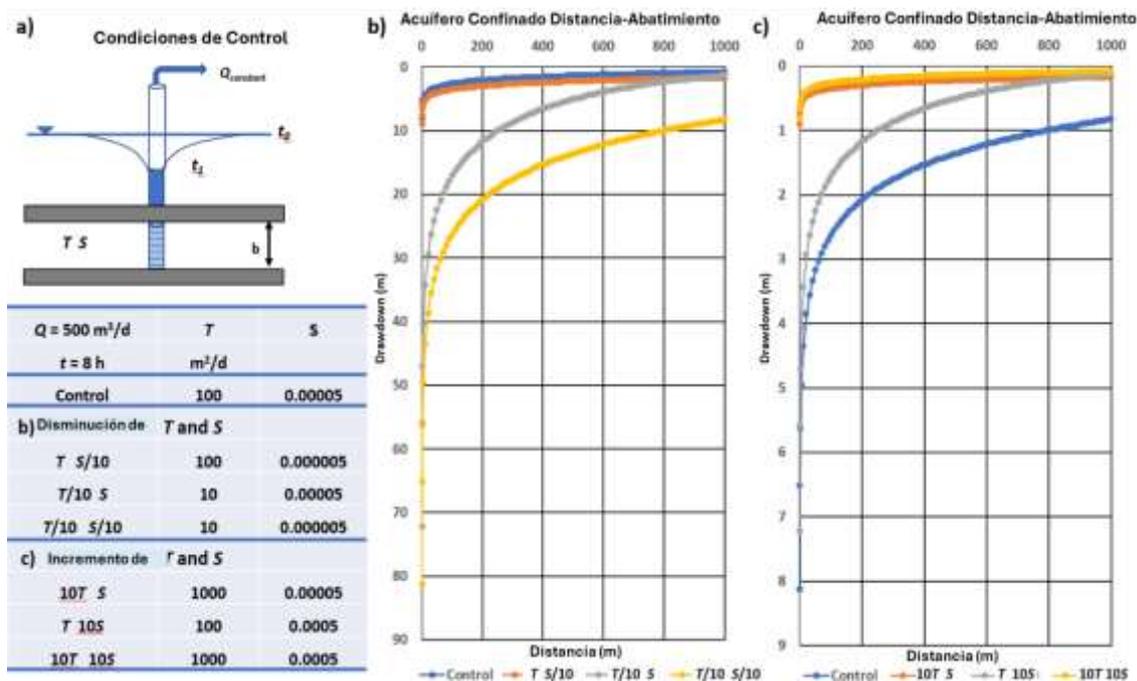
La relación entre  $W(u)$  y  $u$  es tal que, a medida que  $u$  se hace más pequeña a medida que  $W(u)$  se hace más grande. Se crea una gráfica logarítmica de lo que se conoce como curva de tipo Theis trazando los valores  $W(u)$  en un eje logarítmico vertical y los valores de  $1/u$  en el eje logarítmico horizontal. La Figura 28 muestra la relación inversa de  $u$  y  $W(u)$  porque  $W(u)$  aumenta con un aumento de  $1/u$  (Figura 28). Un gráfico logarítmico de los datos de abatimiento vs tiempo de una prueba de campo tiene la misma forma.



**Figura 28** - La curva de tipo Theis es un gráfico logarítmico de la función del pozo de Theis  $W(u)$  para los valores correspondientes de  $1/u$ .

El tipo de curva también puede ser elaborada como log-log incluyendo a  $W(u)$  vs  $u$ . En el caso el dato de campo sea incluido como  $s$  vs  $r^2/t$ . Esta representación es aplicada por algunos hidrogeólogos para interpretar datos de pruebas de bombeo (p.ej., Lohman, 1972). El tipo de curvas que se incluye en este libro son presentadas como  $W(u)$  vs  $1/u$  las cuales tienen la misma forma que una gráfica de abatimiento vs tiempo,  $s$  vs  $t$ .

Cuando se realiza una prueba de bombeo en un acuífero confinado, la respuesta de abatimiento en el tiempo depende de los valores relativos de  $T$  y  $S$ . El abatimiento a una distancia radial del pozo de bombeo es inversamente proporcional a  $T$  y directamente proporcional al caudal de bombeo, como se muestra en la Ecuación (27). La relación con  $S$  es más difícil de discernir porque está dentro de la expresión  $u$ , pero el abatimiento a una distancia radial del pozo de bombeo también es inversamente proporcional a  $S$ . Para magnitudes similares de cambio, la transmisividad tiene una mayor influencia en el abatimiento total que el almacenamiento. La Figura 29 ilustra cómo varía el perfil del cono de abatimiento bajo combinaciones seleccionadas de  $T$  y  $S$ . Para un valor dado de  $S$ , cuando  $T$  aumenta, el cono de abatimiento se vuelve más ancho y menos profundo. Para un valor dado de  $T$ , cuando  $S$  aumenta, el cono de abatimiento se vuelve más estrecho y profundo. Generalmente, a medida que  $T$  y  $S$  aumentan, el cono de abatimiento se vuelve menos profundo, mientras que cuando los valores de  $T$  y  $S$  disminuyen, el cono de abatimiento se expande y se vuelve más profundo. Estas observaciones son útiles cuando se desarrollan modelos conceptuales del comportamiento probable de un sistema de agua subterránea confinada al bombeo.



**Figura 29** - Ilustración de la influencia de  $T$  y  $S$  en la forma y el alcance del abatimiento cuando se bombea un acuífero confinado isótropo y homogéneo a una caudal constante de  $500 \text{ m}^3/\text{d}$  y se observa el abatimiento a la distancia de 0 a 1,000 m después de 8 horas de bombeo. El abatimiento se extiende más allá de los 1,000 m después de 8 horas de bombeo, pero el gráfico se truncó a los 1,000 m para esta ilustración. El pozo de bombeo se encuentra en  $r = 0$ .

a) Esquema de las condiciones de control y tabla de las variaciones asignadas de los ajustes de control. Una designación como  $T, S/10$  corresponde al valor de control de  $T$  y al abatimiento de  $S$  en un orden de magnitud,  $S/10$ .

b) Comparación del efecto del abatimiento de  $T$  y  $S$  en un orden de magnitud, graficado junto con las condiciones de control (línea azul). La escala vertical es de 0 a 90 m, y está en rojo para ayudar al lector a notar el cambio de escala entre (b) y (c). Cuando  $T$  y  $S$  son más pequeños que los valores de control, el perfil de abatimiento vs a distancia es más profundo y se extiende más allá de los 1,000 m, que es el valor máximo de  $r$  que se representa aquí (por lo que hay más abatimiento en  $r = 1,000$  m que para el abatimiento de control).

c) Comparación del efecto del aumento de  $T$  y  $S$  en un orden de magnitud graficado junto con las condiciones de control (línea azulada). La escala vertical es de 0 a 9 m, mucho más pequeña que la de (b), y está en rojo para ayudar al lector a notar el cambio de escala entre (b) y (c). A medida que los valores de  $T$  y  $S$  aumentan en relación con los valores de control, el perfil de distancia de abatimiento es menos profundo con menos abatimiento en el extremo del eje  $x$  de 1,000 m. El abatimiento vs los valores de tiempo fue simulado usando AQTESOLV V5, [www.aqtesolv.com](http://www.aqtesolv.com).

En la sección 8.2 se aborda el uso de la solución analítica de Theis y los parámetros del acuífero para predecir el abatimiento.

## 8.2 Aplicación de Ecuación de Theis para Predecir el Abatimiento en Acuíferos Totalmente Confinado

Cuando se conocen las propiedades de un acuífero totalmente confinado, los valores de  $T$  y  $S$  se pueden insertar en la ecuación de Theis (Ecuación (26)) y el abatimiento

durante cualquier tiempo desde que inició el bombeo, se puede calcular a cualquier distancia radial del pozo de bombeo.

### Ejemplo

Calcule el abatimiento en un pozo de observación ubicado a 300 m de un pozo que se bombea a un caudal constante de 4,000 L/min ( $4 \text{ m}^3/\text{min} = 5,760 \text{ m}^3/\text{d}$ ) durante 8 horas (0.33 d) cuando la formación confinada  $T$  se estima en  $800 \text{ m}^2/\text{d}$  y  $S = 0.00008$ .

Primero  $u$  es calculado, posteriormente el valor de la ecuación de Theis es calculado.

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(300 \text{ m})^2 0.00008}{4 \left(800 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.33 \text{ d}} = u = 0.0068 \text{ or } 6.8 \times 10^{-3}$$

Una vez más, es importante usar unidades consistentes de modo que  $u$  no tenga unidades porque es un valor adimensional. Utilizando la tabla de la función del pozo en la in Figura 26,  $W(u) = 4.4204$ . Por lo tanto, el abatimiento a 300 m del pozo de bombeo se calcula de la siguiente manera.

$$s = \frac{5760 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} 4.4204}{4 (3.14) 800 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} = 2.53 \text{ m}$$

Como comprobación del valor de la tabla  $W(u)$ , sustituyendo los valores de  $u$  en la serie infinita mostrada en la Ecuación (27) y extendiendo el cálculo sólo a los dos primeros términos que contienen  $u$ , se obtiene  $W(u) = 4.4204$ . Esto se correlaciona con el valor de la tabla.

Una vez más, esta solución analítica es para un sistema totalmente confinado, isótropo y homogéneo utilizando los supuestos generales de simplificación y los supuestos adicionales de Theis. Los valores utilizados en la Ecuación (26) deben tener unidades compatibles para que el abatimiento se informe en unidades de longitud (por ejemplo, pies, m).

## 8.3 Cálculo de T y S de Datos de Prueba Hidráulica mediante el Método de Theis

Theis (1935) desarrolló un método para estimar los valores de  $T$  y  $S$  a partir de datos de pruebas de bombeo. Los datos de tiempo y abatimiento se miden en un pozo de observación y luego se comparan con la curva de Theis. El método también se puede utilizar para calcular las propiedades hidrogeológicas a partir de los datos de abatimiento vs tiempo medidos en un pozo de bombeo. Sin embargo, los datos de abatimiento requieren corrección cuando el pozo de bombeo no es 100 por ciento eficiente y/o está penetrando parcialmente, y/o el almacenamiento del pozo es significativo. Estas correcciones se

abordan en la sección sobre el uso de un solo pozo de bombeo para estimar  $T$  y  $S$  (Sección 12). Cuando se recopilan datos de abatimiento de uno o más pozos de observación, no es necesario corregir el abatimiento para la eficiencia del pozo porque estos pozos no se bombean, por lo que son efectivamente 100 por ciento eficientes.

### 8.3.1 Método de Ajuste de la Curva de Theis

Los valores de  $T$  y  $S$  para un sistema de aguas subterráneas totalmente confinado pueden calcularse reorganizando la Ecuación (26) para resolver la Transmisividad como se muestra en la Ecuación (28).  $T$  es directamente proporcional al caudal de bombeo constante,  $Q$ , y a la función del pozo,  $W(u)$ , e inversamente proporcional al abatimiento.

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \quad (28)$$

donde:

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $s$  = Abatimiento o descensos (L)
- $Q$  = caudal constante de bombeo del pozo ( $L^3T^{-1}$ )
- $W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)

La función del pozo se calcula para el mismo tiempo que se mide el abatimiento determinando el argumento  $u = r^2S/(4Tt)$ . El argumento es específico de la distancia radial del pozo de observación desde el pozo de bombeo y el momento en que se midió el abatimiento. La ecuación para  $u$  se puede arreglar para despejar el almacenamiento ( $S$ ) como se muestra en la Ecuación (29).

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} \quad (29)$$

donde:

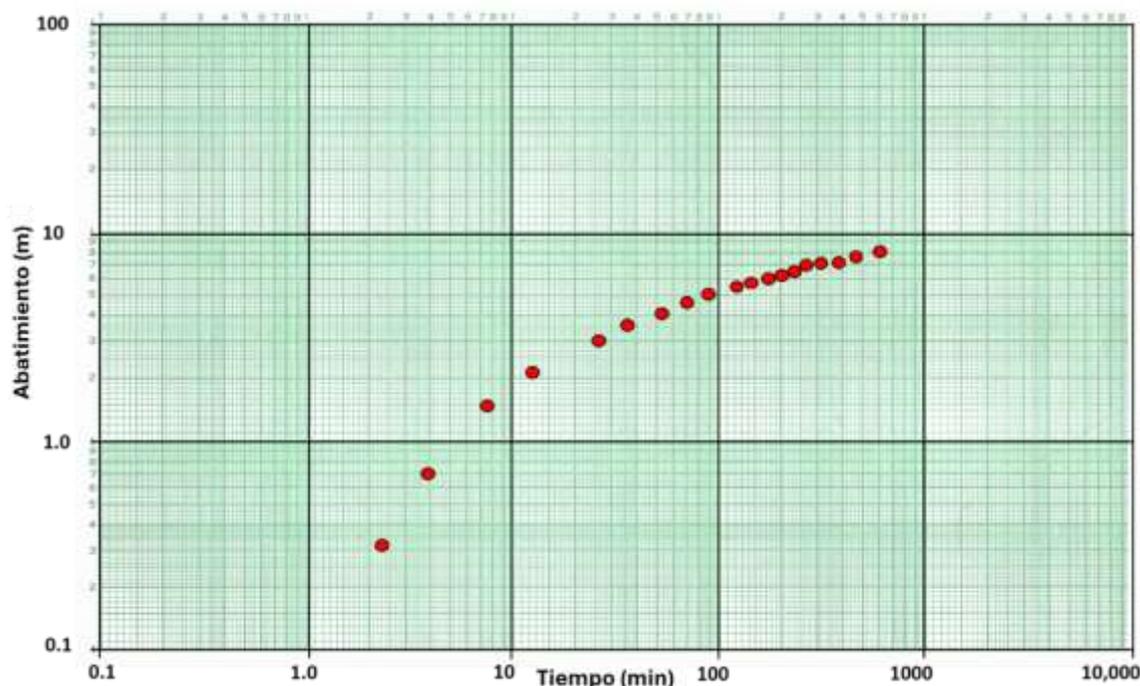
- $S$  = coeficiente de almacenamiento (adimensional)
- $u$  = argumento de la integral (adimensional)
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)

Las incógnitas en las Ecuaciones (28) y (29) son  $T$  y  $S$ , respectivamente.

La técnica de ajuste de curvas introducida por Theis (1935) utiliza la superposición de diagramas en papel para derivar puntos de coincidencia con valores de  $W(u)$ ,  $1/u$ ,  $s$  and  $t$  que se sustituyen en las Ecuaciones (28) y (29) para encontrar  $T$  y  $S$ . Es importante comprender cómo se realiza la coincidencia de curvas. Las discusiones presentadas en esta sección y en las secciones siguientes asumen que el hidrogeólogo realizará la coincidencia

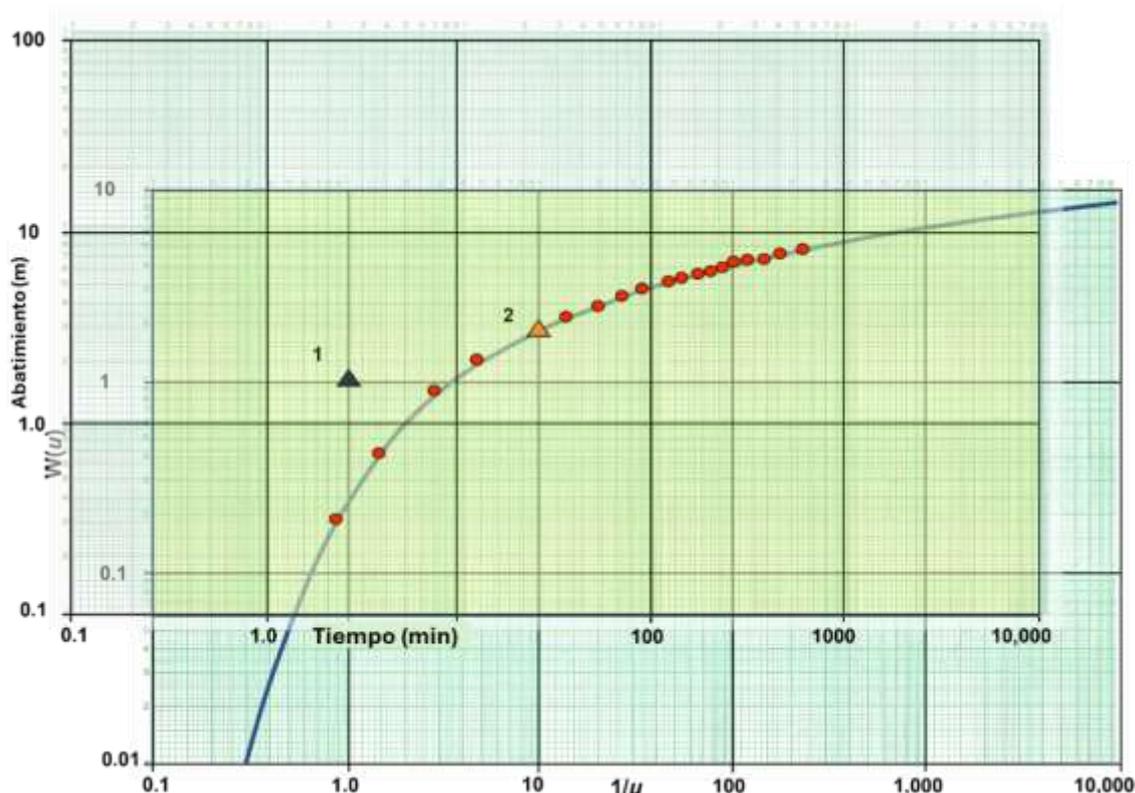
de curvas utilizando gráficos logarítmicos generados a mano o por computadora de los resultados de las pruebas de bombeo,  $s$  versus  $t$ , y la curva de tipo Theis,  $W(u)$  versus  $1/u$ . Estas curvas se superponen física o electrónicamente para generar la entrada requerida para las Ecuaciones (28) y (29). Actualmente, el software de ajuste a de curvas puede generar matemáticamente un mejor ajuste de los datos de observación a la curva de Theis. La mayoría de los programas permiten al usuario examinar visualmente el mejor ajuste y modificarlo si es necesario. El uso de software para generar estimaciones de  $T$  y  $S$  se discute en la [Sección 13](#).

El proceso de coincidencia de curvas implica trazar tanto el  $W(u)$  versus  $1/u$  (Figura 30) y la prueba hidráulica descensos vs tiempo (Figura 31) sobre el tamaño de papel exacto utilizando una escala log-log. Las muestras de papel log-log, semi-log, y aritmético están disponibles en [Recuadro 1](#). Las curvas también se pueden trazar en una hoja de cálculo o en un programa de software que produce gráficos logarítmicos. Todas las variables aumentan desde la esquina inferior izquierda de los gráficos. Un gráfico de la curva de tipo de Theis (Figura 30) se obtiene representando la tabla de valores que se muestra en la Figura 26 o generando el gráfico sustituyendo los valores de  $u$  en la ecuación de  $W(u)$  (es decir, el término entre paréntesis de Ecuación (27)). Algunas publicaciones (por ejemplo, Lohman 1972) proporcionan gráficos de varias curvas diferentes, incluida la curva de tipo Theis. Una vez más, los datos de campo deben trazarse a la misma escala logarítmica que las curvas tipo.



**Figura 30** - Abatimiento de la prueba hidráulica vs tiempo para un pozo de observación trazado en papel de registro de 3 por 5 ciclos a la misma escala que la curva tipo de Theis en la Figura 28. Los puntos rojos representan los datos de campo recopilados durante una prueba de bombeo a caudal constante.

Una vez incluidos los datos de campo, el trazado de curva tipo se coloca en una mesa de luz (o ventana de cristal) y el trazado de datos de campo se superpone (superpone). Si los gráficos calculados se generan con un programa de hoja de cálculo (digital), en software como Microsoft Excel, los gráficos de datos de prueba se pueden modificar con un grado de transparencia, superponerse y hacer coincidir con una curva de tipo subyacente. Es esencial que los ciclos logarítmicos tengan el mismo tamaño en el papel cuadrículado para los datos trazados y la curva de tipo. La gráfica de datos de campo se desplaza manteniendo los ejes del gráfico paralelos hasta que se obtiene la mejor coincidencia de los datos de campo con la curva tipo (Figura 31).



**Figura 31** - Ejemplo de metodología de ajuste de curvas. Normalmente, cuando se utiliza una mesa de luz, la curva de tipo se establece y se asegura, luego se superpone un gráfico de datos de pruebas hidráulicas (con ejes de la misma escala que la curva de tipo) para que los datos se ajusten a alguna parte de la curva de tipo. Los ejes se mantienen paralelos. Una vez que se logra la coincidencia, se elige un punto de coincidencia (triángulo), dentro de los campos superpuestos de los gráficos (área sombreada de color amarillo claro). El punto de coincidencia no tiene que estar en la parte coincidente de la curva, puede estar en cualquier lugar dentro del campo superpuesto (amarillo claro). En el punto de coincidencia, los valores de  $W(u)$ ,  $1/u$ ,  $s$ , y  $t$  se leen en los ejes del gráfico. En este ejemplo se muestran dos puntos de coincidencia, ambos producirán proporciones iguales de las variables. El segundo punto de coincidencia no es necesario, pero se utiliza en un cálculo de ejemplo para demostrar que cualquier punto de coincidencia producirá los mismos resultados. Los valores de los puntos de coincidencia se utilizan en las Ecuaciones (28) y (29) para calcular  $T$  y  $S$ .

Dentro de los campos superpuestos de las gráficas, se elige un solo punto para que sea el punto de coincidencia donde se obtienen los valores de  $s$ ,  $t$ ,  $W(u)$  y  $1/u$  determinando los valores del punto elegido en ambas curvas. El punto de coincidencia no tiene que estar

en la parte de la curva de tipo en la que se hicieron coincidir las curvas de datos. Cualquier punto de coincidencia dentro de los campos superpuestos producirá la misma proporción de variables (Figura 31). Algunos investigadores utilizan un alfiler recto para perforar las dos hojas de papel en el lugar del punto de coincidencia seleccionado. Al hacer esto, los documentos se pueden separar para que los datos se lean más fácilmente de cada hoja. Una vez que se obtienen los valores en el punto de coincidencia y se insertan el caudal de bombeo constante y la distancia radial entre el pozo de bombeo y el pozo de observación en las ecuaciones apropiadas, las Ecuaciones (28) y (29), se deriva el valor de  $T$  y  $S$ . El cálculo de  $S$  utiliza el valor recién calculado de  $T$  de la Ecuación (28). El valor de  $1/u$  debe convertirse en un valor de  $u$ . Todos los valores utilizados en los cálculos deben estar en las unidades apropiadas, por lo que los valores finales de  $T$  tienen dimensiones de  $L^2T^{-1}$  y  $S$  es adimensional.

El tipo de metodología de ajuste es un método estándar utilizado por los hidrogeólogos para evaluar el abatimiento a partir de un pozo de observación. Esta aproximación será aplicada en otras secciones de este libro. Una segunda aproximación de ajuste se puede aplicar utilizando los datos de un pozo o varios pozos de observación. En este caso el tipo de curva es graficada como  $W(u)$  versus  $u$  y una o más datos de pozos de observación son graficados como  $s$  versus  $r^2/t$  en una gráfica única. El proceso de selección del punto de ajuste es el mismo descrito en la sección anterior. Este genera valores para  $W(u)$ ,  $u$ ,  $s$ , y  $r^2/t$ . Estos parámetros son sustituidos en la Ecuación (28) para calcular  $T$  y en la Ecuación (29) para calcular  $S$  (donde  $r^2/t$  se convierte en  $1/(r^2/t)$ ). Lohman (1972) ilustra este procedimiento usando el abatimiento de tres pozos de observación como  $s$  versus  $r^2/t$  en un gráfico log-log, y posteriormente ajustando al tipo de curva seleccionada y seleccionando el punto de ajuste para calcular los valores de  $T$  y  $S$ .

### Ejemplo

Se presenta un ejemplo del uso de datos de pruebas de bombeo para derivar  $T$  y  $S$  para un sistema de agua subterránea totalmente confinado utilizando los datos trazados en la Figura 30. Los datos de prueba se recabaron para un pozo de observación situado a 200 m de un pozo que bombea a un caudal constante de  $1.7 \text{ m}^3/\text{min}$ , o  $2,448 \text{ m}^3/\text{d}$ .

Se selecciona un punto de coincidencia (triángulo 1 Figura 31) dentro de los dos campos superpuestos. En el punto de ajuste 1 el valor de  $W(u) = 1$ ,  $1/u = 1$  ( $u=1/1=1$ ),  $s=1.7 \text{ m}$   $t=2.7 \text{ min}$  ( $0.0019 \text{ d}$ ). Iniciando con la Ecuación (28),  $T$  es calculado.

$$T = \frac{2448 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 1.7 \text{ m}} (1) = 114.6 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

Ahora con la estimación de  $T$ , la Ecuación (29) se puede usar para calcular  $S$ .

$$S = \frac{1 (4) 114.6 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.0019 \text{ d}}{(200 \text{ m})^2} = 0.000022 \text{ or } 2.2 \times 10^{-5}$$

Para ilustrar que una vez que se ha logrado una coincidencia de curva, la ubicación del punto de coincidencia puede estar en cualquier lugar de los campos superpuestos, calculamos  $T$  y  $S$  a partir de los datos del punto de coincidencia 2 de la Figura 31. En el punto de ajuste 2,  $W(u) = 1.8$ ,  $1/u = 10$  ( $u = 0.1$ ),  $s = 3$  m y  $t = 27$  min (0.019 d).

$$T = \frac{2448 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 3 \text{ m}} (1.8) = 116.9 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

y

$$S = \frac{0.1 (4) 116.9 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.019 \text{ d}}{(200 \text{ m})^2} = 0.000022 \text{ or } 2.2 \times 10^{-5}$$

La lectura de los cuatro valores del gráfico de la Figura 31 en el punto de ajuste 2 genera una pequeña diferencia en los dos resultados de valores de  $T$ . Esto no es inesperado, ya que hay algún error en la lectura de los cuatro valores de los gráficos. Cuando se seleccionó el punto de coincidencia 1, se eligió a propósito para que los valores de  $W(u)$  y  $1/u$  estuvieran claramente definidos. Los errores en la lectura de los valores  $s$  y  $t$  son probables y contribuyen a la diferencia entre los dos valores  $T$ . Los valores  $S$  son menos sensibles a la variación de  $u$  y  $t$  y los valores calculados estaban dentro de los errores de redondeo. Si la curva de datos de campo coincide perfectamente con la curva de tipo, todos los valores  $T$  y  $S$  serán idénticos.

Cuando las curvas de tipo trazadas como  $W(u)$  vs a  $u$  se utilizan con gráficas de datos de  $s$  vs a  $r^2/t$ , los puntos de coincidencia serán  $s$ ,  $r^2/t$ ,  $W(u)$  y  $u$ . Los cálculos se realizan utilizando las Ecuaciones (28) y (29).

Al realizar la coincidencia de curvas, en algunos casos los datos de campo pueden coincidir mal con la curva de tipo de la solución analítica seleccionada. Un ajuste deficiente de los datos puede ocurrir si se violan uno o más de los supuestos simplificadores utilizados para crear el modelo analítico (por ejemplo, el acuífero no es isótropo y homogéneo), se introducen errores de medición o registro durante la recopilación de datos de campo, se encuentra un límite no reconocido por el cono de abatimiento, o no se mantiene una caudal de bombeo constante. Cuando esto ocurre, puede ser necesario un análisis más detallado de los datos o la aplicación de un método analítico diferente, de lo contrario los resultados son menos seguros.

### 8.3.2 Método de la Línea Recta de Cooper Jacob

Cooper y Jacob (1946) desarrollaron un método para analizar las pruebas de bombeo de acuíferos confinados que implica trazar los resultados de las pruebas hidráulicas sin la necesidad de hacer coincidir las curvas. Su método se aproxima a la función del pozo de Theis,  $W(u)$ , con los dos primeros componentes de la serie infinita como se muestra en la ecuación (30).

$$W(u) \cong -0.5772 - \ln\{u\} \quad (30)$$

donde:

$$u = r^2S/(4Tt) \text{ (adimensional)}$$

La ecuación de Theis se escribe con esta sustitución (Ecuación (31) o Ecuación (32) y está referida como la aproximación de Cooper-Jacob (p, ej., Freeze & Cherry, 1979).

$$s(r, t) \cong \frac{Q}{4\pi T} \ln\left\{\frac{Tt}{1.78r^2S}\right\} \quad (31)$$

o

$$s(r, t) \cong \frac{Q}{4\pi T} 2.30 \log\left\{2.25 \frac{Tt}{r^2S}\right\} \quad (32)$$

donde:

$s(r, t)$  = abatimiento a la distancia  $r$  y tiempo  $t$  (L)

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

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

$t$  = tiempo (T)

$r$  = distancia radial al pozo de observación (L)

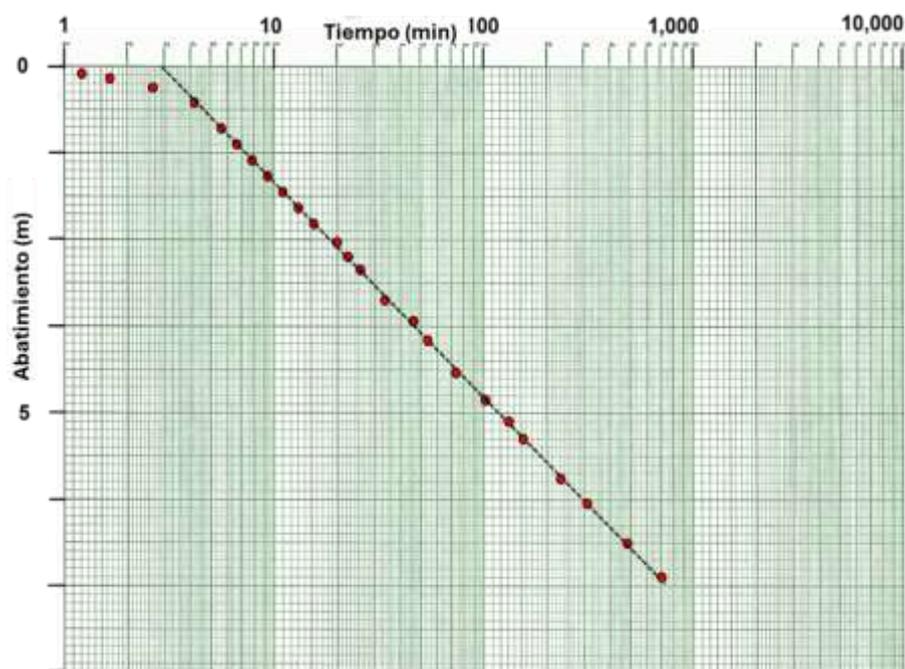
$S$  = almacenamiento (adimensional)

$\log$  = logaritmo base 10

$\ln$  = logaritmo natural

Debido a que la serie infinita está truncada, la solución solo es apropiada para valores de  $u < 0.01$  o  $1/u > 100$ . Al evaluar la aplicabilidad de la aproximación de Cooper-Jacob es útil tener en cuenta que, dado que  $u = r^2S/(4Tt)$ , los valores más grandes de  $T$  y  $t$  y los valores más pequeños de  $r$  y  $S$  producen valores más pequeños de  $u$ . En la práctica, entonces, es más probable que los datos de abatimiento de los pozos de observación más cercanos al pozo bombeado y de períodos de prueba más largos se ajusten a los supuestos del método de Jacob.

Las Ecuaciones (31) y (32) revelan que el abatimiento como función del tiempo en un acuífero totalmente confinado es logarítmico como se muestra en la Figura 30. Cuando los datos de campo de los datos de abatimiento en tiempo se representan como un gráfico semilogarítmico, con el abatimiento en la escala aritmética y el tiempo en la escala logarítmica, una parte de la curva forma una línea recta (Figura 32). Los datos de tiempo temprano y de abatimiento son asintóticos con respecto al eje de tiempo, ya que la escala logarítmica no tiene punto cero. Cooper y Jacob desarrollaron un método que utiliza la parte en línea recta de la gráfica semilogarítmica del abatimiento en tiempo para calcular los valores de  $T$  y  $S$ .



**Figura 32** - Ejemplo de un gráfico semi-log de abatimiento vs tiempo (puntos rojos) para un pozo de observación. La línea recta (línea negra punteada) es ajustada a los datos ignorando los primeros tiempos que es asintótico a la línea de tiempo eje x, ya que el eje logarítmico no tiene valor cero.

Los datos presentados en la Figura 32 también se pueden representar con el abatimiento cero en la esquina inferior izquierda. Esto invierte la pendiente de la recta. La orientación del eje y (progresión de abatimiento) no tiene ningún efecto en la metodología de Cooper-Jacob.

Los valores  $T$  y  $S$  se basan en la pendiente de la parte en línea recta de la curva. Usando la Ecuación (32), la pendiente de la porción de línea recta interpretada de los datos viene dada por la ecuación (33).

$$s_2 - s_1 = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \ln \left\{ \frac{t_2}{t_1} \right\} \quad (33)$$

donde:

$s_2$  = abatimiento asociado con el tiempo posterior,  $t_2$  (L)

$s_1$  = abatimiento asociado con el tiempo inicial,  $t_1$  (L)

$Q$  = caudal de bombeo constante de ( $L^3T^{-1}$ )

$t_2$  = tiempo posterior (T)

$t_1$  = tiempo inicial (T)

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

Cuando el intervalo de tiempo iguala a un ciclo logarítmica (p.ej., log 10 a log 100) entonces el log de  $t_2/t_1 = 1$ . El cambio en abatimiento para este intervalo de tiempo,  $s_2-s_1$  está definido por  $\Delta s$  (Figura 33).  $T$  es calculado usando la Ecuación (34).

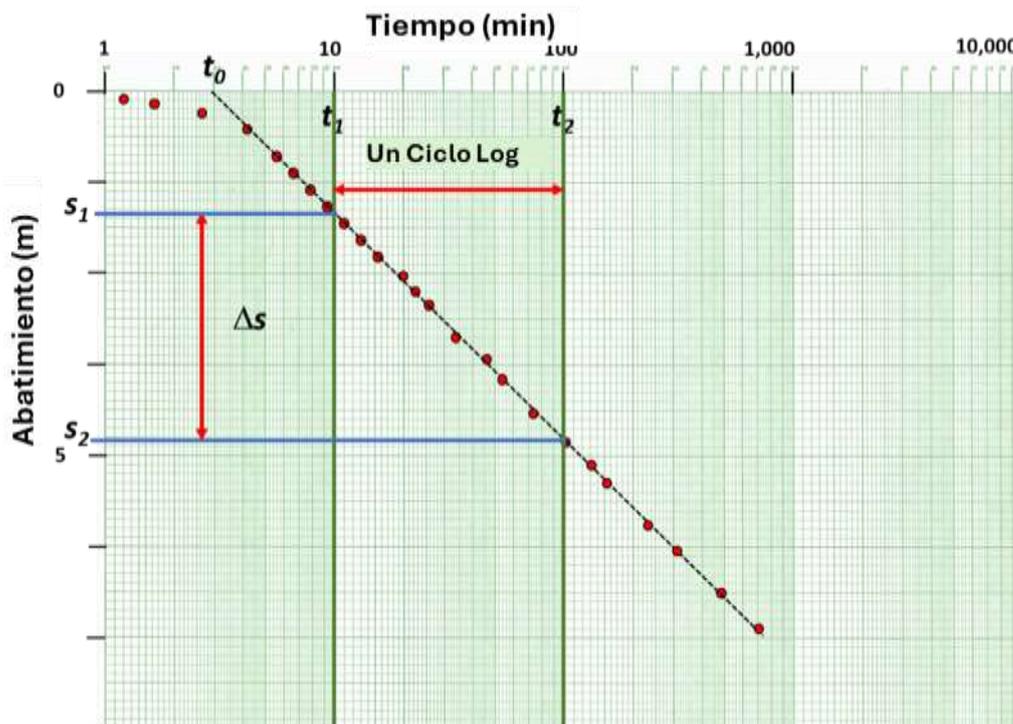
$$T = 2.3 \frac{Q}{4 \pi \Delta s} \quad (34)$$

donde:

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

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

$\Delta s$  = cambio en el abatimiento sobre un ciclo logarítmico de tiempo (L)



**Figura 33** - Gráfico semilogarítmico de abatimiento (puntos rojos) en una escala aritmética y tiempo en una escala logarítmica, registrado en un pozo de observación en un acuífero confinado. Un valor de  $\Delta s_{\log-t}$  se deriva como la diferencia en el abatimiento ( $s_2 - s_1$ ) a lo largo de un ciclo logarítmico de tiempo ( $t_1$  a  $t_2$ ). La línea ajustada (línea negra discontinua) se proyecta en el eje de tiempo para obtener un valor de  $t_0$  donde la línea recta ajustada proyectada se cruza con el valor de abatimiento igual a cero.

El almacenamiento puede ser estimado usando la Ecuación (35) siendo  $t_0$  el punto en el que la línea recta ajustada proyectada se cruza con el valor de el abatimiento igual a cero (Figura 33).

$$S = 2.25 \frac{T t_0}{r^2} \quad (35)$$

donde:

$S$  = almacenamiento (adimensional)

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

$t_0$  = tiempo cuando  $s = 0$ , para la línea recta ajustada (T)

$r$  = distancia radial al punto de observación (L)

La estimación de  $T$  utilizando este método está bien respaldada por el enfoque matemático. Como la pendiente de la línea de datos de campo es menor (menos abatimiento medido a lo largo del tiempo), el valor de  $T$  es mayor. La determinación de  $S$ , utilizando este enfoque es menos robusta porque pequeñas diferencias en la pendiente interpretada pueden dar lugar a diferencias significativas en  $t_0$ , que se basa en una escala logarítmica. No se recomienda el uso de este método para estimar  $S$  cuando solo se dispone de los datos de tiempo y abatimiento del pozo de bombeo. Esto se debe a que cuando no se cumplen los supuestos, por ejemplo, el pozo de bombeo no es 100 por ciento eficiente y/o se ve afectado por efectos de penetración parcial, tal es que en el pozo de bombeo registrado, el abatimiento es mayor que en el material acuífero adyacente. El valor  $t_0$  interpolado correspondiente es incorrecto, lo que produce estimaciones incorrectas de  $S$ . La buena noticia es que cuando los datos de abatimiento de tiempo solo están disponibles desde el pozo de bombeo, se puede usar un diagrama de Cooper-Jacob para aproximar  $T$  porque la pendiente del diagrama semilogarítmico sigue siendo la misma ya sea que el pozo sea 100 por ciento eficiente o se vea afectado por efectos de penetración parcial (los detalles sobre esto se presentan en la Sección 12). Se sugiere que la aproximación de Cooper-Jacob sólo se aplique cuando una porción semilogarítmica en línea recta de la curva de abatimiento domina los datos de abatimiento de tiempo,  $u$  es pequeña en función de las estimaciones de  $T$  y  $S$  para la unidad que se bombea, y el modelo de Theis es un modelo conceptual apropiado para la unidad que se está investigando.

### Ejemplo

Los valores de  $T$  y  $S$  se calculan en este ejemplo utilizando los datos presentados en la Figura 33. Suponiendo que los datos presentados en la Figura 33 representan los datos de abatimiento de tiempo recolectados a 600 m de un pozo que bombea a una caudal constante de 2,610 L/min (3,758 m<sup>3</sup>/d) en un acuífero de arena totalmente confinado de 10 m de espesor. El cambio en el abatimiento en un ciclo logarítmico de tiempo (10 a 100 min) es: 4.85 m ( $s_2$ ) - 1.32 m ( $s_1$ ) = 3.53 m ( $\Delta s$ ).  $T$  es calculada utilizando la Ecuación (34).

$$T = 2.3 \frac{3758 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 3.53 \text{ m}} = 194.9 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

Utilizando la proyección de la línea recta al eje del tiempo,  $t_0 = 2.8$  min (0.0019 d).  $S$  es aproximada utilizando la Ecuación (35).

$$S = 2.25 \frac{194.9 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.0019 \text{ d}}{(600 \text{ m})^2} = 0.000002 \text{ or } 2 \times 10^{-6}$$

### 8.3.3 Método de Distancia- Abatimiento de Cooper-Jacob

Cuando se monitorean varios pozos de observación durante una prueba de bombeo de un sistema confinado, los datos de abatimiento recopilados a un tiempo común (es decir, la constante  $t$ ) se pueden usar para estimar  $T$  y  $S$ , utilizando la aproximación de abatimiento-distancia de Cooper-Jacob. La idea es que los datos de abatimiento recopilados simultáneamente, de al menos dos pozos (tres o más es mejor) ubicados a diferentes distancias radiales del pozo de bombeo definen el carácter (pendiente) del cono de abatimiento (Figura 34). El nivel de agua del pozo de bombeo y el radio correspondiente no se utilizan como punto de datos porque el abatimiento medido está influenciado por la pérdida del pozo  $y$ , en algunos casos, la penetración parcial (Sección 12).

Es lógico que cuando se mantiene constante el bombeo, la inclinación y extensión del cono de abatimiento medido en una formación productora de agua está directamente relacionada con los valores de  $T$  y  $S$  (p.ej., Figura 29). Los conos de abatimiento menos profundos se asociarían con valores más altos de  $T$  y  $S$ , mientras que los valores más bajos crearían conos de abatimiento más profundos (la tasa de bombeo y otros factores se mantendrían constantes). El abatimiento recolectado en dos o más pozos de observación ubicados a diferentes distancias radiales del pozo de bombeo,  $s(r_1, t)$ ,  $s(r_2, t)$ ,  $s(r_3, t)$  y así sucesivamente (Figura 34) están relacionados con  $T$  y  $S$  como se muestra en la Ecuación (36).

$$s(r_1, t) - s(r_2, t) = \frac{2.3 Q}{2 \pi T} \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad (36)$$

donde:

$s(r_1, t)$  = abatimiento a la distancia  $r_1$  desde el pozo de bombeo al tiempo  $t$  (L)

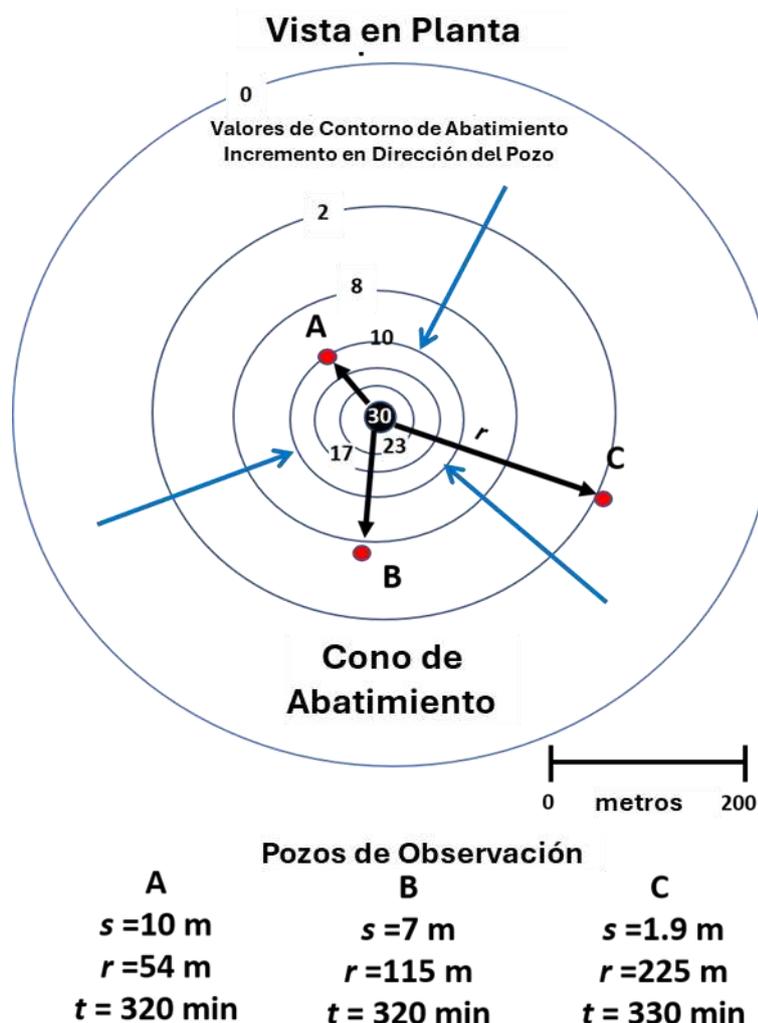
$s(r_2, t)$  = abatimiento a la distancia  $r_2$  desde el pozo de bombeo al tiempo  $t$  (L)

$Q$  = caudal constante de bombeo del pozo de producción ( $L^3T^{-1}$ )

$r_2$  = distancia radial al pozo de observación 2 (L)

$r_1$  = distancia radial al pozo de observación 1 (L)

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



**Figura 34** - Vista cartográfica esquemática del cono de abatimiento en un acuífero totalmente confinado a los 320 min después de que se inició el bombeo a un caudal constante. Tres pozos de observación (puntos rojos) se encuentran a diferentes distancias radiales del pozo de bombeo. Las flechas azules indican el flujo radial hacia el pozo. Los símbolos  $s$ ,  $r$  y  $t$ , indican el abatimiento, la distancia radial y el tiempo transcurrido desde que comenzó el bombeo, respectivamente.

La transmisividad se determina gráficamente calculando  $\Delta_{s \log-r}$  sobre un ciclo logarítmico de distancia como se muestra en la Figura 35 y aplicando la Ecuación (37). Al igual que se hizo con los datos de abatimiento temporal, se construye un gráfico de abatimiento para un tiempo específico, desde que se inició el bombeo, en el eje aritmético y las distancias radiales del pozo de observación en el eje logarítmico (Figura 35) y las estimaciones de  $T$  y de  $S$  se realizan utilizando la Ecuación (37) y Ecuación (38), respectivamente. El valor de  $r_0$  se deriva de la ubicación en la que la línea recta ajustada cruza el eje de abatimiento cero.

$$T = \frac{2.3 Q}{2\pi \Delta s} \quad (37)$$

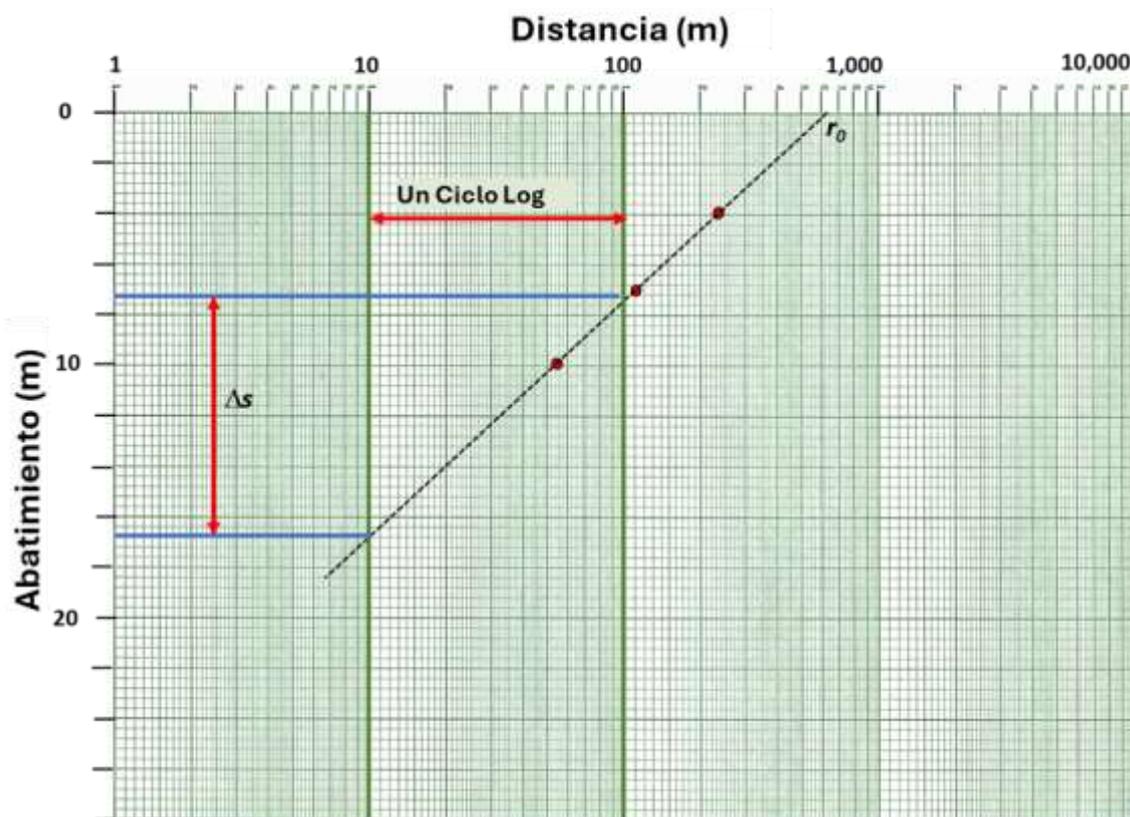
donde:

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )  
 $Q$  = caudal de descarga constante del pozo de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )  
 $\Delta s$  = diferencia en abatimiento sobre un ciclo logarítmico de distancia  
 adimensional)

$$S = 2.25 \frac{Tt}{r_0^2} \quad (38)$$

donde:

- $S$  = almacenamiento (adimensional)  
 $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )  
 $r_0$  = distancia radial donde la línea recta ajustada cruza  $s=0$  (L)  
 $t$  = tiempo (T)



**Figura 35** - Gráfico del abatimiento en un tiempo fijo en los tres pozos de observación que se muestran en la Figura 34. El abatimiento se traza en el eje aritmético y la distancia radial desde el pozo de bombeo hasta los pozos de observación en el eje logarítmico. Un valor  $\Delta s_{\log-r}$  se obtiene a lo largo de un ciclo logarítmico de  $(\log(100 \text{ m}/10 \text{ m}))$ . Los valores de  $T$  y  $S$  se calculan utilizando las Ecuaciones (37) y (38).

## Ejemplo

Cálculo de  $T$  y  $S$  utilizando las Ecuaciones (37) y (38) se ilustra con los datos presentados en la Figura 34 y Figura 35. Tres pozos de observación proporcionan datos de abatimiento recopilados 320 min después de que el pozo de producción inicio el bombeo a una caudal constante de  $3,758 \text{ m}^3/\text{d}$ . El acuífero de arenisca tiene un espesor de 40 m y está totalmente confinado. A partir del grafico semi-log de la Figura 35 se calcula  $\Delta s_{\log-r}$  sobre un ciclo log de  $r$ .

$$\Delta s_{\log-r} = 16.7 \text{ m} - 7.4 \text{ m} = 9.3 \text{ m}$$

$$T = \frac{2.3 \left( 3758 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)}{2 (3.14) 9.3 \text{ m}} \log \left( \frac{100 \text{ m}}{10 \text{ m}} \right) = 148 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

Entonces,  $S$  es aproximado mediante  $r_0 = 640 \text{ m}$ .

$$S = 2.25 \frac{148 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 320 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(640 \text{ m})^2} = 0.00018 \text{ or } 1.8 \times 10^{-4}$$

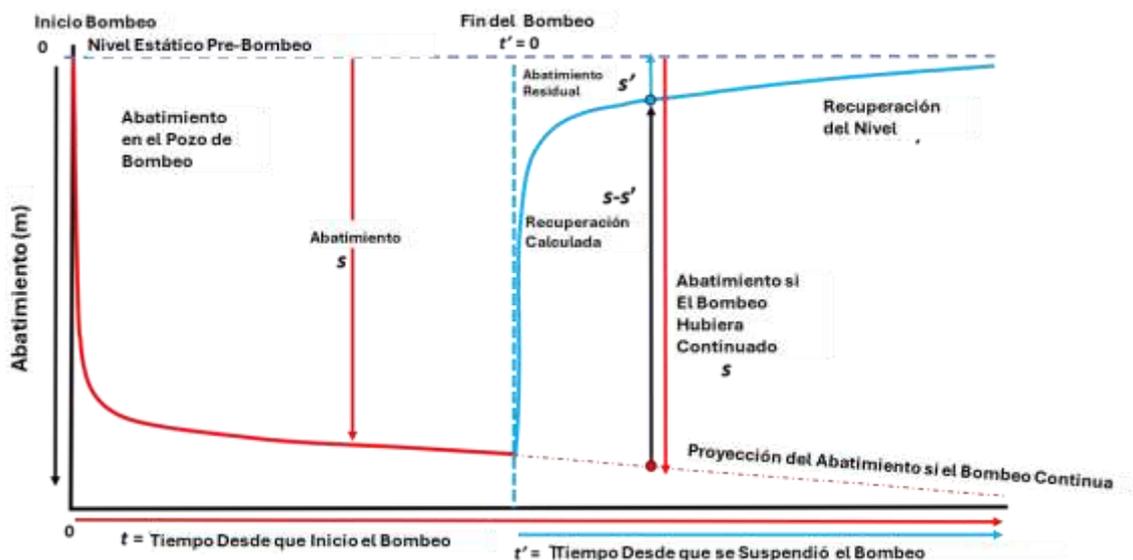
### 8.3.4 Analizando Datos de Recuperación

Cuando se suspende el bombeo en el pozo, los niveles de agua comienzan a recuperarse. Como se muestra en la Figura 4, la tasa de recuperación refleja la tasa de abatimiento. Los niveles de agua aumentan rápidamente al principio y luego más lentamente en momentos posteriores. Theis (1935) encontró que, matemáticamente, la curva de recuperación responde como si en el momento en que cesa el bombeo, el pozo de producción continúa bombeando, pero mediante un pozo de inyección que comienza a inyectar agua en la ubicación del pozo de bombeo al mismo caudal de bombeo. Con el tiempo, el nivel del agua se recupera completamente hasta casi el nivel de pre bombeo. En teoría, el nivel de recuperación final sería ligeramente inferior al nivel estático original. Esto se debe a que se retiró un volumen de agua del almacenamiento durante la prueba sin ningún mecanismo para reemplazarlo. Dado un acuífero de extensión infinita, este volumen es una porción insignificante del volumen total de agua en el sistema de aguas subterráneas confinado, por lo que, a efectos prácticos, el sistema se recupera por completo.

El proceso de recuperación crea un segundo conjunto de datos para la misma prueba que se puede analizar para estimar  $T$  y  $S$ . A menudo, se analizan los datos de recuperación de los pozos de observación y luego se comparan los resultados con los valores de  $T$  y  $S$  calculados a partir de los datos de bombeo. Idealmente, deberían ser idénticos, pero esto rara vez ocurre, ya que las diferencias en la coincidencia de curvas o el análisis en línea recta de los conjuntos de datos introducen algún error. Por lo general, todos los valores de las propiedades hidrogeológicas derivados del abatimiento y recuperación de los pozos de observación se promediarán para generar valores asignados a la unidad productora de agua que se está probando. Los datos de recuperación en el pozo de bombeo a menudo son valiosos, si los niveles de agua del pozo de bombeo son difíciles de

monitorear debido a la turbulencia en el ademe del pozo durante el bombeo o los efectos de eficiencia del pozo en los niveles de agua medidos, que hacen que sean más bajos que los valores teóricos. Cuando se suspende el bombeo en el pozo, en los primeros momentos el nivel del agua se recupera rápidamente, y la frecuencia de la recopilación de datos del nivel de agua debe ajustarse para que coincida con el programa de medición de abatimiento implementado al comienzo de la fase de bombeo.

Cuando se trazan en escalas aritméticas los datos de abatimiento, en función del tiempo, de un pozo de observación, la diferencia en los niveles de agua durante la recuperación se puede describir utilizando dos términos, abatimiento residual y recuperación calculada (Figura 36). El abatimiento residual,  $s'$ , se obtiene restando el nivel de agua recuperado observado del nivel de agua estática corregida. La recuperación calculada ( $s-s'$ ) se obtiene extendiendo la tendencia de la curva de abatimiento como si el bombeo hubiera continuado para obtener un valor proyectado de  $s$  y restando de ese valor el abatimiento residual. Los datos de recuperación calculados pueden incluir errores porque se basan en una estimación precisa de  $T$  de la fase de bombeo de la prueba, que puede ser errónea debido a influencias extrañas, como la tasa de descarga variable durante la fase de bombeo. En este caso se aplica el método semilogarítmico de Theis para estimar  $T$ .



**Figura 36** - Esquema de los datos de abatimiento y recuperación de un pozo de observación en escalas aritméticas. Una vez que se apaga el bombeo en el pozo, la curva de abatimiento comienza a recuperarse a un ritmo que disminuye con el tiempo. El abatimiento residual, medido a partir del nivel de agua estática corregida durante la recuperación, se denomina abatimiento residual,  $s'$ . Una segunda descripción de la recuperación la proporciona la recuperación calculada,  $s-s'$ . La recuperación calculada requiere una proyección de lo(s) abatimiento(s) que ocurriría si el pozo de producción siguiera bombeando después de que se apaga el pozo de bombeo. Esta queda representada por la línea de puntos discontinuos rojos que se puede proyectar a partir de las tasas de abatimiento observadas en el momento en que se apagó la bomba o calcularse una vez que se han estimado los parámetros del acuífero a partir de la parte de abatimiento del conjunto de datos.

## Método Semi-log de Theis para Estimación de T de Datos de Recuperación Residual

Theis (1935) presentó un procedimiento para estimar  $T$  a partir de datos de recuperación residual que elimina las complicaciones de estimar la recuperación residual de una curva de abatimiento proyectada, mediante el uso directo de los datos de abatimiento residual. En este caso, el abatimiento residual  $s'$  se representa gráficamente vs a  $t/t'$  en una gráfica semilogarítmica, como se muestra en la Figura 37.  $\Delta s'_{\log-t}$  se deriva de un ciclo logarítmico de  $t/t'$  donde  $t$  es el tiempo desde que se inició el bombeo  $t$  y  $t'$  es el tiempo desde que el bombeo se suspendió.  $T$  es calculado usando la Ecuación (39).

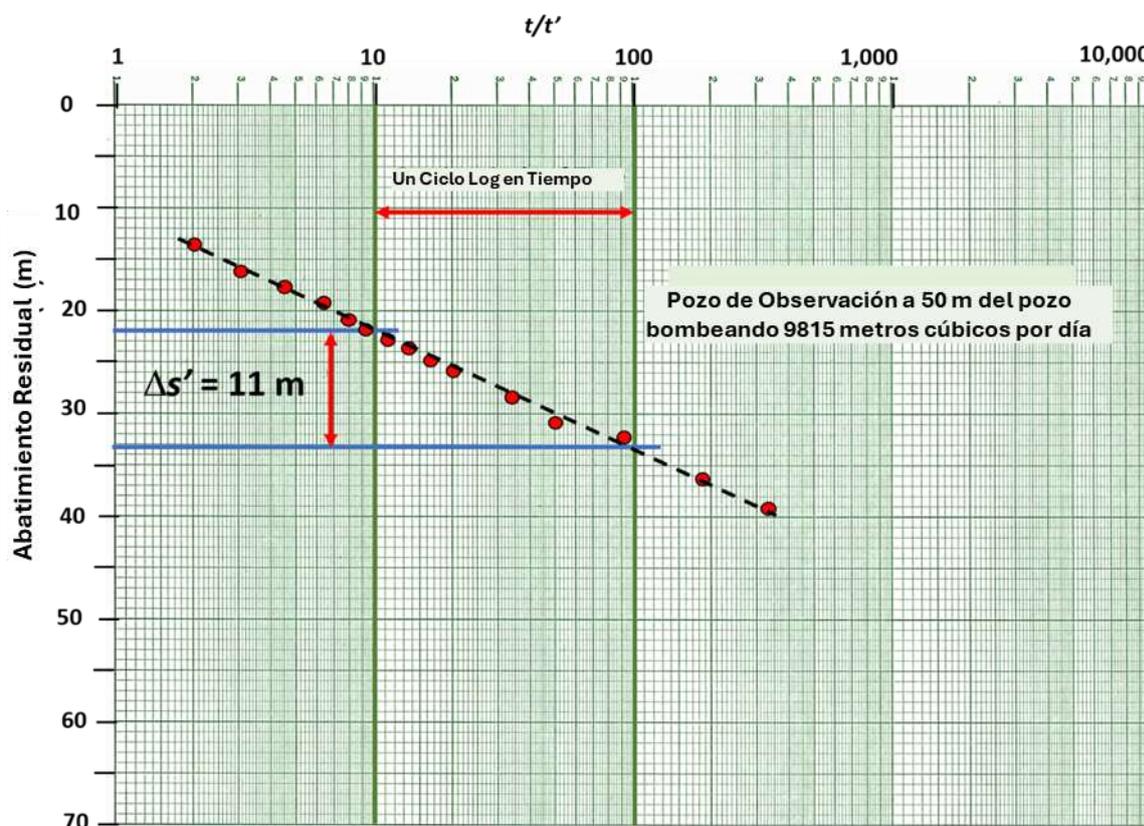
$$T = 2.3 \frac{Q}{4\pi \Delta s'_{\log-t}} \quad (39)$$

donde:

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

$Q$  = caudal constante de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )

$\Delta s'_{\log-t}$  = cambio en el abatimiento residual sobre en un ciclo logarítmica  $t/t'$  (L)



**Figura 37** - Gráfico semilogarítmico del abatimiento residual vs  $t/t'$  en un pozo de observación a 50 m del pozo de bombeo, el tiempo transcurrido desde que se inició el bombeo es  $t$  y el tiempo transcurrido desde que se detuvo el bombeo es  $t'$ . Se determina que la pendiente de la línea recta proyectada (línea negra discontinua) es de 11 m en un ciclo logarítmico de  $t/t'$ .

Esta metodología no se utiliza para obtener un valor de  $S$ . Kruseman y de Ridder (2000) proporcionan una explicación más detallada de cómo se utilizan los datos de abatimiento residual. Su libro de texto se suministra sin costo en el sitio web de gw-project.org website.

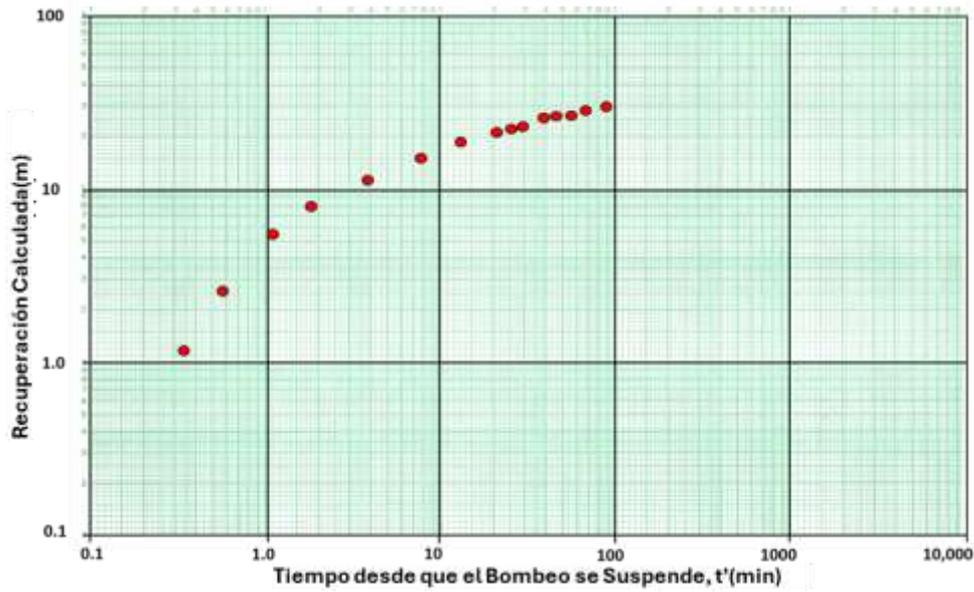
### Ejemplo

Utilizando los datos de la Figura 37 y la información de que el pozo fue bombeado a un caudal constante de  $9,815 \text{ m}^3/\text{d}$  por un tiempo de 100 min. La grafica revela que  $\Delta s'_{\log-t'}$  es 11 m.

$$T = 2.3 \frac{Q}{4\pi\Delta s'_{\log-t'}} = 2.3 \frac{9815 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 11 \text{ m}} = 163 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

### Método de Ajuste de Curva de Theis para Estimación de T Usando Datos de recuperación

Los datos de recuperación calculados se pueden utilizar para estimar  $T$  y  $S$ , pero proporcionan resultados menos seguros porque la variación en la caudal de bombeo puede conducir a una curva de abatimiento proyectada inexacta que la que utilizamos para calcular la recuperación. Para este análisis, la recuperación calculada se representa en función del tiempo transcurrido desde que se detuvo el bombeo, estableciendo el tiempo cero en el momento en que se apagó la bomba, como se ilustra en la Figura 36. La recuperación calculada  $s-s'$  vs  $t'$  se representa en una escala logarítmica (Figura 38) y se compara con la curva de tipo Theis trazada a la misma escala para obtener los cuatro valores de punto de coincidencia:  $s-s'$ ,  $t'$ ,  $W(u)$  y  $1/u$ . Estos se utilizan en las Ecuaciones (40) y (41)—las cuales son modificaciones de las Ecuaciones (28) y (29)—para calcular  $T$  and  $S$ , respectivamente. El punto de ajuste se muestra en Figura 39. El abatimiento proyectado después de que cese el bombeo puede ser erróneo porque está estimado, y esto puede causar errores en los valores estimados de  $T$  y  $S$ .



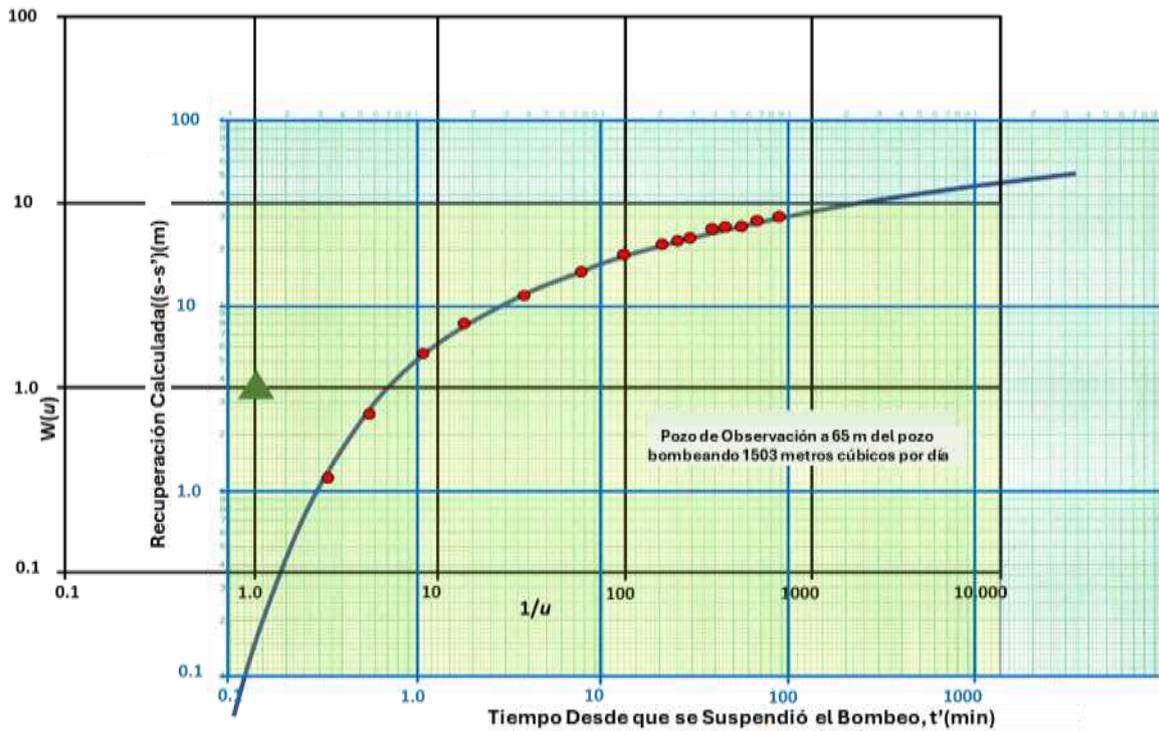
**Figura 38** - Gráfico de la recuperación calculada en comparación con el tiempo transcurrido desde que se detuvo el bombeo en escalas logarítmicas para los niveles de agua en un pozo de observación que se encuentra a 65 m del pozo de bombeo. Los puntos rojos son valores de recuperación calculados.

$$T = \frac{Q}{4\pi(s - s')} W(u) \quad (40)$$

$$S = \frac{u4Tt'}{r^2} \quad (41)$$

donde:

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $s-s'$  = recuperación calculada (L)
- $W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)
- $S$  = almacenamiento (adimensional)
- $u$  = argumento de integración (adimensional)
- $t'$  = tiempo desde que se suspendió el bombeo (T)
- $r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)



**Figura 39** - Coincidencia de la curva para la recuperación calculada vs tiempo y la curva de Theis. El punto de coincidencia es  $W(u)=1$ ,  $1/u=1$ , recuperación calculada  $(s-s')=3,6$  m y  $t'=1,3$  minutos.

### Ejemplo

Utilizando la Ecuación (40) e información de que el pozo de bombeo rindió 1,503  $m^3/d$  y que el pozo de observación se localizó a 65 m del pozo de bombeo; junto con los datos de la Figura 38, los valores de  $T$  y de  $S$ , se pueden calcular usando los datos de recuperación. De la Figura 38,  $W(u)=1$ ,  $1/u=1$ , recuperación calculada  $(s-s')=3.6$  m, y  $t'=1.3$  min.

$$T = \frac{Q}{4\pi(s-s')} W(u) = \frac{1503 \frac{m^3}{d}}{4 (3.14) (3.6 m)} (1) = 33.2 \frac{m^2}{d}$$

Usando la Ecuación (41), se puede obtener una estimación  $S$  como se presenta.

$$S = \frac{u4Tt'}{r^2} = \frac{(1) (4) 33.2 \frac{m^2}{d} 1.3 \text{ min} \frac{1 d}{1440 \text{ min}}}{(65 m)^2} = 0.000028 \text{ or } 3 \times 10^{-5}$$

### 8.3.5 Prueba de Bombeo con Descarga Variable

La aplicación de la mayoría de las soluciones analíticas de los datos de prueba de bombeo requiere que la descarga de bombeo se mantenga a un caudal constante durante la prueba. Si la tasa varía significativamente durante una prueba, generalmente se calcula una tasa de bombeo promedio ponderada. Esto se logra asignando un intervalo de tiempo de

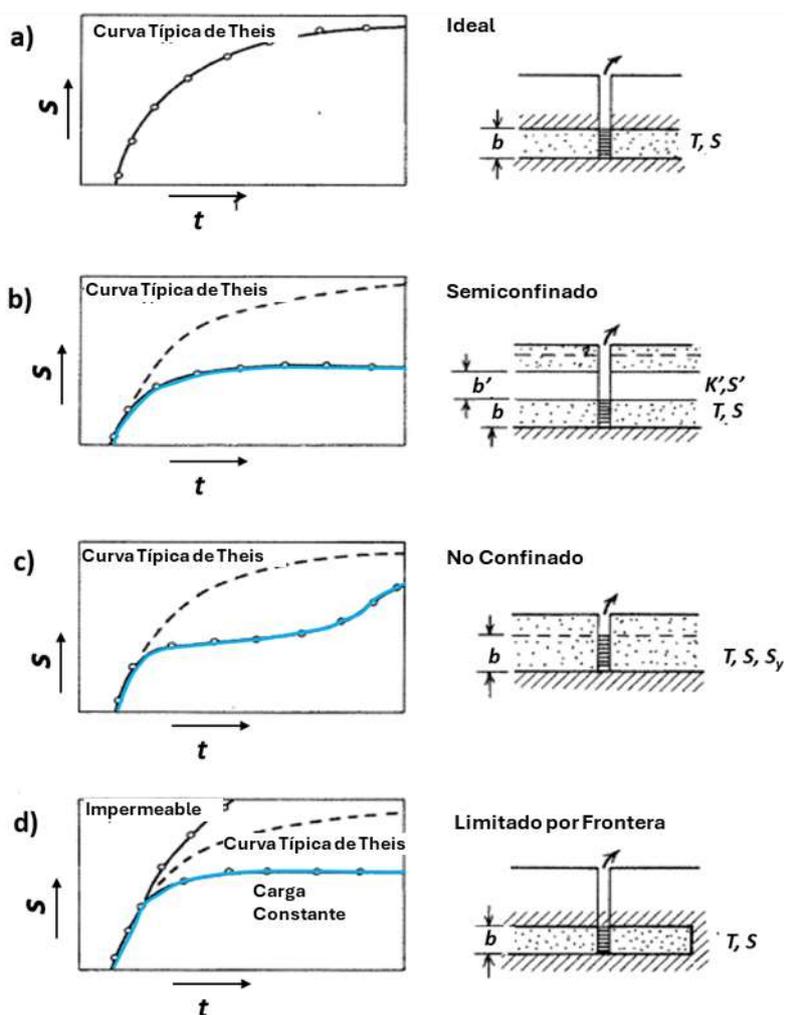
bombeo para cada descarga medida, multiplicando cada variación de descarga por el tiempo del intervalo, sumando estos intervalos de descarga ponderados en el tiempo juntos y dividiéndolos por el tiempo total de bombeo. En la sección 5.4.2 se ofrece un ejemplo. Idealmente, cuando se planifica una prueba de descarga constante, las variaciones en la descarga serán pequeñas.

La evaluación de pruebas con variabilidad significativa en las tasas de descarga está más allá del alcance de este libro. El Departamento de Energía de EE. UU. proporciona un paquete de software de código abierto que se puede utilizar para análisis avanzados llamado [nSIGHTS](#) (n- dimensional Simulador estadística de prueba hidráulica gráfica inversa dimensional). El Departamento Brinda una introducción al software de aplicación en [introducción al software de aplicación](#) en el formato de una presentación Power Point.

Lohman (1972) presenta una solución adicional en línea recta para un acuífero totalmente confinado donde el abatimiento es constante y se permite que la descarga del pozo de bombeo varíe con el tiempo. Todos los demás supuestos de Theis son aplicables. Esta condición se asocia más comúnmente con la realización de una prueba de bombeo utilizando un pozo que fluye y que está completamente abierto desde su estado estático al comienzo de la prueba. Jacob y Lohman (1952) derivaron ecuaciones y métodos de solución para esta condición. Se remite al lector a Lohman (1972) para obtener detalles sobre la derivación matemática y la aplicación de la metodología.

### 8.3.6 Aplicabilidad de los Métodos Presentados en esta Sección

Cada uno de los métodos utilizados para procesar y analizar los datos de las pruebas de bombeo descritos en esta sección se aplican a sistemas totalmente confinados. Sin embargo, la metodología de ajuste de curvas de Theis no se limita al análisis de los resultados de las pruebas de un sistema totalmente confinado. Esta técnica se utiliza para analizar la respuesta de los sistemas con drenaje y no confinados, mediante el uso de datos de abatimiento en el tiempo temprano. En la primera parte de la prueba de bombeo, el abatimiento coincide estrechamente con la función de Theis, como se muestra en la Figura 40, por lo que las propiedades del acuífero se pueden estimar haciendo coincidir esa parte de los datos con la función del pozo de Theis. Los gráficos logarítmicos de abatimiento también se utilizan para evaluar si los límites pueden estar influyendo en el abatimiento observado (Figura 40). Los hidrogeólogos experimentados revisan la forma de un diagrama logarítmico de datos de prueba y utilizan esa información para ayudarlos a seleccionar un enfoque analítico apropiado.



**Figura 40** - Esquemas de gráficos logarítmicos de tiempo (eje x) y abatimiento en un pozo de observación (eje y) que muestran el comportamiento ideal del abatimiento en respuesta a una prueba de bombeo de caudal constante de una unidad de agua subterránea isotrópica y homogénea (unidad moteada). T es la transmisividad, S es el almacenamiento,  $S_y$  es el rendimiento específico, b es el espesor saturado inicial de la unidad,  $b'$  es el espesor de una unidad de semi confinamiento,  $K'$  es la conductividad hidráulica vertical de la unidad semi confinada y  $S'$  es la capacidad de almacenamiento de la unidad de confinamiento (modificado de Freeze y Cherry, 1979).

a) Respuesta de bombeo a las condiciones ideales de Theis. Los datos de la prueba de bombeo (círculos abiertos) caen en la curva. La línea discontinua en las ilustraciones b-d es la respuesta ideal de Theis (un sistema totalmente confinado que se utiliza para la comparación).

b) Respuesta de bombeo a un sistema semiconfinado a través de la unidad de confinamiento con drenaje (círculos abiertos de línea azul). En este contexto, los datos caen por debajo de la curva de Theis y alcanzan el equilibrio.

c) Respuesta de bombeo a condiciones no confinadas (círculos abiertos). Los datos coinciden con la respuesta de Theis en los primeros momentos, luego el abatimiento se ralentiza (línea azul) debido al drenaje del agua de los poros en el nivel freático. El abatimiento puede alcanzar un equilibrio y luego aumentar para unirse a la tendencia de la curva de Theis en tiempos posteriores.

d) Respuesta de bombeo cuando se encuentran límites laterales, un límite de recarga lateral (línea azul) donde el abatimiento es constante después de que el flujo de entrada es igual a la descarga del pozo y un límite lateral impermeable (línea negra continua) donde el abatimiento es mayor que la curva de Theis.

En la sección 9 se analiza cómo los datos de tiempo de abatimiento de las pruebas de bombeo para un sistema confinado se ven afectados por la adición de agua de unidades de confinamiento suprayacentes o subyacentes y acuíferos durante las pruebas.

## 8.4 Una Oportunidad para Trabajar con Datos de Prueba de Bombeo de un Acuífero Confinado

En la Sección 8 se analizó la hidráulica de pozos en unidades acuíferas totalmente confinadas. [Ejercicio 2](#)  Brinda una oportunidad de primera mano para trabajar con datos recopilados en múltiples pozos durante una prueba de bombeo.

## 9 Modelos Analíticos Transitorios en un Acuífero Semi Confinado

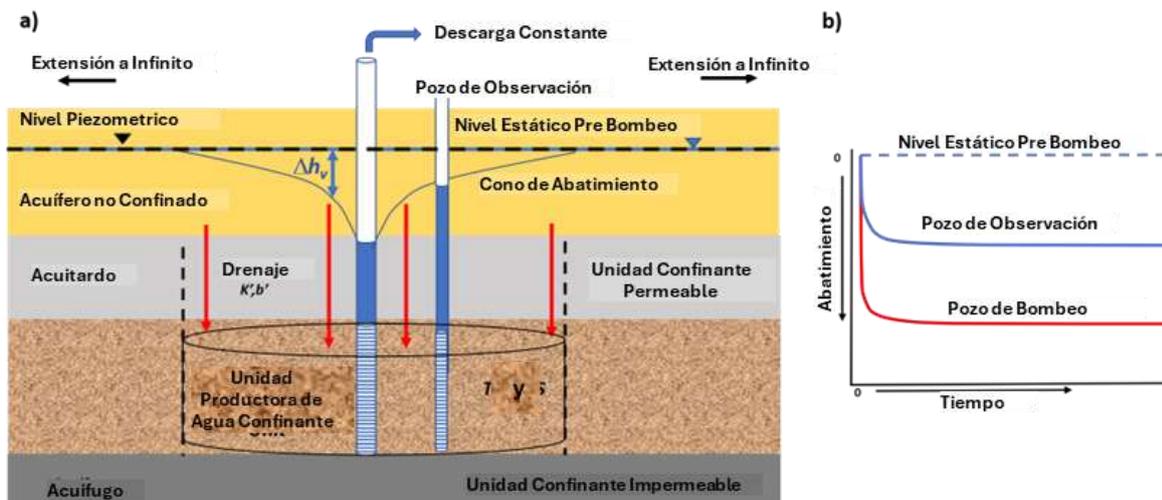
Las unidades hidrogeológicas productivas que están confinadas por unidades de confinamiento semipermeables o acuitardos suprayacentes (por ejemplo, Woessner y Poeter, 2020) a menudo se denominan acuíferos semi confinado (confinado con fugas o drenaje diferido). Los gradientes creados por el bombeo pueden hacer que el agua subterránea se filtre hacia el sistema confinado a través de los lechos confinados desde las unidades hidrogeológicas suprayacentes o subyacentes. Esta infiltración se convierte en una fuente de parte del agua subterránea bombeada por el pozo. La infiltración hace que la tasa de abatimiento en el pozo de bombeo disminuya (en relación con las tasas predichas por la ecuación de Theis) y potencialmente alcance condiciones de estado estacionario (si las tasas de fuga o drenaje son lo suficientemente altas). Además, el agua liberada del almacenamiento en una capa semi confinada puede filtrarse en un sistema confinado, lo que hace que la tasa de abatimiento en la unidad confinada sea menor que la predicha por la ecuación de Theis. Una o ambas condiciones pueden ocurrir cuando las capas de confinamiento son semipermeables. Aunque el término acuífero semi confinado se utiliza para describir la respuesta al tiempo de abatimiento, son las capas confinadas los que tienen fugas o drenaje, no la unidad principal que se bombea.

### 9.1 Formulación de las Ecuaciones para Condiciones de Acuíferos Semi Confinados

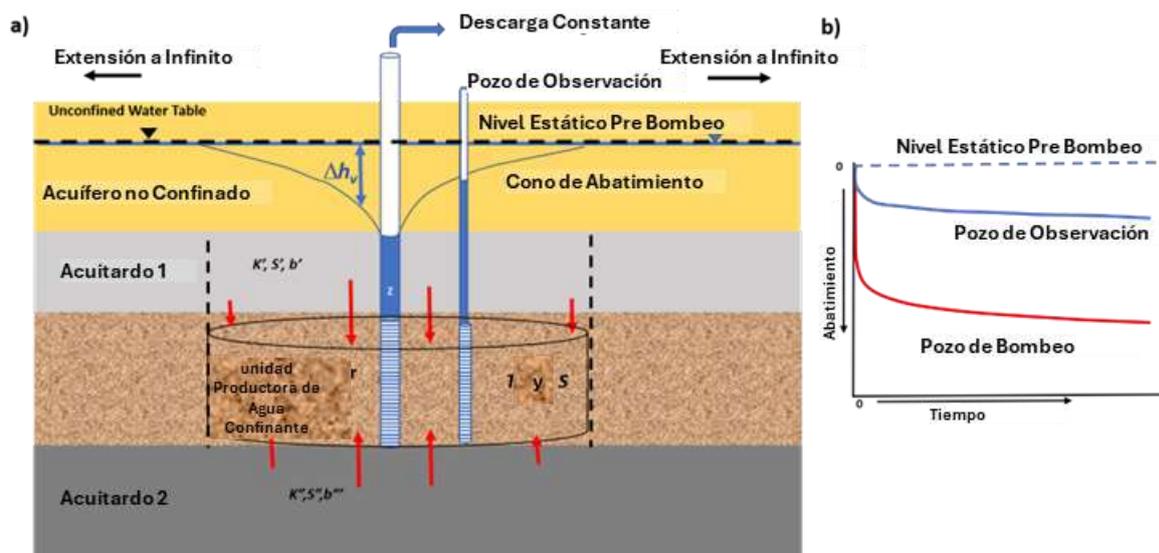
Cooper (1963), Jacob (1946), Hantush y Jacob (1954) y Hantush (1960) contribuyeron al desarrollo de soluciones analíticas que describen las respuestas hidráulicas al bombeo en sistemas confinados con capas semi confinadas. A medida que la unidad confinada se bombea, recibe agua de las infiltraciones o “fugas” (leaky), por lo que no se aplican todos los supuestos de Theis (Sección 6.3). Las condiciones de semi confinamiento asumen una o ambas de dos configuraciones.

1. El agua ingresa a la unidad confinada bombeada desde las unidades suprayacentes o subyacentes y la liberación de agua del almacenamiento en las camas confinadas es insignificante. Las unidades de agua suprayacentes y subyacentes separadas por las unidades de confinamiento son lo suficientemente permeables y extensas como para que las alturas de los acuíferos suprayacentes y subyacentes no bombeados permanezcan constantes cuando se bombea el acuífero principal.
2. El agua ingresa a la unidad confinada bombeada desde el agua liberada del almacenamiento dentro de las unidades confinadas.

La Figura 41 y la Figura 42 presentan modelos conceptuales de entornos confinados con filtración, con y sin almacenamiento en el acuitardo, respectivamente. Las matemáticas de estos dos entornos se desarrollan por separado en las Secciones 9.2 a 9.3.



**Figura 41** - Modelo conceptual de un sistema semi confinado de Hantush-Jacob. a) A medida que se bombea el pozo de producción, el agua comienza a filtrarse a través del acuitardo suprayacente. Una diferencia en la carga hidráulica,  $\Delta h_v$ , (flecha doble azul vertical) induce el flujo entre el sistema no confinado suprayacente y el acuífero confinado bombeado. El acuífero suprayacente que suministra agua es extenso y permeable, de modo que el nivel estático del agua en ese acuífero (nivel freático en este ejemplo) no cambia durante el bombeo del acuífero confinado. Las flechas rojas representan el drenaje del acuífero suprayacente que fluye a través de la unidad de confinamiento. La fuga o drenaje se define por la Ley de Darcy (es decir, el producto de la diferencia de carga entre los acuíferos ( $\Delta h_v$ ) y la conductividad hidráulica vertical ( $K'$ ) de la unidad de confinamiento dividida por el espesor de la unidad de confinamiento ( $b'$ ). Las líneas verticales discontinuas y el cilindro delinean la zona en un momento específico donde el drenaje ingresa al acuífero confinado. b) Ejemplo de abatimiento en función del tiempo en el pozo de bombeo y en el pozo de observación. Los cambios en el nivel del agua comienzan a nivelarse (dejan de disminuir) en este ejemplo.



**Figura 42** - Modelo conceptual de la configuración de la solución modificada de Hantush (1960). Un pozo se bombea en una unidad confinada donde el agua se deriva de la liberación del almacenamiento tanto en el acuífero como en los lechos confinantes. a) Además del agua que se libera del almacenamiento en la unidad de almacenamiento de agua confinada, el agua del acuitardo 1 suprayacente y/o del acuitardo 2 subyacente fluye hacia el acuífero confinado. Las propiedades del acuitardo 1, son la conductividad hidráulica vertical,  $K'$ , la capacidad de almacenamiento,  $S'$ , y el espesor,  $b'$ . Las propiedades del acuitardo 2 son la conductividad hidráulica vertical,  $K''$ , la capacidad de almacenamiento,  $S''$  y el espesor  $b''$ . b) El abatimiento en el pozo de bombeo y en el pozo de observación es menor que la observada si la unidad bombeada está totalmente confinada. Cuando las tasas de drenaje no son iguales a la tasa de bombeo de prueba, los niveles de agua no se estabilizarán, sino que continuarán disminuyendo.

## 9.2 Solución de Hantush-Jacob (Acuífero Semi Confinado-Sin Liberación de Agua de Almacenamiento desde el Acuitardo)

Hantush y Jacob (1954) desarrollaron una ecuación que describe las condiciones en un sistema semi confinado sin los efectos de la liberación de agua adicional del almacenamiento dentro de un acuitardo confinado (Figura 41). En las siguientes subsecciones se presenta el desarrollo matemático de la ecuación de Hantush-Jacob y la aplicación del método.

### 9.2.1 Formulación de la Ecuación de Hantush-Jacob

La Ecuación (42) es la solución de Hantush-Jacob que describe el flujo en acuíferos semi confinados sin los efectos de la liberación del almacenamiento del acuitardo.

$$s(r, t) = \frac{Q}{4 \pi T} \int_{\frac{r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{1}{y} \exp \left\{ -y - \frac{r^2}{4B^2 y} \right\} dy \quad (42)$$

donde:

$s(r, t)$  = abatimiento en la distancia  $r$ , al tiempo  $t$  (L)

$Q$  = bombeo ( $L^3 T^{-1}$ )

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

$r$  = distancia radial a un pozo de observación (L)

$S$  = almacenamiento del acuífero confinado (adimensional)

- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial (L)
- $u = r^2S/(4Tt)$
- $y$  = variable de integración (adimensional)
- $B = (T b'/K')^{0.5}$
- $b'$  = espesor saturado de la unidad confinada (L)
- $K'$  = conductividad hidráulica vertical de la unidad confinante (LT<sup>-1</sup>)
- $r/B = r/(T b'/K')^{0.5}$  (adimensional)

La ecuación de Hantush-Jacob es escrita utilizando la función de pozo de Hantush-Jacob,  $W(u, r/B)$  como se muestra en la Ecuación (43).

$$s(r, t) = \frac{Q}{4 \pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad (43)$$

donde:

- $s(r, t)$  = abatimiento a la distancia radial  $r$  en un tiempo  $t$  (L)
- $Q$  = caudal de bombeo constante (L<sup>3</sup>T<sup>-1</sup>)
- $T$  = transmisividad del acuífero confinado (L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>)
- $W(u, r/B)$  = función del pozo de Hantush-Jacob (integral) (adimensional)

La función de pozo incorpora dos variables,  $u$  and  $r/B$  como se muestra en la Ecuación (44).

$$u = \frac{r^2S}{4Tt}, \quad \frac{r}{B} = \frac{r}{\sqrt{\frac{Tb'}{K'}}} \quad (44)$$

donde:

- $r$  = distancia radial a un pozo de observación (L)
- $S$  = almacenamiento del acuífero confinado (adimensional)
- $T$  = transmisividad del acuífero confinado (L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>)
- $t$  = tiempo desde el inicio del bombeo (T)
- $B = (Tb'/K')^{0.5}$
- $K'$  = conductividad hidráulica vertical de la unidad confinante (LT<sup>-1</sup>)
- $b'$  = espesor de la capa confinante (L)

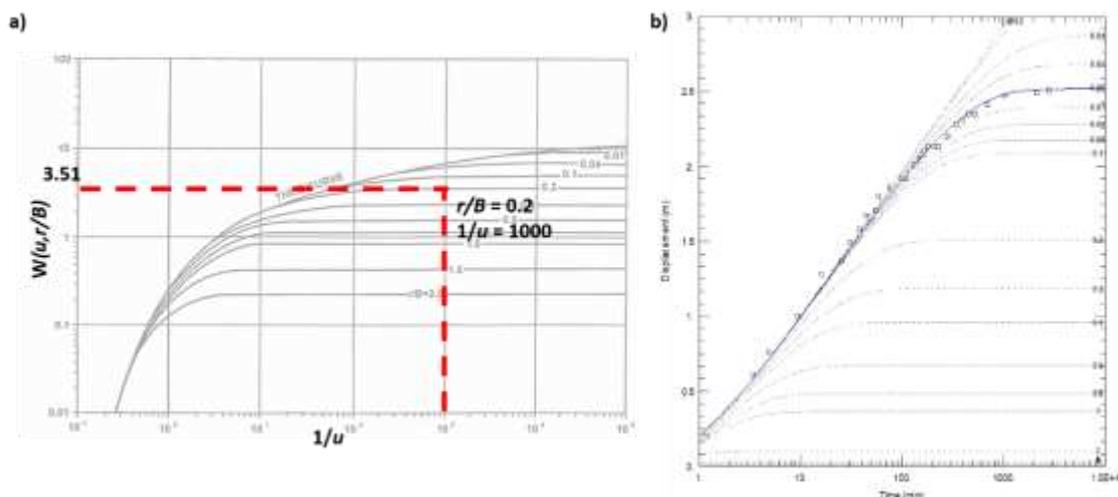
La conductividad hidráulica vertical de la unidad de confinamiento ( $K'$ ) dividida por el espesor de la unidad confinante,  $b'$ , es conocida como el drenaje o fuga vertical

(Anderson et al., 2015). Valores de  $W(u, r/B)$  se han calculado por Hantush (1956) y se presentan en la Figura 43.

$u$	$r/B$	0.004	0.006	0.008	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	4	6	8
0	12.7	11.3	10.5	9.89	9.44	8.06	6.67	5.87	5.29	4.85	3.51	2.23	1.55	1.13	0.842	0.228	0.0223	0.0025	0.0003
0.000002	12.1	11.2	10.5	9.89	9.44														
0.000004	11.6	11.1	10.4	9.88	9.44														
0.000006	11.3	10.9	10.4	9.87	9.44														
0.000008	11.0	10.7	10.3	9.84	9.43														
0.00001	10.8	10.6	10.2	9.80	9.42	8.06													
0.00002	10.2	10.1	9.84	9.58	9.30	8.06													
0.00004	9.52	9.45	9.34	9.19	9.01	8.03	6.67												
0.00006	9.13	9.08	9.00	8.89	8.77	7.98	6.67												
0.00008	8.84	8.81	8.75	8.67	8.57	7.91	6.67												
0.0001	8.62	8.59	8.55	8.48	8.40	7.84	6.67	5.87	5.29										
0.0002	7.94	7.92	7.90	7.86	7.82	7.50	6.62	5.86	5.29										
0.0004	7.24	7.24	7.22	7.21	7.19	7.01	6.45	5.83	5.29	4.85									
0.0006	6.84	6.84	6.83	6.82	6.80	6.68	6.27	5.77	5.27	4.85									
0.0008	6.55	6.55	6.54	6.53	6.52	6.43	6.11	5.69	5.25	4.84									
0.001	6.33	6.33	6.32	6.32	6.31	6.23	5.97	5.61	5.21	4.83	3.51								
0.002	5.64	5.64	5.63	5.63	5.63	5.59	5.45	5.24	4.98	4.71	3.50								
0.004	4.95	4.95	4.95	4.94	4.94	4.92	4.85	4.74	4.59	4.42	3.48	2.23							
0.006	4.54				4.54	4.53	4.48	4.41	4.30	4.18	3.43	2.23							
0.008	4.26				4.26	4.25	4.21	4.15	4.08	3.98	3.36	2.23							
0.01	4.04				4.04	4.03	4.00	3.95	3.89	3.81	3.29	2.23	1.55	1.13					
0.02	3.35				3.35	3.35	3.34	3.31	3.28	3.24	2.95	2.18	1.55	1.13					
0.04	2.68				2.68	2.68	2.67	2.66	2.65	2.63	2.48	2.02	1.52	1.13	0.842				
0.06	2.30				2.30	2.29	2.29	2.28	2.27	2.26	2.17	1.85	1.46	1.11	0.839				
0.08	2.03				2.03	2.02	2.02	2.01	2.00	1.94	1.69	1.39	1.08	0.832					
0.1	1.82				1.82	1.82	1.81	1.80	1.75	1.56	1.31	1.05	0.819	0.228					
0.2	1.22				1.22	1.22	1.22	1.22	1.19	1.11	0.996	0.857	0.715	0.227					
0.4	0.702				0.702	0.702	0.701	0.700	0.693	0.665	0.621	0.565	0.502	0.210					
0.6	0.454				0.454	0.454	0.454	0.453	0.450	0.436	0.415	0.387	0.354	0.177	0.0222				
0.8	0.311				0.311	0.310	0.310	0.310	0.308	0.301	0.289	0.273	0.254	0.144	0.0218				
1	0.219							0.219	0.218	0.213	0.206	0.197	0.185	0.114	0.0207	0.0025			
2	0.049								0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.034	0.011	0.0021	0.0006	0.0002	
4	0.0038									0.0038	0.0037	0.0037	0.0036	0.0031	0.0016	0.0006	0.0002		
6	0.0004													0.0004	0.0003	0.0002	0.0001		
8																			0

Figura 43 - Tabla de valores seleccionados de  $W(u,r/B)$ ,  $u$  y  $r/B$  (modificado de Fetter (2001) y Hantush (1956)).

La relación entre  $u$ ,  $r/B$  y  $W(u,r/B)$  se ilustra en la Figura 43. A medida que  $u$  y  $r/B$  se hacen más pequeños, los valores de  $W(u,r/B)$  se vuelven más grandes. La Figura 44 muestra las curvas tipo generadas al trazar los valores seleccionados de  $W(u,r/B)$  vs  $1/u$  para diferentes valores de  $r/B$ . La Figura 44 ilustra que a medida que aumentan los valores de  $1/u$ , los valores de  $W(u,r/B)$  para un  $r/B$  dado comienzan a aproximarse a las constantes. Cuanto menor sea el valor  $r/B$ , los valores más largos de  $W(u,r/B)$  reflejarán la curva de tipo Theis ( $W(u)$ ). Si  $r/B$  es muy pequeño, la ecuación semi confinada se convierte en la ecuación de Theis, donde se supone que las capas confinadas son impermeables.



**Figura 44** - Curvas tipo Hantush-Jacob para el acuífero confinado con unidad de semi confinamiento con flujo vertical a través del lecho confinado, sin la liberación de agua del almacenamiento del lecho confinado. a) La curva de Theis se traza como referencia (totalmente confinada). Las líneas rojas discontinuas ilustran la relación entre  $1/u$ ,  $r/B$  y  $W(u, r/B)$ . b) Generación de curvas tipo para  $r/B = 0.01-2.00$ . El desplazamiento del eje Y es la abatimiento. Los círculos abiertos y la línea azul son datos de prueba que coinciden con  $r/B = 0.06$  (modificado de Lohman (1972), Kasenow (2003) y AQTESOLV v4.5, [www.aqtesolv.com](http://www.aqtesolv.com)).

La tabla de valores (Figura 43) y las curvas de tipo trazadas (Figura 44) representan un subconjunto de valores que se generan sustituyendo combinaciones de  $u$  y  $r/B$  en la solución analítica para producir valores de  $W(u, r/B)$ . Si se requieren curvas de tipo con otros valores de  $r/B$  que los que se muestran en la Figura 44, se pueden generar utilizando la solución analítica disponible (por ejemplo, Hantush y Jacob, 1954). Cuando no se dispone de una solución analítica, la mayoría de las veces los conjuntos de datos de tablas o curvas de tipo se interpolan linealmente mediante tablas de datos o figuras como la Figura 44.

### 9.2.2 Predicción del Abatimiento en un Sistema Acuífero Semi Confinado con la Ecuación de Hantush-Jacob Ecuación

El abatimiento en un pozo de producción o pozos de observación, a cualquier distancia radial en cualquier momento se puede calcular para el entorno confinado con semi confinado de Hantush-Jacob. Las datos para la solución incluyen un caudal de bombeo constante ( $Q$ ), la distancia radial al punto de observación ( $r$ ), la transmisividad y la capacidad de almacenamiento de la unidad confinada ( $T$  y  $S$ ), y la conductividad hidráulica vertical y el espesor ( $K'$  y  $b'$ ) del acuitardo. Una vez más, son aplicables los supuestos generales de simplificación (Sección 6.3), tales como que el acuífero es isótropo y homogéneo, y que el flujo en el acuífero confinado es esencialmente horizontal. Los valores utilizados en las ecuaciones deben tener unidades compatibles para que el abatimiento se informe en unidades de longitud.

### Ejemplo

Proyectamos el abatimiento a una distancia de 17.9 m de un pozo que bombea un caudal constante de 500 L/min (720 m<sup>3</sup>/d) durante 0.1 día en un acuífero de arena y grava de 30 m de espesor. El acuífero confinado tiene una transmisividad de 200 m<sup>2</sup>/d y una capacidad de almacenamiento de 0.0003. El acuífero confinado está cubierto por una secuencia de acuitardos y acuíferos. El acuitardo suprayacente tiene un espesor de 40 m y una conductividad hidráulica vertical de 1.0 m/d. La unidad de confinamiento subyacente se considera impermeable y tiene una conductividad hidráulica muy baja (del orden de 0.01 m/d). Usando las Ecuaciones (43) y (44) el valor de  $r/B$  se puede calcular de la siguiente manera.

$$\frac{r}{B} = \frac{17.9 \text{ m}}{\sqrt{\frac{200 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 40 \text{ m}}{1.0 \frac{\text{m}}{\text{d}}}}} = 0.2$$

Posteriormente  $u$  es calculado como se muestra a continuación.

$$u = \frac{(17.9\text{m})^2 0.0003}{4 \left(200 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.1 \text{ d}} = 0.001$$

Aplicando Figura 43, el valor de  $W(u,r/B)$  correspondiente a esos valores es de aproximadamente 3.51. Aplicando la Ecuación (43), el abatimiento es calculado a una distancia de 17.9 m después de 0.1 d de bombeo a un caudal constante de 720 m<sup>3</sup>/d como se indica.

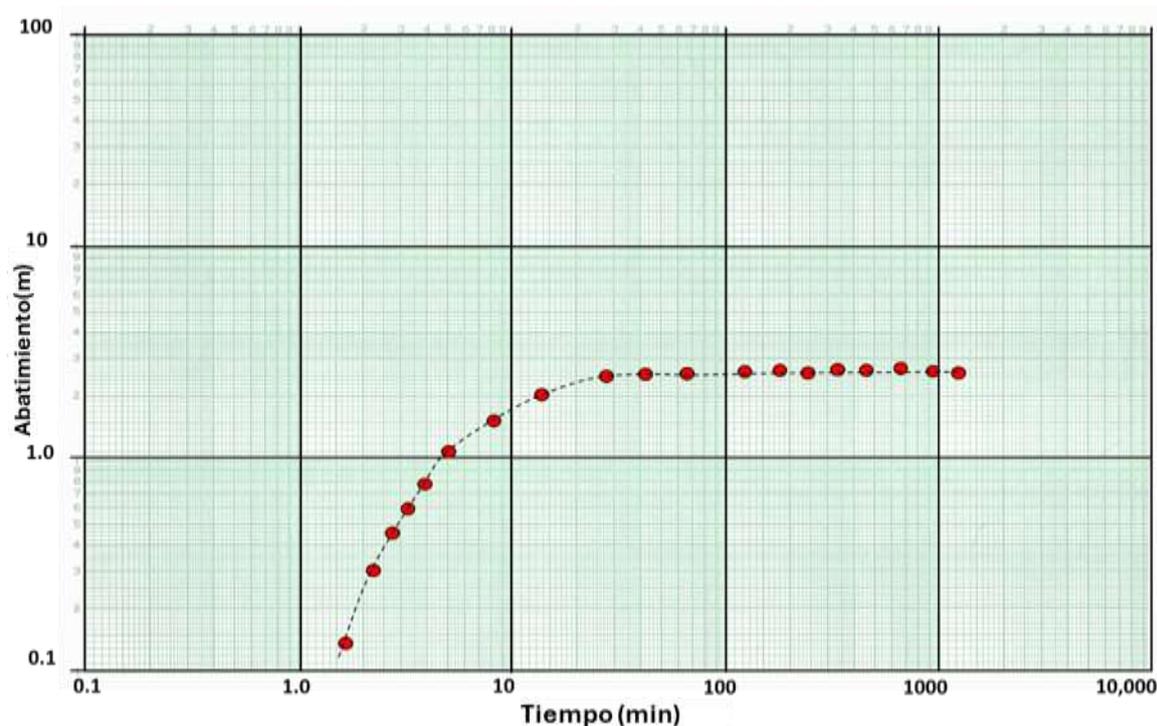
$$s(17.9 \text{ m}, 0.1 \text{ d}) = \frac{720 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 200 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 3.51 = 1.0 \text{ m}$$

Los valores presentados en la Figura 43 proporcionan un conjunto de datos limitado. En la Figura 44 se muestra un gráfico de la tabla y los valores adicionales como las curvas de tipo Hantush-Jacob. También se pueden utilizar para obtener un valor de  $W(u,r/B)$  cuando se conocen valores de  $1/u$  y  $r/B$ . Para el ejemplo anterior, cuando el punto correspondiente a  $1/u = 1000$  y  $r/B = 0.2$  se traza en el conjunto de curvas de tipo en la Figura 44, la función de pozo se lee desde el eje y como  $W(u,r/B) = 3.51$ .

### 9.2.3 Datos de Prueba de Bombeo de un Acuífero Confinado con una capa Semi Confinada sin Liberación Adicional de Agua desde el Almacenamiento del Acuitardo

Los datos de abatimiento temprano de una prueba de bombeo en un sistema semi confinado reflejarán inicialmente la curva de Theis, ya que casi toda el agua que se bombea

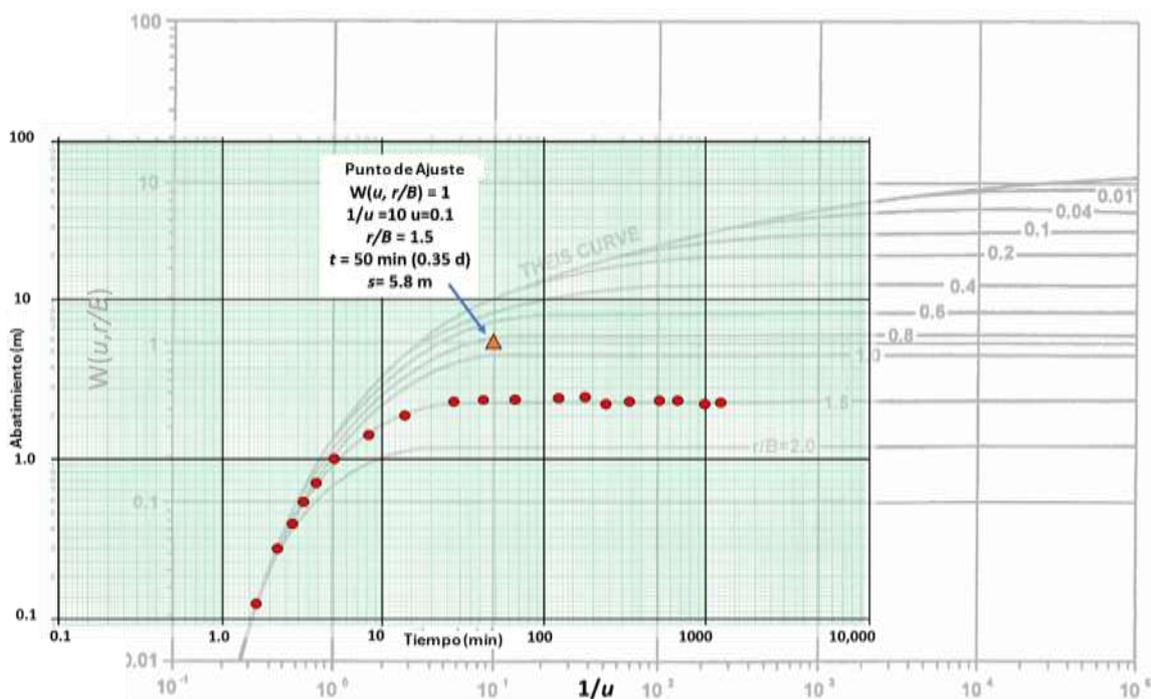
se deriva inicialmente de la liberación de agua del almacenamiento dentro de la unidad bombeada. Sin embargo, a medida que las fugas de las unidades adyacentes de menor conductividad hidráulica comienzan a constituir una parte de la descarga del pozo de bombeo, la tasa de abatimiento comenzará a disminuir de tal manera que los datos de abatimiento de tiempo ya no reflejarán la curva de tipo Theis. Si la tasa total de fuga a través de la capa de confinamiento se iguala a la tasa de descarga de la bomba, el abatimiento en el acuífero semi confinado dejará de disminuir y se estabilizará (meseta). En la Figura 45 se presenta un ejemplo de datos de prueba de un acuífero semi confinado con flujo vertical a través del lecho confinado.



**Figura 45** - Esquema de los datos de abatimiento de tiempo para un pozo de observación situado a 100 m de un pozo que bombea a una caudal constante de 2,500 m<sup>3</sup>/d durante 1 día. La unidad confinada que se bombea es una arena y grava de 50 m de espesor que está recubierta por una unidad de confinamiento de 25 m de espesor. Los datos de la prueba de bombeo se trazan en escalas logarítmicas. Los puntos rojos se miden hacia abajo y la línea negra discontinua se ajusta a mano a la curva.

#### 9.2.4 Método Ajuste de Curva Hantush-Jacob para Prueba de Bombeo en un Acuífero Confinado con Capa Semi Confinada sin Liberar Agua del Almacenamiento desde el Acuitardo

Aquí se aplica un proceso similar al método de emparejamiento de la curva de Theis descrito en la Sección 8.3. Se utiliza un conjunto de curvas de tipo log-log de acuíferos semi confinados (Figura 46). Se crea una gráfica de los datos de abatimiento y tiempo de un pozo de observación utilizando la misma escala logarítmica-logarítmica. Mientras se mantienen los ejes paralelos, los datos de campo se comparan con una curva de tipo como se describió anteriormente para el método de Theis (Figura 46).



**Figura 46** - Método de coincidencia de curvas para una prueba de un acuífero confinado con flujo vertical, en el lecho de confinamiento. Los datos se muestran en puntos rojos y el punto de coincidencia es un triángulo naranja.

Si los valores se encuentran entre los valores  $r/B$  trazados, un valor se interpola linealmente entre los dos valores adyacentes o se calcula a partir de la solución analítica. Se selecciona un punto de coincidencia en los campos superpuestos y se determinan los valores de  $r/B$ ,  $1/u$ ,  $W(u, r/B)$ ,  $s$  y  $t$ .

Las estimaciones de  $T$  y  $S$  para la unidad semi confinada se pueden obtener utilizando los cinco valores de puntos de coincidencia.  $T$  se calcula usando la ecuación (45) y la capacidad de almacenamiento,  $S$ , usando la ecuación (46) ( $S$ ). La conductividad hidráulica vertical,  $K'$ , del acuitardo se obtiene utilizando la ecuación (46).

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad (45)$$

donde:

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

$Q$  = caudal constante de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )

$s$  = abatimiento (L)

$W(u, r/B)$  = función de pozo de Hantush-Jacob (adimensional)

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} \quad , \quad K' = \frac{Tb' \left(\frac{r}{B}\right)^2}{r^2} \quad (46)$$

donde:

- $r$  = distancia radial al punto de observación (L)
- $S$  = almacenamiento del acuífero confinado (adimensional)
- $T$  = transmisividad del acuífero confinado ( $L^2T^{-1}$ )
- $t$  = tiempo desde el inicio del bombeo (T)
- $u$  = variable de integración derivada de la curva de ajuste (adimensional)
- $r/B$  =  $r/(Tb'/K')^{0.5}$
- $K'$  = conductividad hidráulica vertical de la capa confinante ( $LT^{-1}$ )
- $b'$  = espesor de la capa confinante (L)

### Ejemplo

Los datos de este ejemplo se enumeran en la Figura 45. Supongamos que el abatimiento se mide en un pozo de observación situado a 100 m de un pozo que bombea a una caudal constante de 2,500 m<sup>3</sup>/d. La unidad de carga de agua confinada está recubierta por un acuitardo semipermeable de 25 m de espesor y subyacente por una unidad de confinamiento de baja permeabilidad. Los valores de los puntos de coincidencia se enumeran en la Figura 45. Calcula  $T$ ,  $S$  y  $K'$ .

$$T = \frac{2500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 5.8 \text{ m}} (1) = 34.3 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

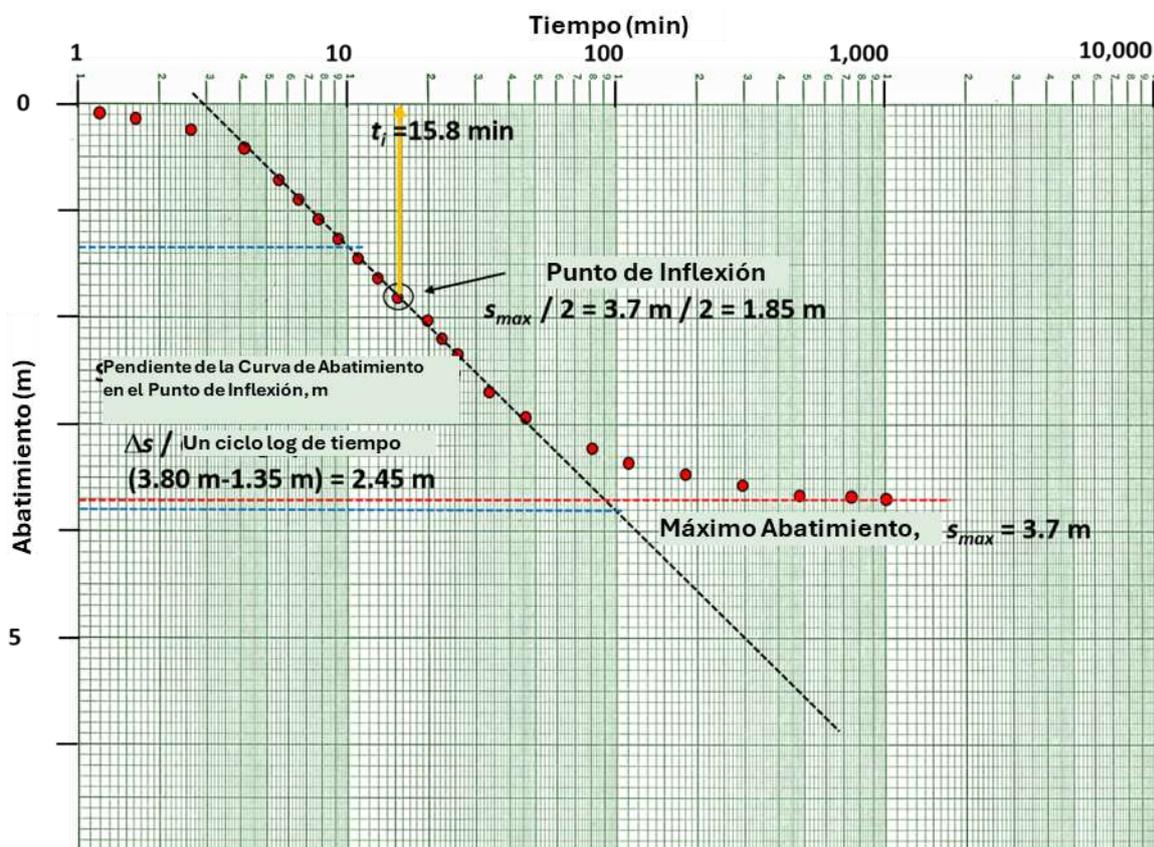
$$S = \frac{(0.1) (4) 34.3 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.35 \text{ d}}{(100 \text{ m})^2} = 0.00048$$

$$K' = \frac{34.3 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 25 \text{ m} (1.5)^2}{(100 \text{ m})^2} = 0.19 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

### 9.2.5 Método del Punto de Inflexión de Hantush para una Prueba de Bombeo en un Acuífero Semi Confinado, sin Liberación de Agua desde el Almacenamiento del Acuitardo

Hantush (1956) desarrolló un método para determinar las propiedades hidráulicas de una unidad portadora de agua semi confinada que recibe agua del flujo vertical a través del lecho de confinamiento utilizando un gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento temporal de un pozo de observación. Si se conoce el espesor de la unidad de confinamiento, también se puede calcular la conductividad hidráulica vertical de las unidades de confinamiento. Aunque esto suena como un enfoque más fácil, implica

herramientas matemáticas adicionales. En la Figura 47 se presenta un ejemplo de gráfico de abatimiento temporal para un pozo de observación.



**Figura 47** - Un diagrama semi logarítmico esquemático de datos de pozos de observación para una formación semi confinado. Se crea un gráfico en línea recta y se identifica el abatimiento máximo. El punto de inflexión (valor de abatimiento) se define como 1/2 del abatimiento máximo. Se anota el tiempo asociado con el punto de inflexión, así como la diferencia en el abatimiento a lo largo de un ciclo logarítmico de tiempo,  $\Delta s_{log-t}$  (definido por las líneas discontinuas azules). Las ecuaciones presentadas en esta sección se utilizan para estimar T y S.

El método del punto de inflexión de Hantush (1956) tiene varios pasos. Fetter (2001) los resumió de la siguiente manera.

1. Elabore un gráfico semilogarítmico de datos de abatimiento de tiempo para un pozo de observación, como se muestra en la in Figura 47 . Seleccione un valor para el abatimiento 2 máxima. Si los datos no se han estabilizado (es decir, no han alcanzado el equilibrio), proyecte la curva de abatimiento para estimar un abatimiento máximo.
2. El punto de inflexión se define como un 1/2 del abatimiento máximo.
3. Determine el tiempo asociado con el punto de inflexión y la pendiente de la línea recta de la curva durante un ciclo logarítmico de tiempo. Hantush (1956) presenta varias relaciones útiles para definir el punto de inflexión, como se muestra en las Ecuaciones (47), (48), (49), (50), y (51).

$$u_i = \frac{r^2 S}{4Tt_i} = \frac{r}{2B} \quad (47)$$

$$m_i = \frac{2.3Q}{4\pi T} \exp\left(\frac{-r}{B}\right) \quad (48)$$

$$s_i = 0.5 (s_{max}) = \frac{Q}{4\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (49)$$

$$B = \left(\frac{r}{\frac{K'}{b'}}\right)^{0.5} \quad (50)$$

$$f\left(\frac{r}{B}\right) = \frac{2.3 s_i}{m_i} = \exp\left(\frac{r}{B}\right) K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (51)$$

donde:

- $u_i$  = valor de  $u$  en el punto de inflexión (adimensional)
- $r$  = distancia radial del pozo de bombeo al pozo de observación (L)
- $S$  = almacenamiento del acuífero confinado (adimensional)
- $T$  = transmisividad de la capa confinada ( $L^2T^{-1}$ )
- $t_i$  = tiempo en el punto de inflexión  $m_i$  (T)
- $B$  = definido en la Ecuación (50) (L)
- $m_i$  = pendiente del abatimiento sobre un ciclo logarítmico de tiempo en el punto de inflexión (adimensional)
- $Q$  = caudal de descarga constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $s_i$  = abatimiento en el punto de inflexión (L)
- $s_{max}$  = abatimiento máximo (estable o proyectado estable) (L)
- $K_0$  = función de Bessel de orden cero de segundo tipo (adimensional)
- $K'$  = conductividad vertical de la unidad confinada ( $LT^{-1}$ )
- $b'$  = espesor de la unidad confinada (L)
- $f(r/B)$  = función de  $r/B$  (adimensional)

Los valores de  $s_i$  y  $m_i$  se pueden derivar como se discutió anteriormente, y como se muestra en la Figura 47, se calcula el valor  $f(r/b)$ . Con un valor para  $f(r/b)$ ,  $r/b$  se puede encontrar resolviendo la segunda parte de la ecuación (51). En la Figura 48 se muestran las tablas de funciones para  $f(x) = \exp(x)K_0(x)$ .

x	$K_0(x)$	$\exp(x)K_0(x)$	x	$K_0(x)$	$\exp(x)K_0(x)$
0.001	7.02	7.03	0.25	1.54	1.98
0.005	5.41	5.44	0.30	1.37	1.85
0.01	4.72	4.77	0.35	1.23	1.75
0.015	4.32	4.38	0.40	1.11	1.66
0.02	4.03	4.11	0.45	1.01	1.59
0.025	3.81	3.91	0.50	0.92	1.52
0.03	3.62	3.73	0.55	0.85	1.47
0.035	3.47	3.59	0.60	0.78	1.42
0.04	3.34	3.47	0.65	0.72	1.37
0.045	3.22	3.37	0.70	0.66	1.33
0.05	3.11	3.27	0.75	0.61	1.29
0.055	3.02	3.19	0.80	0.57	1.26
0.06	2.93	3.11	0.85	0.52	1.23
0.065	2.85	3.05	0.90	0.49	1.20
0.07	2.78	2.98	0.95	0.45	1.17
0.075	2.71	2.92	1.0	0.42	1.14
0.08	2.65	2.87	1.5	0.21	0.96
0.085	2.59	2.82	2.0	0.11	0.84
0.09	2.53	2.77	2.5	0.062	0.760
0.095	2.48	2.72	3.0	0.035	0.698
0.10	2.43	2.68	3.5	0.020	0.649
0.15	2.03	2.36	4.0	0.011	0.609
0.20	1.75	2.14	4.5	0.006	0.576
			5.0	0.004	0.548

**Figura 48** - Valores para  $f(x) = \exp(x) K_0(x)$ , donde x en el método de inflexión de Hantush es igual a  $r/B$  (Hantush, 1956).

A través del método de inflexión se derivan las propiedades hidráulicas del acuífero semi confinado utilizando las Ecuaciones (52) y (53).

$$T = \frac{QK_0\left(\frac{r}{b}\right)}{2\pi s_{max}} \quad (52)$$

$$S = \frac{4Tt_i}{2rB} \quad (53)$$

Donde los parámetros están definidos anteriormente por las Ecuaciones (50) y (51).

### Ejemplo

El ejemplo que se muestra en la Figura 47 se utiliza aquí para calcular  $T$  y  $S$  para el acuífero semi confinado con flujo vertical a través del lecho de confinamiento. Supongamos que el pozo de observación se encuentra a 75 m del pozo de bombeo ( $Q = 4,250 \text{ m}^3/\text{d}$ ) y que la unidad de semi confinamiento tiene un espesor de 15 m; A continuación, se utiliza la siguiente aproximación:

$$s_{max} = 3.7 \text{ m}$$

$$s_i = 1.8 \text{ m}$$

$$t_i = 15.8 \text{ min (0.011 d)}$$

$$m_i = 2.45 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

entonces

$$f\left(\frac{r}{B}\right) = \frac{2.3 (1.8 \text{ m})}{2.45 \frac{\text{m}}{\text{min}}} = 1.7$$

Utilizando la relación  $f(r/B) = 1.7 = \exp(r/B)K_0(r/B)$ , entonces de la Figura 48, el valor entre  $X = 1.5$  y  $X = 2.0$ . La interpolación se muestra a continuación.

X	$K_0(x)$	$\exp(x) K_0(x)$
0.40	1.11	1.66
0.37(interpolado)	1.16 (interpolado)	1.7 (interpolado)
0.35	1.23	1.75

Dado que  $x=0.37$ , con el pozo de observación localizado a 75 m desde el pozo de bombeo, entonces  $B = 75 \text{ m} / 0.37 = 203 \text{ m}$ . Ahora, utilizando la ecuación (52).

$$T = \frac{4250 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} 1.16}{2 (3.14) 3.7 \text{ m}} = 212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

S es calculado de la ecuación (53).

$$S = \frac{4 \left(212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.011 \text{d}}{2 (75 \text{ m}) (203)} = 0.0003 = 3 \times 10^{-4}$$

Dado que el espesor de la unidad de confinamiento es conocido, 15 m, una estimación de la conductividad hidráulica vertical,  $K'$ , se obtiene a través de la ecuación (54).

$$K' = \frac{Tb'}{B^2} \tag{54}$$

donde:

- $K'$  = conductividad hidráulica de la capa confinante ( $\text{LT}^{-1}$ )
- $T$  = transmisividad en la capa confinante ( $\text{L}^2\text{T}^{-1}$ )
- $b'$  = espesor de la unida confinante (L)
- $B$  = definida en la ecuación (50)

$$K' = \frac{212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 15 \text{ m}}{(203 \text{ m})^2} = 0.08 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

### 9.3 Ecuación de Hantush para un Acuífero Semi Confinado con Agua Liberada desde el Almacenamiento de la Capa Confinante

Cuando se bombea un acuífero confinado con un lecho confinante permeable que aporta agua al acuífero bombeado, el abatimiento de la carga en el acuífero crea un gradiente hidráulico en el lecho confinante hacia el acuífero. A medida que se bajan las cargas hidráulicas en el lecho confinado, el agua se libera del almacenamiento y fluye hacia el acuífero confinado. Si el lecho de confinamiento es relativamente delgado, el cambio de gradiente alcanza la parte superior del lecho con relativa rapidez y luego se estabiliza de tal manera que cesa la liberación de agua almacenada dentro del lecho de confinamiento. Si hay un acuífero al otro lado del lecho de confinamiento, proporciona una fuente de agua que fluye a través del lecho de confinamiento hacia el acuífero bombeado. Hantush (1960) desarrolló un conjunto de soluciones analíticas que consideran la filtración (fuga o drenaje) de agua desde el almacenamiento del acuífero hacia un acuífero confinado a medida que se bombea. Su trabajo también aborda la filtración (o fuga) en un sistema confinado debido al flujo vertical de las capas confinantes, como lo describe Hantush-Jacob e ilustra en la Figura 41. En la Figura 49 se ilustran los modelos conceptuales de este tipo de filtración o fugas.

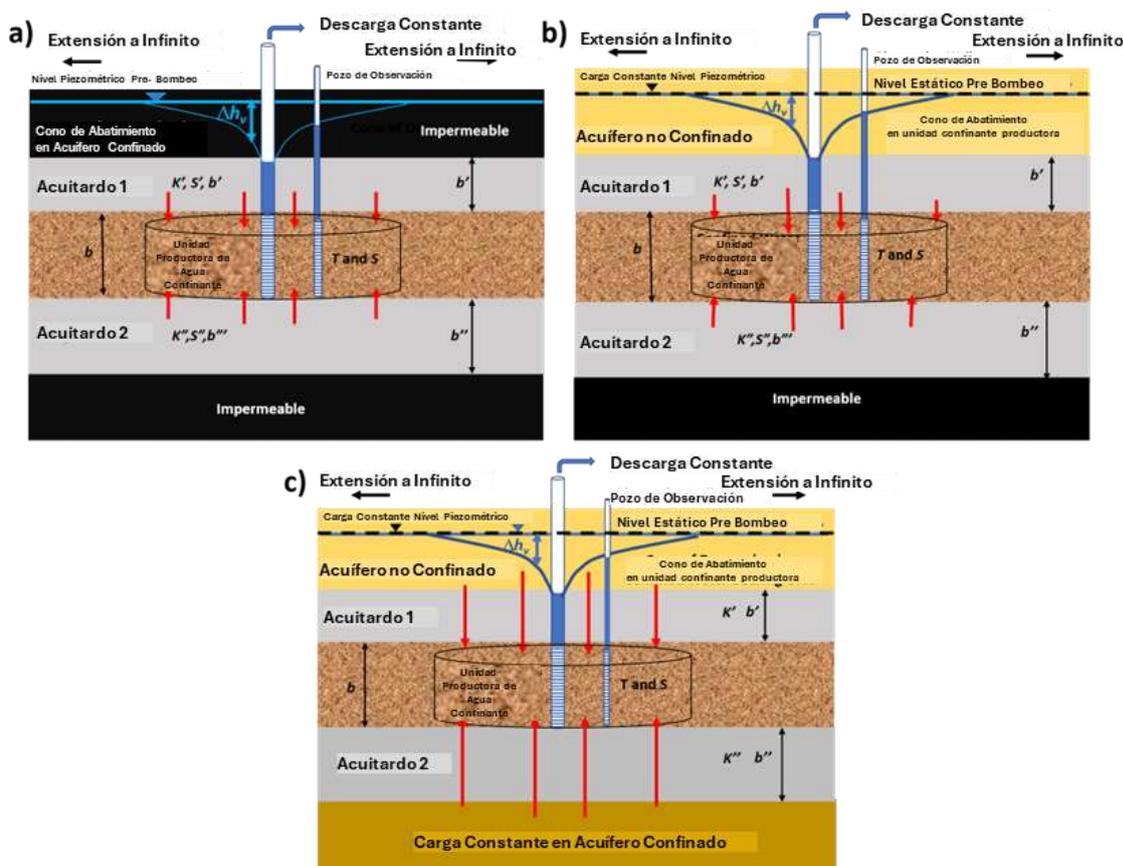


Figura 49 - Modelos conceptuales que pueden ser representados por la ecuación de Hantush (1960).

- a) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua del almacenamiento de uno o dos lechos confinantes cuando las capas suprayacentes y subyacentes a estas capas confinantes no son permeables.
- b) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua del almacenamiento de lechos confinantes suprayacentes y/o subyacentes, como también de la filtración de agua a través de la capa confinante desde una unidad altamente transmisiva, como un acuífero freático no confinado.
- c) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua a través de un flujo directo a través de un lecho confinante con almacenamiento despreciable, proveniente de un acuífero altamente transmisivo por encima y/o por debajo del lecho confinante.

La solución analítica general para condiciones de filtración o de fuga dada por Hantush (1960) se presenta en la ecuación (55). Las diferentes condiciones que se muestran en la Figura 49 se pueden representar utilizando variaciones de esta ecuación. Similar a la función de pozo de Theis para el abatimiento cuando se bombea una unidad portadora de agua totalmente confinada, la integral de Hantush incluye una serie infinita y se puede representar usando una aproximación como se muestra en la ecuación (56). La función del pozo Hantush utiliza el parámetro  $\beta$  para tener en cuenta las propiedades relativas del acuífero y sus capas suprayacentes y subyacentes. El abatimiento en una unidad confinada con una o dos unidades de confinamiento adyacentes que liberan agua del almacenamiento que está cubierta o subyacente por una unidad impermeable se calcula como se muestra en la ecuación (57).

$$s(r, t) = \frac{Q}{4 \pi T} \int_u^\infty \frac{1}{y} \exp \{-y\} \operatorname{erfc} \left( \frac{\frac{\beta}{\sqrt{u}}}{\sqrt{y(y-u)}} \right) dy \quad (55)$$

$$H(u, \beta) = W(u) - \frac{4\beta}{(\pi u)^{0.5}} \left[ 0.2577 + 0.6631 \exp \left( \frac{-u}{2} \right) \right] \quad (56)$$

$$s(r, t) = \frac{Q}{4 \pi T} H(u, \beta) \quad (57)$$

donde:

- $s(r, t)$  = abatimiento a una distancia radial  $r$  y tiempo  $t$  (L)  
 $r$  = distancia radial al pozo de observación (L)  
 $t$  = tiempo (T)  
 $Q$  = caudal constante de descarga del pozo ( $L^3T^{-1}$ )  
 $T$  = transmisividad de la unidad confinada bombeada ( $L^2T^{-1}$ )  
 $y$  = variable de integración  
 $\operatorname{erfc}$  = función error complementaria (adimensional)

$\beta$  = representa la transmisividad y el almacenamiento de la unida bombeada y la contribución de la unidad por arriba o subyacente como se muestra en las Ecuaciones (58) (59) (adimensional)

$$u = r^2S/(4Tt)$$

$H(u,\beta)$  = función de pozo integral Hantush (adimensional)

$W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)

Cuando el almacenamiento procede de un solo lecho de confinamiento,  $\beta$  se describe mediante la ecuación (58). Esto representa el caso ilustrado en la Figura 49a con un acuitardo, que puede estar por encima o por debajo de la unidad bombeada. En este caso, el otro acuitardo que se muestra en la Figura 49 es impermeable. Para el entorno con dos lechos confinantes,  $\beta$  incluye términos para ambos acuitardos y se describe mediante la ecuación (59).

$$\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K'S'}{b'TS}} \quad (58)$$

$$\beta = \frac{r}{4} \left( \sqrt{\frac{K'S'}{b'TS}} + \sqrt{\frac{K''S''}{b''TS}} \right) \quad (59)$$

donde:

$r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)

$K'$  = conductividad hidráulica vertical de la primera unidad confinante ( $LT^{-1}$ )

$K''$  = conductividad hidráulica vertical de la segunda unidad confinante ( $LT^{-1}$ )

$S'$  = almacenamiento de la primera unidad confinante (adimensional)

$S''$  = almacenamiento de la segunda unidad confinante (adimensional)

$b'$  = espesor de la primera unidad confinante (L)

$b''$  = espesor de la segunda unidad confinante (L)

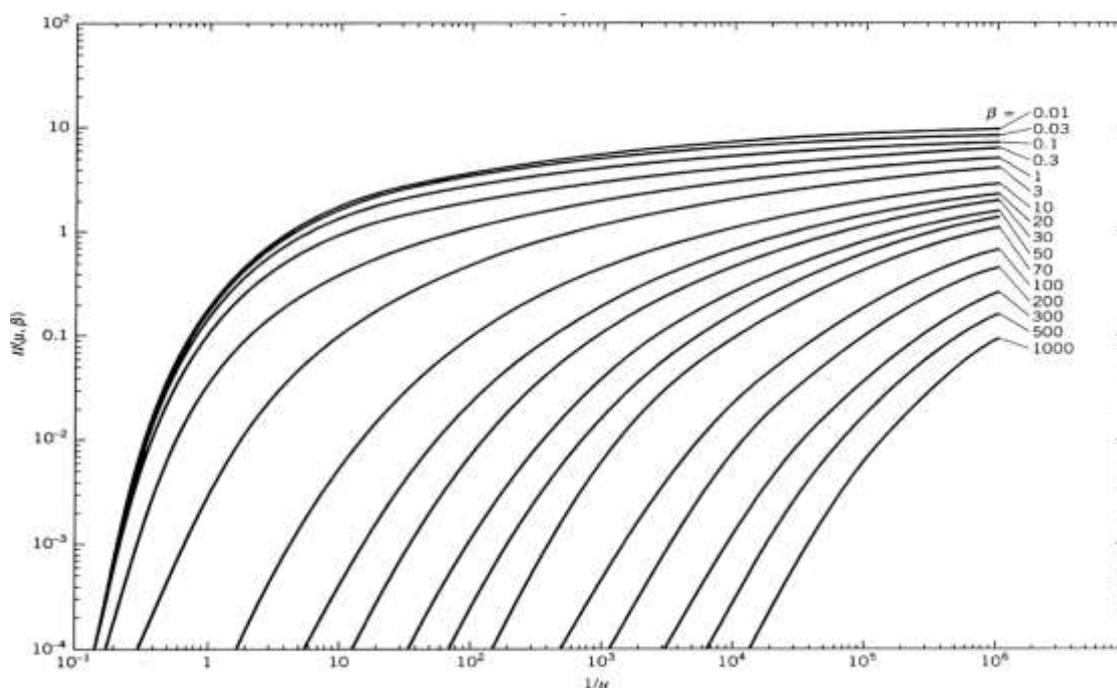
$T$  = transmisividad de la unidad confinada bombeada ( $L^2T^{-1}$ )

$S$  = almacenamiento de la unidad confinada bombeada (adimensional)

El abatimiento en el acuífero confinado puede calcularse con la ecuación (57) utilizando la Ecuación (56) para calcular la función del pozo Hantush ( $H(u,\beta)$ ) o leyendo/interpolando el valor de la tabla (Figura 50) o curvas de tipo (Figura 51).

$\mu \backslash \beta$	0.001	0.005	0.01	0.05	0.10	0.20	0.50	1.0	2.0	5.0	10.0	20.0
0.000001	11.9842	10.5908	9.9259	8.3395	7.6497	6.9590	6.0463	5.3575	4.6721	3.7756	3.1110	2.4671
0.000005	10.8958	9.7174	9.0866	7.5284	6.8427	6.1548	5.2459	4.5617	3.8836	3.0055	2.3661	1.7633
0.00001	10.3739	9.3203	8.7142	7.1771	6.4944	5.8085	4.9024	4.2212	3.5481	2.6822	2.0590	1.4816
0.00005	9.0422	8.3171	7.8031	6.3523	5.6821	5.0045	4.1090	3.4394	2.7848	1.9622	1.3943	0.8994
0.0001	8.4258	7.8386	7.3803	5.9906	5.3297	4.6581	3.7700	3.1082	2.4658	1.6704	1.1359	0.6878
0.0005	6.9273	6.6024	6.2934	5.1223	4.4996	3.8527	2.9933	2.3601	1.7604	1.0564	0.6252	0.3089
0.001	6.2624	6.0193	5.7727	4.7290	4.1337	3.5045	2.6650	2.0506	1.4776	0.8271	0.4513	0.1976
0.005	4.6951	4.5786	4.4474	3.7415	3.2483	2.6891	1.9250	1.3767	0.8915	0.4001	0.1677	0.0493
0.01	4.0163	3.9334	3.8374	3.2752	2.8443	2.3325	1.6193	1.1122	0.6775	0.2670	0.0955	0.0221
0.05	2.4590	2.4243	2.3826	2.1007	1.8401	1.4872	0.9540	0.5812	0.2923	0.0755	0.0160	0.00164
0.1	1.8172	1.7949	1.7677	1.5768	1.3893	1.1207	0.6947	0.3970	0.1789	0.0359	0.00552	0.00034
0.5	0.5584	0.5530	0.5463	0.4969	0.4436	0.3591	0.2083	0.1006	0.0325	0.00288	0.00015	
1.0	0.2189	0.2169	0.2144	0.1961	0.1758	0.1427	0.0812	0.0365	0.00993	0.00055	0.00002	
5.0	0.00115	0.00114	0.00112	0.00104	0.00093	0.00076	0.00042	0.00017	0.00003			

**Figura 50** - Tablas de la función del pozo de Hantush para las variables  $u$  y  $\beta$  (de Fetter (2001)). En la Fig. 51 se ilustran las curvas de tipo  $H(u, \beta)$  versus  $1/u$ .



**Figura 51** - Curvas tipo de  $H(u, \beta)$  vs  $1/u$  trazadas en ejes logarítmicos (modificado de Reed (1980); Kruseman y de Ridder (2000); Kasenow (2001)).

La tabla de valores (Figura 50) y las curvas de tipo trazadas (Figura 51) representan un subconjunto de valores  $H(u, \beta)$  que pueden generarse sustituyendo combinaciones de  $u$  and  $\beta$  (56) o utilizando paquetes de software matemático para resolver la parte integral de la ecuación (55). Los valores requeridos se interpolan comúnmente a partir de la tabla o las curvas presentadas en la Figura 50 y la Figura 51 respectivamente.

### 9.3.1 Aplicación de la Ecuación de Hantush para Predecir el Abatimiento en un Acuífero Semi Confinado con Agua Liberada desde el Almacenamiento de la Capa Confinada

Cuando se conocen las propiedades hidráulicas de la secuencia de unidades geológicas que se ilustran en la Figura 49a, se puede utilizar la ecuación de Hantush para

aproximar el abatimiento en un punto de observación en cualquier momento  $t$  después de que haya comenzado el bombeo.

### Ejemplo

Un pozo de penetración completa bombea a 500 m<sup>3</sup>/d durante 0.2 d desde un acuífero arenoso confinado con fugas (o semi confinado) de 30 m de espesor, que está cubierto por un acuitardo rico en limo de 20 m de espesor. Las unidades de confinantes están superpuestas y subyacidas por unidades impermeables (Figura 49a). El pozo de observación se encuentra a 53 m del pozo de bombeo. La transmisividad del acuífero confinado es de 300 m<sup>2</sup>/d y el almacenamiento es de 0.00001. La conductividad hidráulica vertical del lecho confinante es de 0.3 m/d y la capacidad de almacenamiento del lecho confinante es de 0.00001. Calcule el abatimiento en el pozo de observación después de 0.2 d de bombeo.

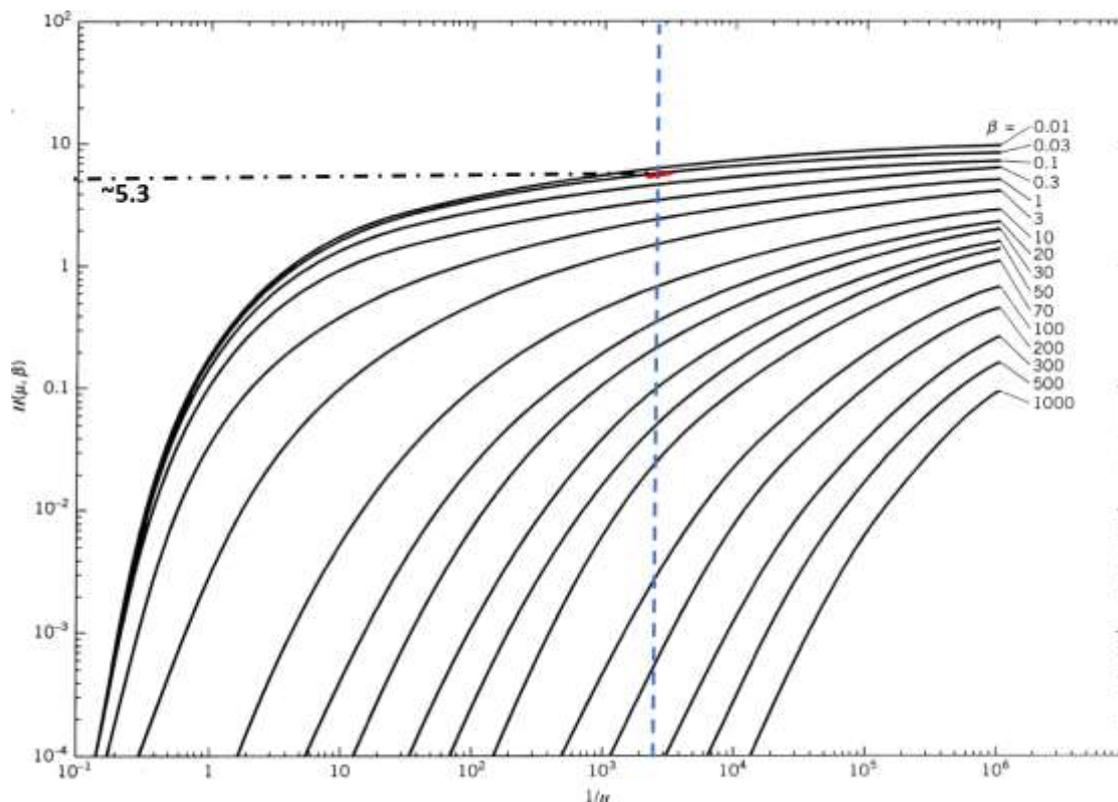
Utilizando la definición de  $u$  ( $u=r^2S/(4Tt)$ ) junto con las Ecuaciones (58) and (60), y la información enumerada anteriormente,  $H(u, \beta)$  se obtiene calculando primero  $u$  y  $\beta$ , y utilizando luego la Figura 50 para obtener la función del pozo de Hantush.

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(53 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(300 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.2 \text{ d}} = 0.0004$$

$$\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K'S'}{b'TS}} = \frac{53 \text{ m}}{4} \sqrt{\frac{0.3 \frac{\text{m}}{\text{d}} (0.00001)}{20 \text{ m} \left(300 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.00003}} = 0.05$$

Con  $u = 0.0004$  y  $\beta = 0.05$ , se obtiene  $H(u, \beta)$  y mediante interpolación de la Figura 50 o Figura 51. Con  $u = 0.0004$ ,  $\beta = 0.05$  entonces  $H(u, \beta)$  es alrededor de 6.52.

$u$	$\beta$	$H(u, \beta)$
0.0001	0.05	7.1771
0.0004	0.05	6.52 (interpolado)
0.0005	0.05	6.3523



**Figura 52** - Curvas tipo Hantush trazadas en escalas logarítmicas. La línea azul vertical discontinua es el valor calculado de  $1/ur$  (2,500) para el problema de ejemplo. La línea roja es el valor interpolado de  $\beta$ , aproximadamente 0,05, y la línea discontinua de punto negro es el valor interpolado de  $H(u, \beta)$ , aproximadamente 5,3. Este valor es inferior al que se deriva de las tablas. El trazado estrecho de las curvas de tipo dificultó la interpretación del valor de  $\beta$  asignado (modificado de Kruseman y de Ridder, 2000; Kasenow, 2001).

Entonces la Ecuación (57) brinda el valor del abatimiento.

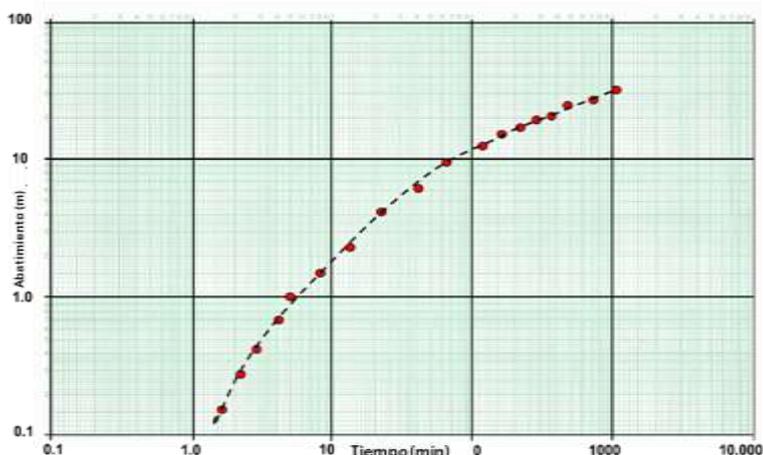
$$s(r, t) = \frac{500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 300 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 6.52 = 0.87 \text{ m}$$

### 9.3.2 Método de Ajuste de la Curva de Hantush para Calcular T y S de una Prueba de Bombeo en una Unidad de Acuífero Semi Confinado con Almacenamiento en el Acuitardo

La ecuación de Hantush se puede aplicar para determinar  $T$  y  $S$ , a partir de los datos de abatimiento en tiempo recopilados en un pozo de observación, cuando se bombea un acuífero semi confinado y se libera agua del almacenamiento de acuitardo. También se pueden derivar la conductividad hidráulica y las propiedades de almacenamiento de las unidades de confinamiento adyacentes. Se pueden utilizar las técnicas estándar de adaptación de curvas descritas en la Sección 8.3.1.

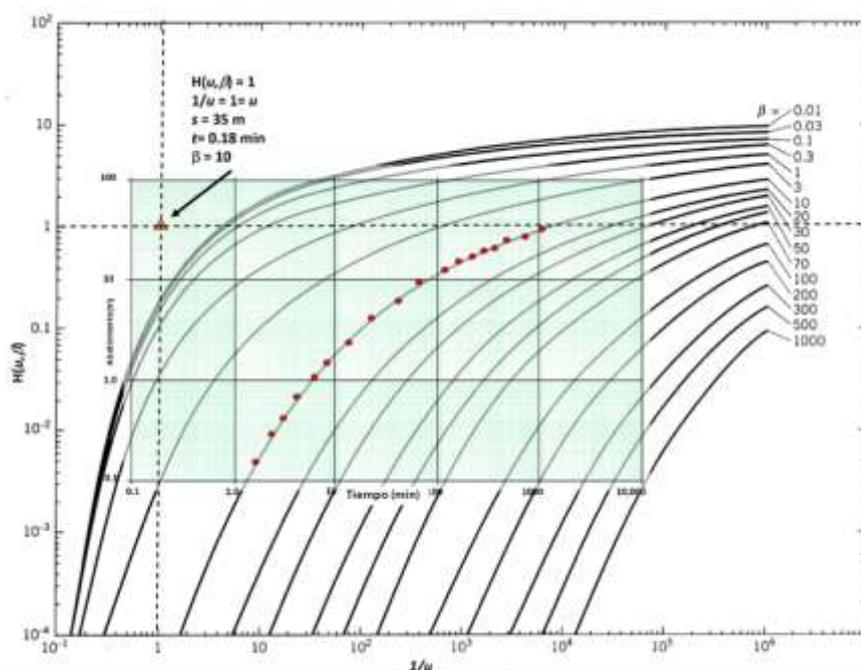
Después de que se han recopilado los datos de una prueba de bombeo,  $T$  y  $S$  para un acuífero semi confinado con liberación de agua del almacenamiento del lecho

confinante, se estiman trazando primero el abatimiento vs tiempo en un gráfico log-log a la misma escala que las curvas de tipo como se muestra en (Figura 53).



**Figura 53** - Gráfico log-log de la respuesta de un pozo de observación al bombeo de un pozo en un acuífero con semi confinamiento con liberación de agua proveniente del almacenamiento del lecho confinante.

El gráfico de datos (Figura 53) se superpone a las curvas de tipo (Figura 51). Manteniendo los ejes paralelos, el gráfico de datos de campo y el gráfico de curva de tipo se superponen y se desplazan hasta que las curvas coincidan (Figura 54). Se selecciona un punto de coincidencia de la parte superpuesta de las dos gráficas y se obtienen los valores de  $H(u, \beta)$ ,  $1/u$ ,  $s$ ,  $t$  y  $\beta$ . Las estimaciones de  $T$  y  $S$  para la unidad semi confinada, así como su conductividad hidráulica  $y$ , en los primeros momentos, los valores de almacenamiento de los lechos confinantes pueden estimarse utilizando las Ecuaciones (60) y (61) que se obtienen de la reorganización de la ecuación (57) y la definición de  $u$  ( $u=r^2S/(4Tt)$ ), respectivamente. El tiempo temprano se refiere al período después que comienza el bombeo cuando la unidad confinante libera agua del almacenamiento. El tiempo temprano es menor a  $b'S'/10K'$ .



**Figura 54** - Coincidencia de las curvas de los datos de un pozo de observación con las curvas de tipo Hantush. Las escalas de ambos gráficos son iguales y sus ejes se mantienen paralelos. El valor de  $\beta$  se obtiene a partir de la curva correspondiente y los valores del punto de coincidencia se obtienen en la ubicación del triángulo naranja (modificado de Reed (1980) y Kruseman y de Rldder (2000)).

$$T = \frac{Q}{4 \pi s} H(u, \beta) \quad (60)$$

$$S = \frac{u(4Tt)}{r^2} \quad (61)$$

donde:

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

$s$  = abatimiento (L)

$Q$  = caudal constante de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )

$H(u, \beta)$  = función de pozo de Hantush (adimensional)

$u$  =  $r^2S/(4Tt)$  (adimensional)

$r$  = distancia radial al pozo de observación (L)

$t$  = tiempo desde inicio del bombeo (T)

$S$  = almacenamiento del acuífero confinado (adimensional)

Una vez que se calculan  $T$  y  $S$  para el acuífero confinado bombeado, se pueden obtener estimaciones de la conductividad hidráulica vertical y las propiedades de almacenamiento de la unidad confinante como lo describen Schwartz y Zhang (2003). Para las condiciones que se muestran en la Figura 49a, cuando  $K''b''S'' = 0$ , entonces  $K'S'$  se calcula mediante la ecuación (62), que es un reordenamiento de la ecuación (58). Cuando

$K''S''=K'S'$  ((Figura 49a), entonces  $K'S'$  se calcula utilizando la ecuación (63), que es un reordenamiento de la ecuación (59).

$$K'S' = \frac{16 b'TS\beta^2}{r^2} \quad (62)$$

$$K'S' = \frac{16 TS\beta^2}{r^2} \left( \frac{b'b''}{b'+b''+2(b'b'')^{0.5}} \right) \quad (63)$$

donde:

- $\beta$  = definido por Ecuación (58), Ecuación (62), y por Ecuación (59) y Ecuación (63)
- $r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)
- $S'$  = almacenamiento de primera unidad de confinamiento (adimensional)
- $S''$  = almacenamiento de segunda unidad de confinamiento (adimensional)
- $S$  = almacenamiento de la unidad confinada siendo bombeada (adimensional)
- $T$  = transmisividad de la unidad confinada siendo bombeada ( $L^2T^{-1}$ )
- $K'$  = conductividad hidráulica vertical de primera unidad confinante ( $LT^{-1}$ )
- $b'$  = espesor de la primera unidad confinante (L)
- $K''$  = conductividad hidráulica vertical de segunda unidad confinante ( $LT^{-1}$ )
- $b''$  = espesor de segunda unidad confinada (L)

### Ejemplo

Los datos presentados en la Figura 54 representan el abatimiento en un pozo de observación que penetra completamente y que responde a un pozo que penetra completamente en un acuífero confinado que se bombea continuamente durante 1 día a 1,000 m<sup>3</sup>/d. El pozo de producción y el pozo de observación se completan en una unidad de arenisca de 20 m de espesor. El pozo de observación se encuentra a 100 m del pozo de bombeo. La unidad confinante que recubre la unidad semi confinada es una lutita arenosa de 10 m de espesor. Con base en esta información y en los resultados de la coincidencia de curvas, la T y la S de la unidad de arenisca confinada se pueden calcular de la siguiente manera utilizando las Ecuaciones (60) y (61).

$$T = \frac{1000 \frac{m^3}{d}}{4 (3.14) 35 m} (1) = 2.3 \frac{m^2}{d}$$

$$S = \frac{1 (4) 2.3 \frac{m^2}{d} 0.000125}{(100 m)^2} = 0.0000001 \text{ or } 1 \times 10^{-7}$$

Se utiliza un reordenamiento de la ecuación (58) para resolver la conductividad hidráulica del lecho confinante utilizando un valor conocido o estimado para la capacidad de almacenamiento de este lecho. Los métodos para estimar el almacenamiento confinado se proporcionan en [Recuadro 2](#) ↓. Cuando la unidad confinada es roca fracturada, Lohman (1972) sugiere que el almacenamiento de la unidad confinante se puede calcular multiplicando el espesor de la unidad en metros por 0.0000003/m. En este ejemplo el almacenamiento de la capa confinante es estimado en como 10 m por 0.0000003/m y es igual 0.000003.  $\beta$  del ajuste de la curva es 10. La ecuación (62) es reorganizada para obtener  $K'$ .

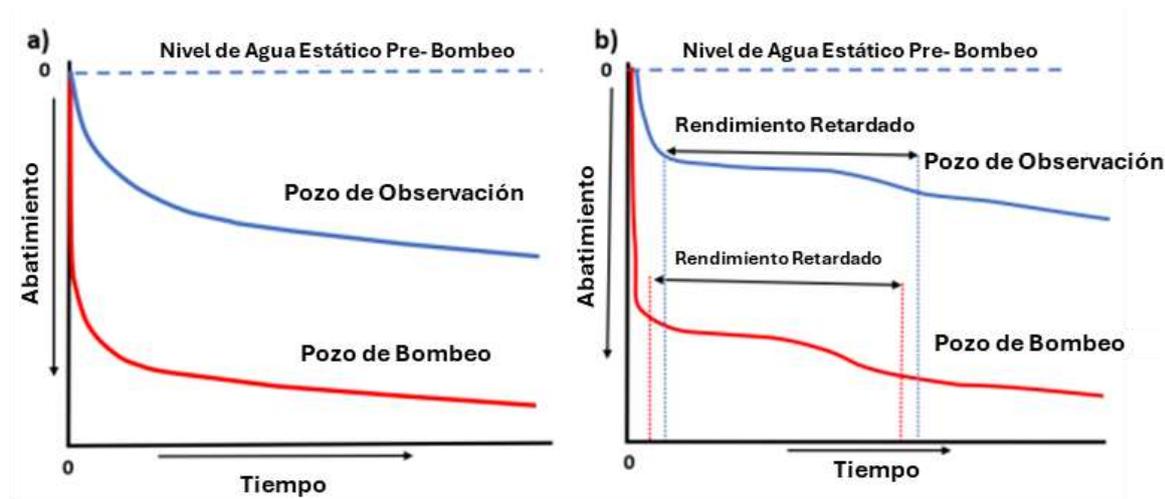
$$K' = \frac{16 b' T S \beta^2}{S' r^2} = \frac{16 (10 \text{ m}) 2.3 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} (0.0000001) (10)^2}{(0.000003) (100 \text{ m})^2} = 0.12 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

## 9.4 Una Oportunidad para Trabajar con Datos de Pruebas de Bombeo de un Acuífero Semi Confinado

En la [Sección 9](#) se discute la hidráulica de pozo en una unidad acuífera semi confinada. El [Ejercicio 3](#) ↓ brinda la oportunidad de primera mano para trabajar con datos recopilados en un pozo de observación durante una prueba de bombeo.

## 10 Modelos Analíticos Transitorios para Bombeo en un Acuífero No Confinado

A diferencia de un acuífero confinado, cuando se bombea en un sistema no confinado, una parte de la unidad se drena físicamente a medida que disminuyen los niveles de agua. Si los materiales del acuífero son isótropos y homogéneos, de grano grueso, y la liberación de agua del almacenamiento es más o menos instantánea, la respuesta del acuífero al bombeo reflejará la curva de tipo Theis. En este contexto, se utiliza la ecuación de Theis con una almacenamiento de  $S_y$  para representar la respuesta no confinada al bombeo (Figura 55a).



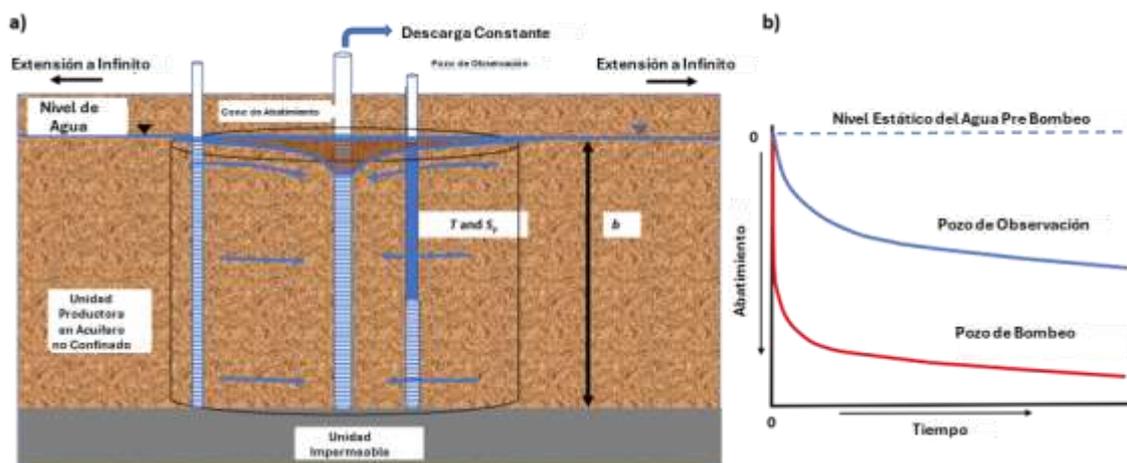
**Figura 55** - Esquemas de la respuesta aritmética de abatimiento-tiempo de un pozo de bombeo y un pozo de observación terminados en un acuífero no confinado que se bombea a una caudal constante. a) El acuífero se comporta como un sistema homogéneo isótropo con agua liberada instantáneamente del almacenamiento ( $S_y$ ). b) El abatimiento del acuífero se ve afectada por un retraso en la liberación de agua del almacenamiento. El periodo de retardo de rendimiento para el pozo de bombeo y el pozo de observación esta señalado con las líneas discontinuas roja y azul.

Sin embargo, muy frecuentemente el abatimiento exhibe un tiempo diferido. Esto es generalmente atribuido al flujo vertical de drenaje por gravedad que ocurre cuando el nivel de agua desciende y una proporción del acuífero es drenada. Este abatimiento resultante frecuentemente muestra un abatimiento en la pendiente a un tiempo intermedio y posteriormente continúa declinando (Figura 55b). La reducción temporal en el abatimiento es provocada por lo que se conoce como rendimiento diferido. El análisis de estas dos respuestas al bombeo se discuten en esta sección.

### 10.1 Aproximación a la Respuesta de Bombeo en un Acuífero No Confinado (o Libre) Mediante la Aproximación de Theis

Como se ilustra en la Figura 56, los datos de abatimiento vs tiempo en unidades no confinadas a veces reflejarán la respuesta de la curva de tipo Theis. Por ejemplo, en un

sistema isotrópico y homogéneo de alta conductividad hidráulica con grandes espacios porosos que se bombean a una caudal que da como resultado un pequeño abatimiento en el espesor saturado, es probable que el abatimiento refleje una respuesta similar a la de Theis.



**Figura 56** - Modelo conceptual de la respuesta de una unidad de agua no confinada de grano grueso isotrópica y homogénea al bombeo constante. El volumen del cono de abatimiento afectado en un momento específico está representado por el cilindro. El espesor saturado inicial es  $b$ . El volumen drenado se muestra en marrón. a) En este entorno, la naturaleza gruesa del material es tal que la franja capilar es pequeña y la liberación de agua drenada por gravedad agregada a la capa freática en declive es instantánea. b) La respuesta aritmética de abatimiento refleja la disminución logarítmica de Theis.

La ecuación analítica que describe el comportamiento de abatimiento resultante es la ecuación de Theis (Theis, 1935) que se muestra aquí como Ecuación (64). Si se conocen las propiedades formativas ( $T$  y  $S_y$ ), se puede calcular el abatimiento en cualquier lugar y momento utilizando la Ecuación (64). Para calcular  $u$ , el almacenamiento confinado se sustituye por el almacenamiento no confinado (Ecuación (65),  $S_y$  (discutido en detalle en el Recuadro 2).

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (64)$$

$$u = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (65)$$

donde:

$s(r, t)$  = abatimiento a la distancia radial  $r$  y tiempo  $t$  (L)

$Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

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

$t$  = tiempo (T)

$W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)

$S_y$  = almacenamiento de acuífero no confinado (rendimiento específico) (adimensional)

El abatimiento pronosticado se considera representativo si el grado de desagüe del acuífero a la distancia radial prescrita desde el pozo de bombeo es pequeño, inferior al 10 por ciento (Kasenow, 2001; USDI, 1981).

### Ejemplo

Si un acuífero no confinado con  $T = 300 \text{ m}^2/\text{d}$  y  $S_y = 0.08$  se bombea a  $1,000 \text{ m}^3/\text{d}$  durante 0.5 días, calcule el abatimiento a 100 m del pozo de bombeo. El espesor saturado previo al bombeo del acuífero no confinado es de 25 m. Se utiliza la ecuación (65) para calcular  $u$  y luego se determina la función del pozo de Theis a partir de la tabla que se muestra en la Figura 26.

$$u = \frac{(100 \text{ m})^2 0.08}{4 \left(300 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 0.5 \text{ d}} = 1.33$$

Este valor de  $u$  se ubica fuera del rango de la tabla Figura 26, sin embargo el valor es obtenido mediante [WolframAlpha.com Ecuación solver](https://www.wolframalpha.com) disponible en internet, como se muestra en la Figura 27 donde  $W(1.33)$  resulta en 0.13 y  $s$  puede ser calculado de la siguiente forma.

$$s = \frac{1000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 300 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 0.13 = 0.035 \text{ m}$$

Posterior se verifica si el valor del abatimiento proyectado requiere ser corregido. Si estos son menores que el 10 por ciento del espesor inicial del acuífero, entonces la corrección no es necesaria.

$$\text{porcentaje de espesor} = \frac{0.035 \text{ m}}{25 \text{ m}} (100) = 0.14 \text{ por ciento}$$

Menor del 10 por ciento del acuífero es drenado en esta posición, de tal forma que el abatimiento no requiere corrección.

En algunos casos, el abatimiento debido al bombeo en una unidad no confinada reduce considerablemente el espesor saturado, pero no se observa un retraso en el rendimiento. En estos entornos,  $T$  varía espacial y temporalmente debido a las diferencias sustanciales en el espesor,  $b=h$ , and  $T=Kb$ . El abatimiento proyectado por la ecuación de Theis para acuíferos no confinados es menor (los valores de abatimiento son menores) que lo que ocurriría en el campo para un sistema no confinado que experimenta una abatimiento significativo del espesor saturado. Jacob (1950) sugirió que los abatimientos pronosticados deberían corregirse para representar el abatimiento real que ocurriría con una deshidratación significativa. Recomendó que es necesario una corrección si la relación entre el abatimiento y el espesor saturado inicial era superior a 0.02. Este valor es más conservador que la orientación del 10 por ciento de la UDSI (1981). Schwartz y Zhang (2003)

presentan un método para corregir el abatimiento calculado. El valor de abatimiento corregido resultante será mayor que el valor calculado de la ecuación de Theis.

$$s = b - (b^2 - 2s'b)^{0.5} \quad (66)$$

donde:

- $s$  = abatimiento corregido para acuífero no confinado (L)
- $s'$  = abatimiento calculado usando el método standard de Theis (L)
- $b$  = espesor saturado pre bombeo de acuífero no confinado (L)

### Ejemplo

La ecuación de Theis se utiliza para estimar el abatimiento, 5,6 m, en un pozo de observación situado a 150 m de un pozo que bombea a 600 m<sup>3</sup>/d. El espesor saturado previo al bombeo fue de 30 m. Debido a que se produce cierta deshidratación, 5,6 m/30 m = 0,19, el abatimiento final de la capa freática resultante se obtendría utilizando la ecuación (66).

$$s = 30 \text{ m} - ((30 \text{ m})^2 - (2 (5.6 \text{ m}) (30 \text{ m}))^{0.5} = 6.25 \text{ m}$$

#### 10.1.1 Análisis de Pruebas de Bombeo

Cuando se realiza un ensayo de bombeo de este tipo de sistema no confinado, se aplican los métodos de adaptación de curvas descritos en la sección 8. Si el drenaje es inferior al 10 por ciento durante una prueba de bombeo, o utilizando la recomendación de Jacob (1950) inferior a  $s/b = 0.02$ , entonces los métodos estándar de coincidencia de curvas utilizando la curva de tipo Theis pueden realizarse utilizando las Ecuaciones (67) and (68).

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \quad (67)$$

$$S_y = \frac{u4Tt}{r^2} \quad (68)$$

donde:

- $T$  = transmisividad (L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>)
- $Q$  = caudal constante de bombeo (L<sup>3</sup>T<sup>-1</sup>)
- $s$  = abatimiento (L)
- $W(u)$  = función de pozo de Theis (adimensional)
- $S_y$  = rendimiento específico no confinado coeficiente de almacenamiento (adimensional)
- $u$  = argumento integral (adimensional)
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial al pozo de bombeo (L)

Sin embargo, si durante una prueba de bombeo se produce un drenaje significativo en los puntos de observación, es necesario corregir los abatimientos antes de aplicar un enfoque de coincidencia de la curva de Theis.

Una vez más, esto se debe a que, con una reducción en el espesor saturado, se produce un mayor descenso que si el acuífero permaneciera completamente saturado durante la prueba ( $T$  constante), ya que la reducción del espesor disminuye  $T$ . Esta corrección fue descrita por Jacob (1963) y en la Sección 7 de este libro. Se muestra aquí en la Ecuación (69). La corrección es válida para condiciones en las que entre el 10 y el 25 por ciento del espesor saturado se deshidrata durante la prueba (Kasenow, 2001). Una vez que se corrige el conjunto de datos, se puede utilizar para generar una curva de tiempo de abatimiento, después de lo cual se realiza un análisis de coincidencia de la curva de Theis.

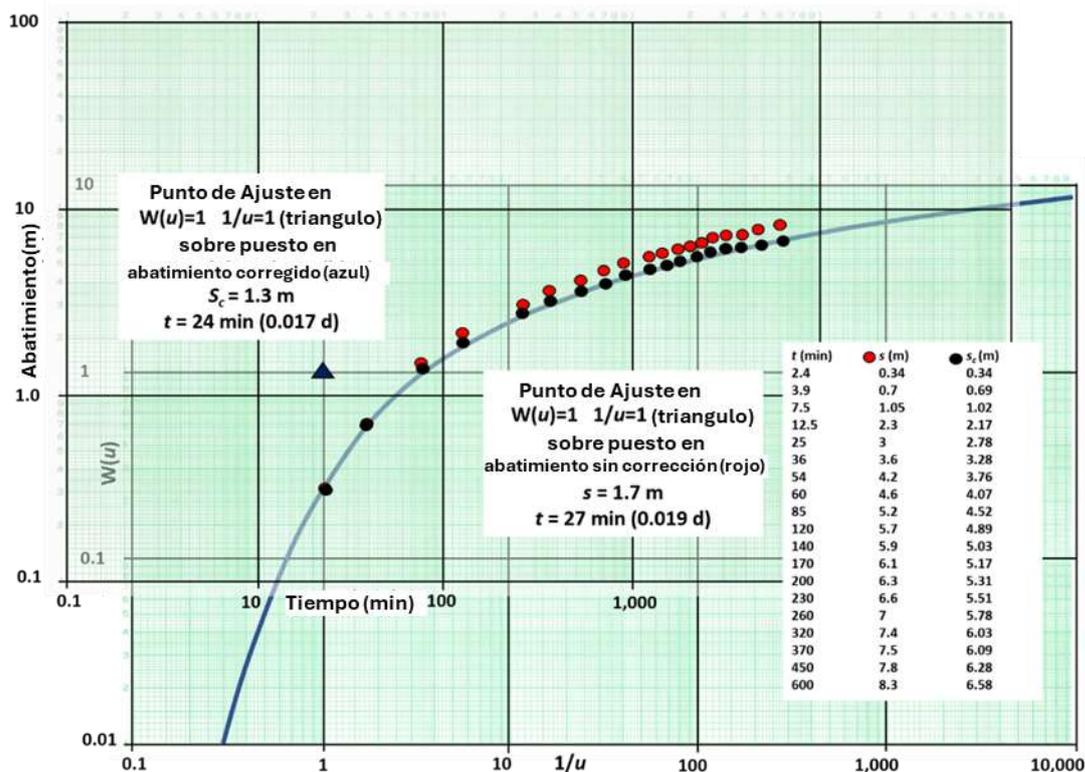
$$s_c = s - \frac{s^2}{2b} \quad (69)$$

donde:

- $s_c$  = abatimiento no confinado corregido (L)
- $s$  = medición de abatimiento durante la prueba de bombeo en acuífero no confinado (L)
- $b$  = espesor saturado inicial (L)

### Ejemplo

Un ejemplo de prueba de bombeo en un acuífero no confinado (o libre) que sigue al modelo de Theis se muestra en la Figura 57.



**Figura 57** - Datos de prueba de bombeo de un acuífero no confinado (o libre) sin rendimiento diferido, para un pozo de observación ubicado a 10 m de un pozo que bombea a un caudal constante de 3,000 m<sup>3</sup>/d. Los puntos rojos representan los datos de abatimiento observados. El espesor saturado previo al bombeo fue de 20 m. Los puntos negros son los datos corregidos que se utilizarán en un análisis de coincidencia de curvas de Theis. El triángulo negro es el punto de coincidencia para el abatimiento corregida. La ubicación del punto de coincidencia para los datos no corregidos no se muestra y se derivó de una coincidencia de curva independiente (no se muestra). Se muestra una tabla de datos de abatimiento de tiempo, donde s es el abatimiento de campo original y s<sub>c</sub> son los datos corregidos.

T y S<sub>y</sub> son calculados tanto para las curvas corregidas como las no corregidas, de tal forma que los resultados pueden ser comparados. Los datos no corregidos fueron ajustados (no se muestran) y el punto de ajuste con los valores de W(u) = 1, 1/u = 1 (u=1/1=1), s=1.7 m y tiempo = 27 min (0.019 d) fue obtenido. Usando las Ecuaciones (67) y (68), T y S<sub>y</sub> son calculados.

$$T = \frac{3000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 1.7 \text{ m}} (1) = 140.5 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S_y = \frac{1 (4) 140.5 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.019 \text{ d}}{(10 \text{ m})^2} = 0.11$$

Usando el punto de ajuste para valores corregidos los valores de T y S<sub>y</sub> son calculados.

$$T = \frac{3000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 1.3 \text{ m}} (1) = 183.7 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S_y = \frac{1 (4) 183.7 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.019 \text{ d}}{(10 \text{ m})^2} = 0.14$$

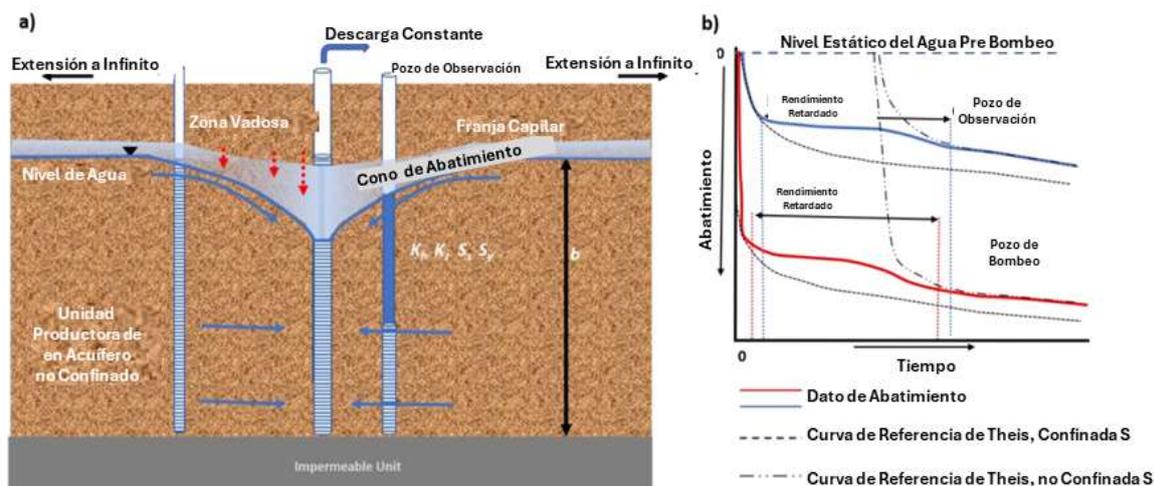
El uso del abatimiento corregido de un acuífero no confinado o libre, da como resultado que las propiedades hidrogeológicas del acuífero estén representadas por valores más altos (no influenciados por los efectos de la deshidratación).

En esta sección se explica que la solución de Theis se puede utilizar para representar las condiciones observadas en un acuífero no confinado (o libre). Cuando se bombea un sistema no confinado y se produce poco cambio en el espesor saturado, se puede aplicar directamente la ecuación de Theis y el método de coincidencia de curvas. Sin embargo, cuando el sistema no confinado se desagua significativamente durante el bombeo,  $T$  es variable, por lo que el uso de la predicción de las condiciones de abatimiento futuras mediante el método de Theis sin corrección de abatimiento sobreestimaré la magnitud de los abatimientos pronosticados. La siguiente sección presenta modelos analíticos utilizados para pronosticar los abatimientos y analizar los conjuntos de datos de bombeo para sistemas no confinados que experimentan un retraso en el rendimiento.

## 10.2 Formulación de Ecuaciones para Representar una Respuesta Diferida del Rendimiento

Como se muestra en la Figura 58, cuando se bombean algunos acuíferos freáticos, la respuesta de abatimiento comienza disminuyendo rápidamente, luego se retarda, puede alcanzar temporalmente el equilibrio y luego vuelve a aumentar. Esta respuesta se atribuye a tres condiciones: 1) en los primeros momentos se produce la liberación instantánea del agua almacenada en todo el espesor del acuífero a medida que disminuye la presión del agua, por lo que la capacidad de almacenamiento elástico controla la tasa de abatimiento ( $S = bS_s$ ); 2) en momentos intermedios, la disminución de la presión en todo el acuífero provoca un gradiente que hace que el agua drene de los poros cercanos a la capa freática, lo que tiene un efecto similar a la fuga de una unidad suprayacente y, por lo tanto, retrasa la progresión de la disminución del nivel del agua; 3) en momentos posteriores, el abatimiento en el acuífero despresurizado se controla mediante la liberación instantánea del agua almacenada de los poros en el nivel freático, por lo que el rendimiento específico controla la tasa de abatimiento ( $S = S_y$ ). La respuesta tardía del rendimiento se ha atribuido generalmente al movimiento vertical del agua drenada por gravedad que llega a la capa freática después de que se ha producido el abatimiento inicial. Se cree que la duración del fenómeno de rendimiento diferido está controlada por la relación entre la conductividad

hidráulica vertical y horizontal en la zona de drenaje por gravedad y la transmisividad general del acuífero (por ejemplo, Domenico y Schwartz, 1998).



**Figura 58** - Modelo conceptual de un acuífero no confinado (o libre) con retardo en el rendimiento. A medida que el nivel freático comienza a descender, se libera agua almacenada en la parte saturada del acuífero ( $S = S_y b$ ). Se produce una reducción en la tasa de abatimiento, a medida que aumentan los gradientes descendentes cerca y por encima del nivel freático, y el agua se mueve hacia abajo desde los poros que drenan cerca del nivel freático, dentro de la franja capilar migratoria y en los poros parcialmente saturados en la zona vadosa (por ejemplo, Nwankwor et al., 1992). A medida que avanza el tiempo, el cono de abatimiento se expande y la tasa de drenaje de la franja capilar y de la zona vadosa disminuyen, hasta que el abatimiento sigue el modelo de Theis, con una capacidad de almacenamiento igual al rendimiento específico ( $S=S_y$ ).

a) Una representación transversal de un acuífero infinito no confinado (o libre) que está siendo bombeado a un caudal constante. Las flechas azules representan las rutas de flujo subterráneo.  $b$  es el espesor saturado inicial.  $K_h$  y  $K_z$  son las conductividades hidráulicas horizontal y vertical. En las etapas iniciales del bombeo, el nivel freático disminuye y se produce un gradiente vertical en la zona por arriba del nivel. El agua de la franja capilar y el agua de la zona vadosa asociada (región sombreada de color azul claro y purpura por encima del nivel) se mueven verticalmente (flechas rojas discontinuas) recargando el nivel freático. A medida que continúa el bombeo, la tasa de drenaje por gravedad se vuelve más lenta y el abatimiento se controla directamente por el  $S_y$  del acuífero no confinado.

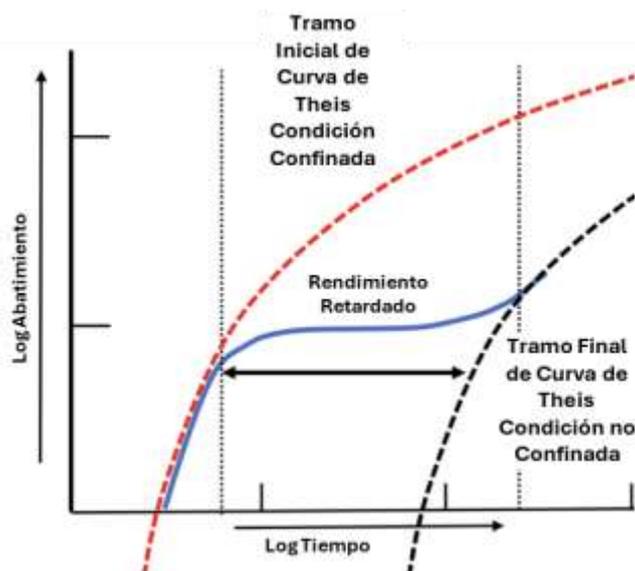
b) Gráficos aritméticos de la respuesta observada del nivel de agua al bombeo cuando se produce un rendimiento diferido. Al inicio, el abatimiento aumenta con rapidez, posteriormente se ralentiza, a medida que el volumen de agua que drena de la zona arriba del nivel freático, se incrementa. A medida que disminuye la disponibilidad de agua sujeta al drenaje en la zona por arriba del nivel freático, la tasa de abatimiento aumenta porque está controlada únicamente por el drenaje de los poros del nivel freático. Las flechas dobles indican el período de rendimiento diferido que comienza cuando los datos de abatimiento se apartan de la curva de Theis teórica definida por el almacenamiento elástico ( $S$ ) y termina cuando los datos se vuelven a unir a la curva de Theis definida por el drenaje de los poros en el nivel freático ( $S_y$ ).

Conceptualmente, a medida que se inicia el bombeo, la mayor parte de la descarga se compone de agua almacenada que se libera por compresión de la matriz del acuífero y expansión del agua, de manera análoga a la respuesta de un acuífero confinado,  $S = bS_s$  (Figura 58 y Recuadro 2). El trabajo de Nwankwor et al. (1992) muestra que la contribución del drenaje por gravedad de la zona vadosa también ocurre cuando se inicia el bombeo, sin embargo, el volumen que llega a la capa freática es pequeño. A medida que el nivel freático

disminuye, los gradientes verticales por encima del nivel freático aumentan con el tiempo sobre una zona de expansión alrededor del pozo, lo que induce un mayor flujo vertical desde los poros en la franja capilar que migra hacia abajo y en la zona vadosa por encima de la franja. Nwankwor y otros (1992) se refieren al agua en estos poros como exceso de almacenamiento. El período de reducción del abatimiento se denomina rendimiento retardado. Se observa en momentos intermedios de la prueba de bombeo cuando el volumen de entrada desde arriba es suficiente para complementar el volumen de agua que fluye desde la formación hasta el pozo proporcionando temporalmente una segunda fuente de agua al acuífero. El inicio y la duración de la demora están controlados por el volumen y la velocidad de drenaje (exceso de almacenamiento), así como por las propiedades de la porción saturada del acuífero ( $T$ ).

Históricamente, algunos investigadores han atribuido los mecanismos que controlan el retraso en el rendimiento únicamente a los procesos que ocurren en la porción saturada del acuífero (por ejemplo, Neuman, 1975). A la fecha, se conoce que procesos de la zona saturada y la zona vadosa también influyen (Nwankwor et al., 1992; Lin et al., 2019).

El período de retraso en el rendimiento puede durar desde segundos hasta decenas de horas (Todd y Mays, 2003). A medida que continúa el bombeo, la descarga está dominada por la liberación instantánea de agua del almacenamiento ( $S = S_y$ ), y las alturas comienzan a disminuir nuevamente después de estabilizarse. Tanto el abatimiento inicial como el empinamiento posterior al retraso del rendimiento de la respuesta de abatimiento reflejan el modelo de Theis en el que el agua bombeada se deriva solo del agua liberada inmediatamente del almacenamiento del acuífero (Figura 59).



**Figura 59** - Esquema de la respuesta de grafico log-log, en un pozo de observación durante el bombeo de un acuífero no confinado (o libre). Los primeros datos de tiempo coinciden con una curva de Theis (curva discontinua roja) que refleja el almacenamiento elástico ( $S$ ) antes de que el drenaje sea significativo. La porción de rendimiento diferido de la curva se aparta de las condiciones de Theis durante el tiempo intermedio como se indica la línea de flechas roja. A medida que avanza la prueba, el abatimiento aumenta

y coincide con una respuesta tardía de la curva de Theis (línea negra punteada derecha) basada en el drenaje de los poros en el nivel freático controlado por el rendimiento específico ( $S_y$ ).

### 10.3 Formulación de un Análisis de Rendimiento Diferido

En la Sección 6 se afirma que las Ecuaciones diferenciales que describen la respuesta del abatimiento al bombeo en entornos no confinados, no son lineales y no pueden resolverse directamente porque las variables independientes (p.ej. el espesor y la transmisividad) son una función de la variable dependiente (p.ej. la carga hidráulica). Se han desarrollado enfoques analíticos que describen la respuesta de los sistemas de aguas subterráneas no confinadas asumiendo que el comportamiento transitorio de abatimiento puede aproximarse mediante combinaciones de ecuaciones diferenciales lineales. Las ecuaciones analíticas desarrolladas para representar el proceso de rendimiento diferido son matemáticamente complejas y las diferentes representaciones de las soluciones analíticas de rendimiento diferido arrojan valores ligeramente diferentes de las propiedades del acuífero (por ejemplo, Lin et al., 2019; Nwankwor et al., 1992).

Como se describe en Lohman (1972), Boulton (1954a, 1954b, 1963, 1964) junto con Boulton y otros (1964), desarrolló un conjunto de ecuaciones analíticas y curvas de tipo para analizar los datos de pruebas hidráulicas que exhiben un rendimiento diferido. Estos enfoques fueron modificados por Neuman (1972, 1974, 1975). Generó una ecuación diferencial lineal que asumía un sumidero lineal para el pozo de bombeo y un drenaje instantáneo desde la franja capilar y la zona no saturada por encima del nivel freático (Moench et al., 2001).

En sentido estricto, no es correcto suponer una "liberación instantánea del agua almacenada de los poros de la capa freática". El drenaje se produce a partir de los poros dentro de la franja capilar y de los poros no saturados por encima de la franja capilar. A medida que el nivel freático disminuye, se produce un gradiente hidráulico vertical dentro de la franja capilar, especialmente cerca del pozo de bombeo (Nwankor et al, 1992). El abatimiento de la franja capilar es más lento que el abatimiento de la capa freática. Por esta razón, es mejor utilizar los datos de abatimiento de los pozos de observación que se encuentran a varios espesores de acuífero distantes del pozo bombeado donde los gradientes verticales dentro de la zona saturada son muy pequeños.

Desde el trabajo de Neuman, varios autores han intentado incorporar el efecto de la liberación y el movimiento del agua en la franja capilar y la zona no saturada dentro del cono de abatimiento, en soluciones analíticas de rendimiento diferido (por ejemplo, Moench et al, 2001; Nwankwor et al., 1992. Tartakovsky y Neuman, 2007). Lin et al. (2019) proporcionan un buen resumen de los esfuerzos anteriores y un método modificado para evaluar las pruebas hidráulicas no confinadas con rendimiento diferido. Las Ecuaciones que derivaron se resuelven y se vinculan con datos de pruebas de campo utilizando métodos numéricos sofisticados. Los métodos desarrollados por Tartakovsky & Neuman

(2007) y Moench (1997) están disponibles en la mayoría de los software comerciales (Sección 13).

Los métodos de emparejamiento de curvas de Neuman se presentan aquí para ser consistentes con otras secciones de este libro. Moench y otros (2001) afirman que para las condiciones que evaluaron, la coincidencia de la curva de Neuman con los datos de tiempo tardío proporcionó estimaciones razonables de  $T$ ,  $K_h$ ,  $K_z$  y  $S_y$  (donde  $K_z$  es la conductividad hidráulica vertical del acuífero). Sin embargo, su trabajo reveló que el enfoque de Neuman pasó por alto los efectos de los procesos de liberación de almacenamiento en los primeros momentos. Argumentan que se deben utilizar otros métodos para tener en cuenta los cambios de abatimiento tempranos e intermedios. Estos métodos tienen en cuenta la adición de agua almacenada a la capa freática mediante procesos de flujo no saturado (Moench et al., 2001).

Reconociendo estos problemas, este libro presenta el método de emparejamiento de curvas descrito por Neuman (1975) que se encuentra en muchos libros de texto sobre aguas subterráneas. Proporciona tablas de variables y familias de curvas trazadas. Los lectores interesados en un análisis más detallado de las representaciones de rendimiento diferido lo encontrarán en Moench et al. (2001) y Lin et al. (2019). Los paquetes de software comerciales suelen incluir el método Neuman, así como otros métodos que se pueden utilizar para analizar los resultados de las pruebas de bombeo en acuíferos no confinados (o libres). Las listas de software y los métodos que emplean se proporcionan en la Sección 13 de este libro.

### 10.3.1 Desarrollo Matemático de un Método de Análisis de Rendimiento Diferido

La solución de Neuman (1974, 1975) implica una integral con tres variables,  $u_a$ ,  $u_y$ , y  $\eta$ , como se muestra en la ecuación (70).  $W(u_a, u_y, \eta)$  es la función del pozo de Neuman. Schwartz y Zhang, (2003) señalan que la evaluación de la solución analítica de Neuman requiere "... una gran cantidad de tiempo". Reforzando su trabajo original, se han aplicado métodos numéricos para aumentar la precisión y la eficiencia de los cálculos (Moench y Qgata, 1984; Moench 1993, 1995 y 1996). La ecuación general resultante se describe mediante las Ecuaciones (70), (71), (72) y (73).

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u_a, u_y, \eta) \quad (70)$$

$$u_a = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (71)$$

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (72)$$

$$\eta = \frac{r^2 K_z}{b^2 K_h} \quad (73)$$

donde:

- $s(r,t)$  = abatimiento radial a distancia  $r$  y tiempo  $t$  (L)
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $S$  = almacenamiento en tiempo inicial en condiciones confinadas ( $bS_s$ )  
(adimensional)
- $b$  = espesor saturado antes de bombeo (L)
- $S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )
- $S_y$  = almacenamiento a tiempos tardíos, rendimiento específico  
(adimensional)
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial al pozo de observación (L)
- $W(u_a, u_y, \eta)$  = función de pozo de Neuman unidad no confinada (adimensional)
- $u_a$  = valores de  $u$  tiempo iniciales (adimensional)
- $u_y$  = valores de  $u$  tiempo tardío (adimensional)
- $K_z$  = conductividad hidráulica vertical del acuífero no confinado ( $LT^{-1}$ )
- $K_h$  = conductividad hidráulica horizontal del acuífero no confinado ( $LT^{-1}$ )

El cálculo de la abatimiento en un pozo de observación situado a cierta distancia  $r$  del pozo de bombeo requiere valores de  $T$ ,  $S$  y  $S_y$ , el espesor saturado inicial del acuífero  $b$  y los valores de conductividad hidráulica horizontal y vertical del acuífero no confinado, como se indica en las Ecuaciones (70) a (73). Estos parámetros se utilizan para generar un valor de la función del pozo,  $W(u_a, u_y, \eta)$ , a partir de tablas compiladas (Figura 60 y Figura 61). Los cálculos para predecir el abatimiento utilizando la ecuación (70) se pueden hacer para cualquier valor  $r$  y  $t$ . La predicción o etapa temprana del abatimiento del tiempo utiliza una  $u_a$  de la ecuación (71) y la predicción o etapa tardía del abatimiento utiliza  $u_y$  de la ecuación (72).

$1/u_A$	$\beta = 0.001$	$\beta = 0.004$	$\beta = 0.01$	$\beta = 0.03$	$\beta = 0.06$	$\beta = 0.1$	$\beta = 0.2$	$\beta = 0.4$	$\beta = 0.6$
$4 \times 10^{-1}$	$2.48 \times 10^{-2}$	$2.43 \times 10^{-2}$	$2.41 \times 10^{-2}$	$2.35 \times 10^{-2}$	$2.30 \times 10^{-2}$	$2.24 \times 10^{-2}$	$2.14 \times 10^{-2}$	$1.99 \times 10^{-2}$	$1.88 \times 10^{-2}$
$8 \times 10^{-1}$	$1.45 \times 10^{-1}$	$1.42 \times 10^{-1}$	$1.40 \times 10^{-1}$	$1.36 \times 10^{-1}$	$1.31 \times 10^{-1}$	$1.27 \times 10^{-1}$	$1.19 \times 10^{-1}$	$1.08 \times 10^{-1}$	$9.88 \times 10^{-2}$
$1.4 \times 10^0$	$3.58 \times 10^{-1}$	$3.52 \times 10^{-1}$	$3.45 \times 10^{-1}$	$3.31 \times 10^{-1}$	$3.18 \times 10^{-1}$	$3.04 \times 10^{-1}$	$2.79 \times 10^{-1}$	$2.44 \times 10^{-1}$	$2.17 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^0$	$6.62 \times 10^{-1}$	$6.48 \times 10^{-1}$	$6.33 \times 10^{-1}$	$6.01 \times 10^{-1}$	$5.70 \times 10^{-1}$	$5.40 \times 10^{-1}$	$4.83 \times 10^{-1}$	$4.03 \times 10^{-1}$	$3.43 \times 10^{-1}$
$4 \times 10^0$	$1.02 \times 10^0$	$9.92 \times 10^{-1}$	$9.63 \times 10^{-1}$	$9.05 \times 10^{-1}$	$8.49 \times 10^{-1}$	$7.92 \times 10^{-1}$	$6.88 \times 10^{-1}$	$5.42 \times 10^{-1}$	$4.38 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^0$	$1.57 \times 10^0$	$1.52 \times 10^0$	$1.46 \times 10^0$	$1.35 \times 10^0$	$1.23 \times 10^0$	$1.12 \times 10^0$	$9.18 \times 10^{-1}$	$6.59 \times 10^{-1}$	$4.97 \times 10^{-1}$
$1.4 \times 10^1$	$2.05 \times 10^0$	$1.97 \times 10^0$	$1.88 \times 10^0$	$1.70 \times 10^0$	$1.51 \times 10^0$	$1.34 \times 10^0$	$1.03 \times 10^0$	$6.90 \times 10^{-1}$	$5.07 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^1$	$2.52 \times 10^0$	$2.41 \times 10^0$	$2.27 \times 10^0$	$1.99 \times 10^0$	$1.73 \times 10^0$	$1.47 \times 10^0$	$1.07 \times 10^0$	$6.96 \times 10^{-1}$	
$4 \times 10^1$	$2.97 \times 10^0$	$2.80 \times 10^0$	$2.61 \times 10^0$	$2.22 \times 10^0$	$1.85 \times 10^0$	$1.53 \times 10^0$	$1.08 \times 10^0$		
$8 \times 10^1$	$3.56 \times 10^0$	$3.30 \times 10^0$	$3.00 \times 10^0$	$2.41 \times 10^0$	$1.92 \times 10^0$	$1.55 \times 10^0$			
$1.4 \times 10^2$	$4.01 \times 10^0$	$3.65 \times 10^0$	$3.23 \times 10^0$	$2.48 \times 10^0$	$1.93 \times 10^0$				
$2.4 \times 10^2$	$4.42 \times 10^0$	$3.93 \times 10^0$	$3.37 \times 10^0$	$2.49 \times 10^0$	$1.94 \times 10^0$				
$4 \times 10^2$	$4.77 \times 10^0$	$4.12 \times 10^0$	$3.43 \times 10^0$	$2.50 \times 10^0$					
$8 \times 10^2$	$5.16 \times 10^0$	$4.26 \times 10^0$	$3.45 \times 10^0$						
$1.4 \times 10^3$	$5.40 \times 10^0$	$4.29 \times 10^0$	$3.46 \times 10^0$						
$2.4 \times 10^3$	$5.54 \times 10^0$	$4.30 \times 10^0$							
$4 \times 10^3$	$5.59 \times 10^0$								
$8 \times 10^3$	$5.62 \times 10^0$								
$1.4 \times 10^4$	$5.62 \times 10^0$	$4.30 \times 10^0$	$3.46 \times 10^0$	$2.50 \times 10^0$	$1.94 \times 10^0$	$1.55 \times 10^0$	$1.08 \times 10^0$	$6.96 \times 10^{-1}$	$5.07 \times 10^{-1}$

$1/u_A$	$\beta = 0.8$	$\beta = 1.0$	$\beta = 1.5$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.5$	$\beta = 3.0$	$\beta = 4.0$	$\beta = 5.0$	$\beta = 6.0$	$\beta = 7.0$
$4 \times 10^{-1}$	$1.79 \times 10^{-2}$	$1.70 \times 10^{-2}$	$1.53 \times 10^{-2}$	$1.38 \times 10^{-2}$	$1.25 \times 10^{-2}$	$1.13 \times 10^{-2}$	$9.33 \times 10^{-3}$	$7.72 \times 10^{-3}$	$6.39 \times 10^{-3}$	$5.30 \times 10^{-3}$
$8 \times 10^{-1}$	$9.15 \times 10^{-2}$	$8.49 \times 10^{-2}$	$7.13 \times 10^{-2}$	$6.03 \times 10^{-2}$	$5.11 \times 10^{-2}$	$4.35 \times 10^{-2}$	$3.17 \times 10^{-2}$	$2.34 \times 10^{-2}$	$1.74 \times 10^{-2}$	$1.31 \times 10^{-2}$
$1.4 \times 10^0$	$1.94 \times 10^{-1}$	$1.75 \times 10^{-1}$	$1.36 \times 10^{-1}$	$1.07 \times 10^{-1}$	$8.46 \times 10^{-2}$	$6.78 \times 10^{-2}$	$4.45 \times 10^{-2}$	$3.02 \times 10^{-2}$	$2.10 \times 10^{-2}$	$1.51 \times 10^{-2}$
$2.4 \times 10^0$	$2.96 \times 10^{-1}$	$2.56 \times 10^{-1}$	$1.82 \times 10^{-1}$	$1.33 \times 10^{-1}$	$1.01 \times 10^{-1}$	$7.67 \times 10^{-2}$	$4.76 \times 10^{-2}$	$3.13 \times 10^{-2}$	$2.14 \times 10^{-2}$	$1.52 \times 10^{-2}$
$4 \times 10^0$	$3.60 \times 10^{-1}$	$3.00 \times 10^{-1}$	$1.99 \times 10^{-1}$	$1.40 \times 10^{-1}$	$1.03 \times 10^{-1}$	$7.79 \times 10^{-2}$	$4.78 \times 10^{-2}$		$2.15 \times 10^{-2}$	
$8 \times 10^0$	$3.91 \times 10^{-1}$	$3.17 \times 10^{-1}$	$2.03 \times 10^{-1}$	$1.41 \times 10^{-1}$						
$1.4 \times 10^1$	$3.94 \times 10^{-1}$									
$2.4 \times 10^1$										
$4 \times 10^1$										
$8 \times 10^1$										
$1.4 \times 10^2$										
$2.4 \times 10^2$										
$4 \times 10^2$										
$8 \times 10^2$										
$1.4 \times 10^3$										
$2.4 \times 10^3$										
$4 \times 10^3$										
$8 \times 10^3$										
$1.4 \times 10^4$	$3.94 \times 10^{-1}$	$3.17 \times 10^{-1}$	$2.03 \times 10^{-1}$	$1.41 \times 10^{-1}$	$1.03 \times 10^{-1}$	$7.79 \times 10^{-2}$	$4.78 \times 10^{-2}$	$3.13 \times 10^{-2}$	$2.15 \times 10^{-2}$	$1.52 \times 10^{-2}$

**Figura 60** – Tabla de valores de la función del pozo para etapa temprana presentada por Kruseman y de Ridder (2000), para la función de pozo de Neuman para acuíferos no confinados con rendimiento diferido. Se uso una notación ligeramente diferente a la presentada en este libro, usando  $u_A$  como equivalente para  $u_a$  y  $\beta$  en el lugar de  $\eta$ . Es decir, los valores de  $\beta$  en esta tabla son equivalentes a  $\eta$  este libro (Kruseman & de Ridder, 2000).

$1/u_B$	$\beta = 0.001$	$\beta = 0.004$	$\beta = 0.01$	$\beta = 0.03$	$\beta = 0.06$	$\beta = 0.1$	$\beta = 0.2$	$\beta = 0.4$	$\beta = 0.6$
$4 \times 10^{-4}$	$5.62 \times 10^0$	$4.30 \times 10^0$	$3.46 \times 10^0$	$2.50 \times 10^0$	$1.94 \times 10^0$	$1.56 \times 10^0$	$1.09 \times 10^0$	$6.97 \times 10^{-1}$	$5.08 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^{-4}$									
$1.4 \times 10^{-3}$									
$2.4 \times 10^{-3}$									
$4 \times 10^{-3}$								$6.97 \times 10^{-1}$	$5.08 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^{-3}$								$6.97 \times 10^{-1}$	$5.09 \times 10^{-1}$
$1.4 \times 10^{-2}$								$6.98 \times 10^{-1}$	$5.10 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^{-2}$								$7.00 \times 10^{-1}$	$5.12 \times 10^{-1}$
$4 \times 10^{-2}$								$7.03 \times 10^{-1}$	$5.16 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^{-2}$						$1.56 \times 10^0$	$1.09 \times 10^0$	$7.10 \times 10^{-1}$	$5.24 \times 10^{-1}$
$1.4 \times 10^{-1}$					$1.94 \times 10^0$	$1.56 \times 10^0$	$1.10 \times 10^0$	$7.20 \times 10^{-1}$	$5.37 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^{-1}$				$2.50 \times 10^0$	$1.95 \times 10^0$	$1.57 \times 10^0$	$1.11 \times 10^0$	$7.37 \times 10^{-1}$	$5.57 \times 10^{-1}$
$4 \times 10^{-1}$				$2.51 \times 10^0$	$1.96 \times 10^0$	$1.58 \times 10^0$	$1.13 \times 10^0$	$7.63 \times 10^{-1}$	$5.89 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^{-1}$	$5.62 \times 10^0$	$4.30 \times 10^0$	$3.46 \times 10^0$	$2.52 \times 10^0$	$1.98 \times 10^0$	$1.61 \times 10^0$	$1.18 \times 10^0$	$8.29 \times 10^{-1}$	$6.67 \times 10^{-1}$
$1.4 \times 10^0$	$5.63 \times 10^0$	$4.31 \times 10^0$	$3.47 \times 10^0$	$2.54 \times 10^0$	$2.01 \times 10^0$	$1.66 \times 10^0$	$1.24 \times 10^0$	$9.22 \times 10^{-1}$	$7.80 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^0$	$5.63 \times 10^0$	$4.31 \times 10^0$	$3.49 \times 10^0$	$2.57 \times 10^0$	$2.06 \times 10^0$	$1.73 \times 10^0$	$1.35 \times 10^0$	$1.07 \times 10^0$	$9.54 \times 10^{-1}$
$4 \times 10^0$	$5.63 \times 10^0$	$4.32 \times 10^0$	$3.51 \times 10^0$	$2.62 \times 10^0$	$2.13 \times 10^0$	$1.83 \times 10^0$	$1.50 \times 10^0$	$1.29 \times 10^0$	$1.20 \times 10^0$
$8 \times 10^0$	$5.64 \times 10^0$	$4.35 \times 10^0$	$3.56 \times 10^0$	$2.73 \times 10^0$	$2.31 \times 10^0$	$2.07 \times 10^0$	$1.85 \times 10^0$	$1.72 \times 10^0$	$1.68 \times 10^0$
$1.4 \times 10^1$	$5.65 \times 10^0$	$4.38 \times 10^0$	$3.63 \times 10^0$	$2.88 \times 10^0$	$2.55 \times 10^0$	$2.37 \times 10^0$	$2.23 \times 10^0$	$2.17 \times 10^0$	$2.15 \times 10^0$
$2.4 \times 10^1$	$5.67 \times 10^0$	$4.44 \times 10^0$	$3.74 \times 10^0$	$3.11 \times 10^0$	$2.86 \times 10^0$	$2.75 \times 10^0$	$2.68 \times 10^0$	$2.66 \times 10^0$	$2.65 \times 10^0$
$4 \times 10^1$	$5.70 \times 10^0$	$4.52 \times 10^0$	$3.90 \times 10^0$	$3.40 \times 10^0$	$3.24 \times 10^0$	$3.18 \times 10^0$	$3.15 \times 10^0$	$3.14 \times 10^0$	$3.14 \times 10^0$
$8 \times 10^1$	$5.76 \times 10^0$	$4.71 \times 10^0$	$4.22 \times 10^0$	$3.92 \times 10^0$	$3.85 \times 10^0$	$3.83 \times 10^0$	$3.82 \times 10^0$	$3.82 \times 10^0$	$3.82 \times 10^0$
$1.4 \times 10^2$	$5.85 \times 10^0$	$4.94 \times 10^0$	$4.58 \times 10^0$	$4.40 \times 10^0$	$4.38 \times 10^0$	$4.38 \times 10^0$	$4.37 \times 10^0$	$4.37 \times 10^0$	$4.37 \times 10^0$
$2.4 \times 10^2$	$5.99 \times 10^0$	$5.23 \times 10^0$	$5.00 \times 10^0$	$4.92 \times 10^0$	$4.91 \times 10^0$	$4.91 \times 10^0$	$4.91 \times 10^0$	$4.91 \times 10^0$	$4.91 \times 10^0$
$4 \times 10^2$	$6.16 \times 10^0$	$5.59 \times 10^0$	$5.46 \times 10^0$	$5.42 \times 10^0$	$5.42 \times 10^0$				

$1/u_B$	$\beta = 0.8$	$\beta = 1.0$	$\beta = 1.5$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.5$	$\beta = 3.0$	$\beta = 4.0$	$\beta = 5.0$	$\beta = 6.0$	$\beta = 7.0$
$4 \times 10^{-4}$	$3.95 \times 10^{-1}$	$3.18 \times 10^{-1}$	$2.04 \times 10^{-1}$	$1.42 \times 10^{-1}$	$1.03 \times 10^{-1}$	$7.80 \times 10^{-2}$	$4.79 \times 10^{-2}$	$3.14 \times 10^{-2}$	$2.15 \times 10^{-2}$	$1.53 \times 10^{-2}$
$8 \times 10^{-4}$						$7.81 \times 10^{-2}$	$4.80 \times 10^{-2}$	$3.15 \times 10^{-2}$	$2.16 \times 10^{-2}$	$1.53 \times 10^{-2}$
$1.4 \times 10^{-3}$					$1.03 \times 10^{-1}$	$7.83 \times 10^{-2}$	$4.81 \times 10^{-2}$	$3.16 \times 10^{-2}$	$2.17 \times 10^{-2}$	$1.54 \times 10^{-2}$
$2.4 \times 10^{-3}$					$1.04 \times 10^{-1}$	$7.85 \times 10^{-2}$	$4.84 \times 10^{-2}$	$3.18 \times 10^{-2}$	$2.19 \times 10^{-2}$	$1.56 \times 10^{-2}$
$4 \times 10^{-3}$	$3.95 \times 10^{-1}$	$3.18 \times 10^{-1}$	$2.04 \times 10^{-1}$	$1.42 \times 10^{-1}$	$1.04 \times 10^{-1}$	$7.89 \times 10^{-2}$	$4.87 \times 10^{-2}$	$3.21 \times 10^{-2}$	$2.21 \times 10^{-2}$	$1.58 \times 10^{-2}$
$8 \times 10^{-3}$	$3.96 \times 10^{-1}$	$3.19 \times 10^{-1}$	$2.05 \times 10^{-1}$	$1.43 \times 10^{-1}$	$1.05 \times 10^{-1}$	$7.99 \times 10^{-2}$	$4.96 \times 10^{-2}$	$3.29 \times 10^{-2}$	$2.28 \times 10^{-2}$	$1.64 \times 10^{-2}$
$1.4 \times 10^{-2}$	$3.97 \times 10^{-1}$	$3.21 \times 10^{-1}$	$2.07 \times 10^{-1}$	$1.45 \times 10^{-1}$	$1.07 \times 10^{-1}$	$8.14 \times 10^{-2}$	$5.09 \times 10^{-2}$	$3.41 \times 10^{-2}$	$2.39 \times 10^{-2}$	$1.73 \times 10^{-2}$
$2.4 \times 10^{-2}$	$3.99 \times 10^{-1}$	$3.23 \times 10^{-1}$	$2.09 \times 10^{-1}$	$1.47 \times 10^{-1}$	$1.09 \times 10^{-1}$	$8.38 \times 10^{-2}$	$5.32 \times 10^{-2}$	$3.61 \times 10^{-2}$	$2.57 \times 10^{-2}$	$1.89 \times 10^{-2}$
$4 \times 10^{-2}$	$4.03 \times 10^{-1}$	$3.27 \times 10^{-1}$	$2.13 \times 10^{-1}$	$1.52 \times 10^{-1}$	$1.13 \times 10^{-1}$	$8.79 \times 10^{-2}$	$5.68 \times 10^{-2}$	$3.93 \times 10^{-2}$	$2.86 \times 10^{-2}$	$2.15 \times 10^{-2}$
$8 \times 10^{-2}$	$4.12 \times 10^{-1}$	$3.37 \times 10^{-1}$	$2.24 \times 10^{-1}$	$1.62 \times 10^{-1}$	$1.24 \times 10^{-1}$	$9.80 \times 10^{-2}$	$6.61 \times 10^{-2}$	$4.78 \times 10^{-2}$	$3.62 \times 10^{-2}$	$2.84 \times 10^{-2}$
$1.4 \times 10^{-1}$	$4.25 \times 10^{-1}$	$3.50 \times 10^{-1}$	$2.39 \times 10^{-1}$	$1.78 \times 10^{-1}$	$1.39 \times 10^{-1}$	$1.13 \times 10^{-1}$	$8.06 \times 10^{-2}$	$6.12 \times 10^{-2}$	$4.86 \times 10^{-2}$	$3.98 \times 10^{-2}$
$2.4 \times 10^{-1}$	$4.47 \times 10^{-1}$	$3.74 \times 10^{-1}$	$2.65 \times 10^{-1}$	$2.05 \times 10^{-1}$	$1.66 \times 10^{-1}$	$1.40 \times 10^{-1}$	$1.06 \times 10^{-1}$	$8.53 \times 10^{-2}$	$7.14 \times 10^{-2}$	$6.14 \times 10^{-2}$
$4 \times 10^{-1}$	$4.83 \times 10^{-1}$	$4.12 \times 10^{-1}$	$3.07 \times 10^{-1}$	$2.48 \times 10^{-1}$	$2.10 \times 10^{-1}$	$1.84 \times 10^{-1}$	$1.49 \times 10^{-1}$	$1.28 \times 10^{-1}$	$1.13 \times 10^{-1}$	$1.02 \times 10^{-1}$
$8 \times 10^{-1}$	$5.71 \times 10^{-1}$	$5.06 \times 10^{-1}$	$4.10 \times 10^{-1}$	$3.57 \times 10^{-1}$	$3.23 \times 10^{-1}$	$2.98 \times 10^{-1}$	$2.66 \times 10^{-1}$	$2.45 \times 10^{-1}$	$2.31 \times 10^{-1}$	$2.20 \times 10^{-1}$
$1.4 \times 10^0$	$6.97 \times 10^{-1}$	$6.42 \times 10^{-1}$	$5.62 \times 10^{-1}$	$5.17 \times 10^{-1}$	$4.89 \times 10^{-1}$	$4.70 \times 10^{-1}$	$4.45 \times 10^{-1}$	$4.30 \times 10^{-1}$	$4.19 \times 10^{-1}$	$4.11 \times 10^{-1}$
$2.4 \times 10^0$	$8.89 \times 10^{-1}$	$8.50 \times 10^{-1}$	$7.92 \times 10^{-1}$	$7.63 \times 10^{-1}$	$7.45 \times 10^{-1}$	$7.33 \times 10^{-1}$	$7.18 \times 10^{-1}$	$7.09 \times 10^{-1}$	$7.03 \times 10^{-1}$	$6.99 \times 10^{-1}$
$4 \times 10^0$	$1.16 \times 10^0$	$1.13 \times 10^0$	$1.10 \times 10^0$	$1.08 \times 10^0$	$1.07 \times 10^0$	$1.07 \times 10^0$	$1.06 \times 10^0$	$1.06 \times 10^0$	$1.05 \times 10^0$	$1.05 \times 10^0$
$8 \times 10^0$	$1.66 \times 10^0$	$1.65 \times 10^0$	$1.64 \times 10^0$	$1.63 \times 10^0$						
$1.4 \times 10^1$	$2.15 \times 10^0$	$2.14 \times 10^0$								
$2.4 \times 10^1$	$2.65 \times 10^0$	$2.65 \times 10^0$	$2.65 \times 10^0$	$2.64 \times 10^0$						
$4 \times 10^1$	$3.14 \times 10^0$									
$8 \times 10^1$	$3.82 \times 10^0$									
$1.4 \times 10^2$	$4.37 \times 10^0$									
$2.4 \times 10^2$	$4.91 \times 10^0$									
$4 \times 10^2$	$5.42 \times 10^0$									

**Figura 61** - Table de valores de la función de pozo para etapa tardía presentada por Kruseman y de Ridder (2000) para la función de pozo de Neuman para acuífero no confinado con rendimiento diferido. Se uso una notación ligeramente diferente a la presentada en este libro, usando  $u_B$  como equivalente a  $u_y$  y  $\beta$  en lugar de  $\eta$ . Esto es, los valores de  $\beta$  en esta tabla son equivalente a  $\eta$  en este libro Kruseman & de Ridder, 2000).

Como se indicó anteriormente, la tabla de valores (Figura 60 y Figura 61) representa un subconjunto de valores que se generan sustituyendo combinaciones de  $u_a$ ,  $u_y$ , y  $\eta$  en la solución analítica para producir valores de  $W(u_a, u_y, \eta)$ . Los valores de las tablas se pueden trazar para crear curvas de tipo. Si se requieren curvas de tipo con otros valores de  $\eta$ , pueden generarse utilizando una solución analítica disponible (por ejemplo, Neuman, 1972, 1974, 1975). En la mayoría de los casos, otros valores de  $\eta$  se interpolan a partir de los cuadros que se muestran en las Figuras 60 y 61.

### Ejemplo

En este ejemplo, se calcula el abatimiento en un pozo de observación situado a 200 m del pozo de bombeo en un acuífero no confinado (o libre). El espesor saturado previo al bombeo es de 30 m,  $T = 3,000 \text{ m}^2/\text{d}$ ,  $S_y = 0.15$ ,  $K_z = 10 \text{ m/d}$  y  $K_h = 100 \text{ m/d}$ . Supongamos que el pozo ha estado bombeando a una tasa constante de  $2,505 \text{ m}^3/\text{d}$  durante 1 día y que es probable que el rendimiento retrasado haya cesado. El valor de  $u_y$  en la etapa tardía se utiliza para estimar el almacenamiento.

$$u_y = \frac{(200 \text{ m})^2 0.15}{4 \left(3000 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) (1 \text{ d})} = 0.5, \text{ then } \frac{1}{u_y} = 2 = \frac{1}{u_B} \text{ de la Figura 61}$$

$$\eta = \frac{(200 \text{ m})^2 10 \frac{\text{m}}{\text{d}}}{(30 \text{ m})^2 100 \frac{\text{m}}{\text{d}}} = 4.4 = \beta \text{ de la Figura 61}$$

Los siguientes valores son tomados de la Figura 61.

$1/u_B$ equivalente a $1/u_y$ de este libro	$\beta$ equivalente a $\eta$ de este libro	$W(u_A, u_B, \beta)$ equivalente a $W(u_a, u_y, \eta)$ de este libro
1.4	4.0	0.455
2.4	4.0	0.718
1.4	5.0	0.430
2.4	5.0	0.709

Utilizando los valores de la Figura 61 y la interpolación lineal, primero estime el valor de la función de pozo asociada con  $\beta=4$  y  $1/u_B=2$ , que es  $W(u_A, u_B, \beta)=0.6128$ . A continuación, determine el valor de la función del pozo asociado con  $\beta=5$  y  $1/u_B=2$ , que es  $W(u_A, u_B, \beta) = 0.5974$ . Por último, interpole entre esos valores para la función de pozo asociada con  $1/u_B=2$  y  $\beta=4.4$ , que es  $W(u_A, u_B, \beta)=0.6066$ . Luego, sustituyendo estos valores en la ecuación (70), sabiendo que para  $u_y=0.5$ ,  $1/u_B=2$ ,  $\eta=4.4$ , y  $W(u_a, u_y, \eta)=0.6066$ ,  $s=0.04 \text{ m}$  como se muestra aquí.

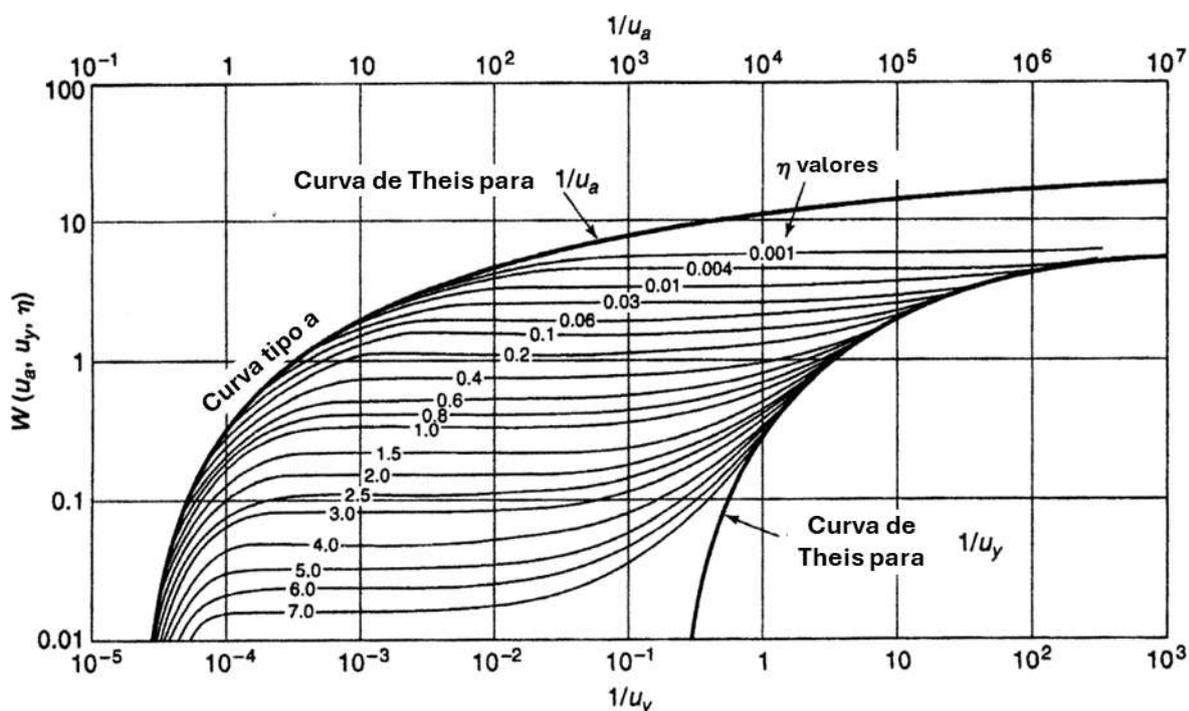
$$s = \frac{2505 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 3000 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} (0.6066) = 0.04 \text{ m}$$

## 10.4 Cálculo de T y S de Datos de Prueba de Acuífero

Se utilizan métodos numéricos y de ajuste de curvas para hacer coincidir los datos de abatimiento del tiempo de campo con soluciones analíticas que utilizan  $u_a$ ,  $u_y$ ,  $\eta$  y  $W(u_a, u_y, \eta)$ . Las técnicas de coincidencia de curvas descritas en la Sección 8.3.1 son aplicables aquí. La representación de Neuman de la liberación instantánea de agua desde el almacenamiento da como resultado valores de S poco precisos, que generalmente son más altos que el valor de campo para el almacenamiento con condición confinada en etapa

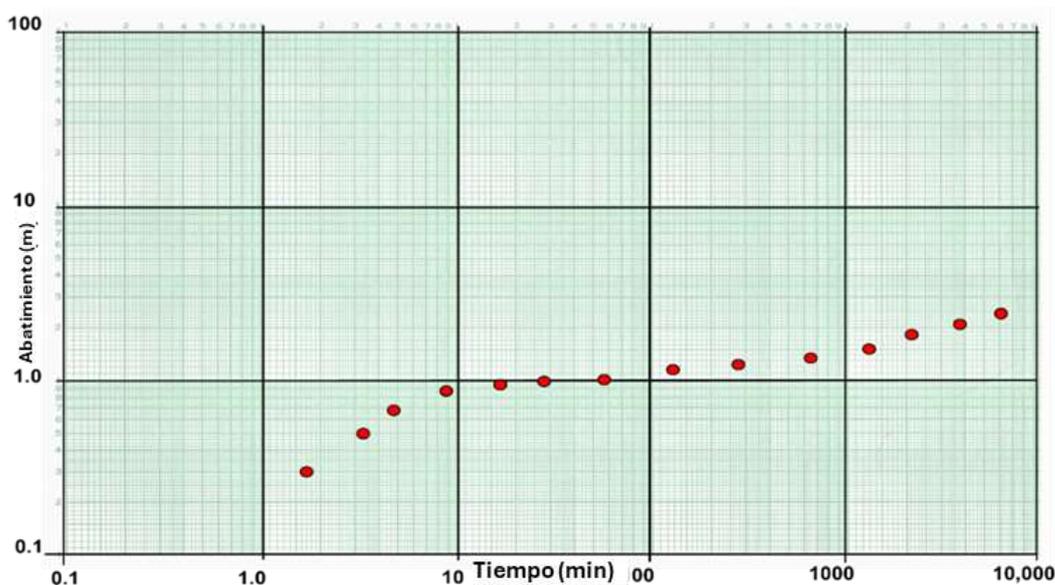
temprana, y más bajos que el valor de campo para el rendimiento específico en etapa tardía. Los valores de transmisividad obtenidos mediante las técnicas de Neuman se consideran representativos de las propiedades de campo. Nwankwor y otros (1992) recomiendan que el  $S_y$  sólo deba calcularse a partir de los datos de las pruebas de tiempo tardío, citando la necesidad de una prueba de bombeo de al menos tres días.

Una vez más, para desarrollar una comprensión básica de los métodos utilizados para analizar los datos de campo, en esta sección se presenta una descripción del enfoque manual. Cuando los valores de la Figura 60 and Figura 61 se trazan en escalas logarítmicas, se crea una familia de curvas. Estas curvas de tipo son un poco complicadas, ya que los valores de  $W(u_a, u_y, \eta)$  se trazan en el eje vertical, los valores de  $1/u_a$  se trazan en el eje x superior, los valores de  $1/u_y$  se trazan en el eje x inferior y se obtiene una familia de curvas para valores de  $\eta$ . Además, también se trazan las curvas de Theis para condiciones confinadas (S) y condiciones no confinadas ( $S_y$ ) (Figura 62).

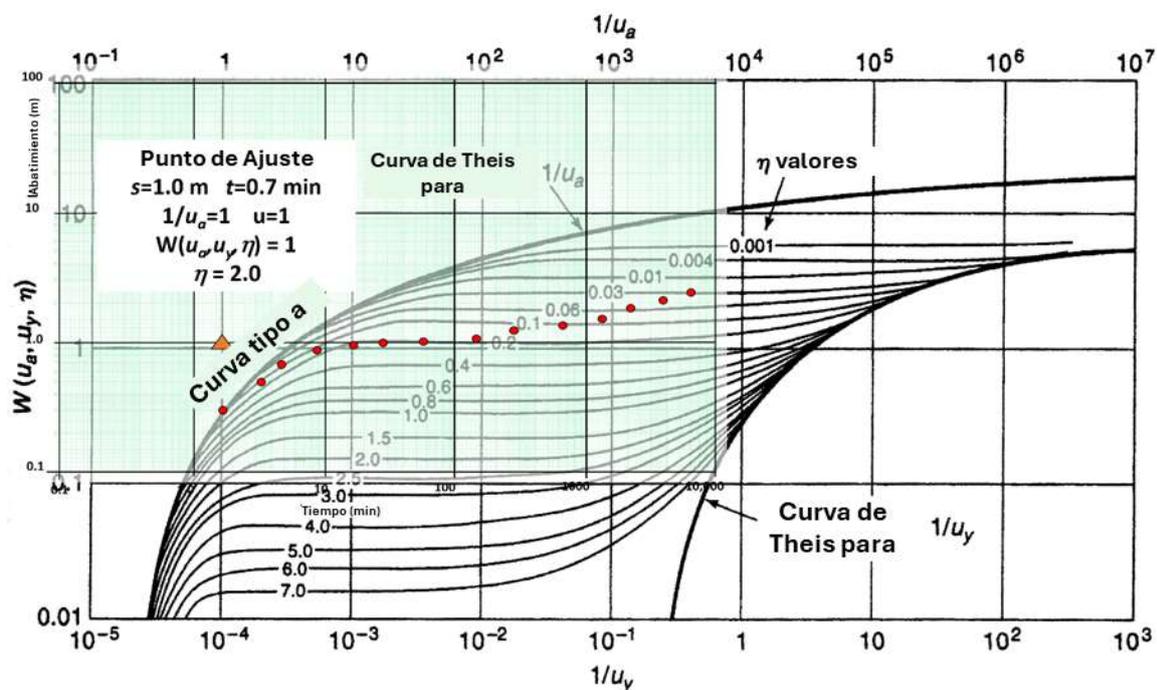


**Figura 62** – Curvas tipo de Neuman para un acuífero no confinado (o libre) con rendimiento (o drenaje) diferido (Todd and Mays, 2005).

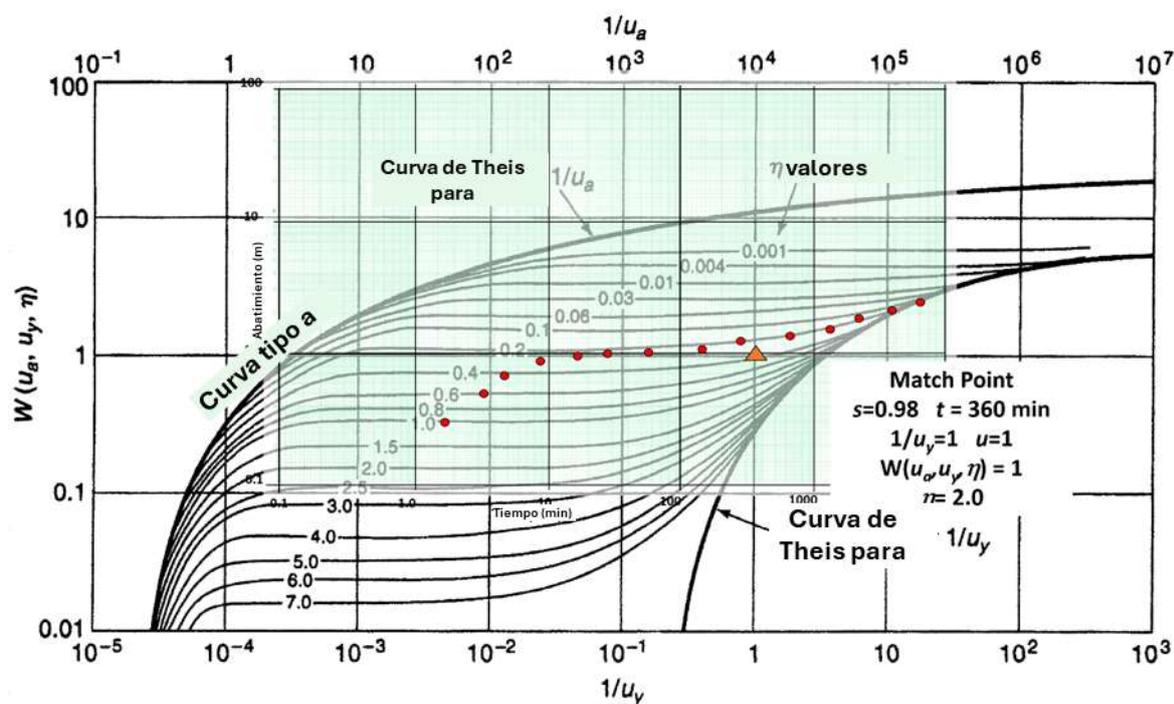
Cuando se observa un rendimiento (o drenaje) diferido en los datos de abatimiento de una prueba de bombeo para un acuífero no confinado (o libre) (Figura 63), la coincidencia de la curva es un proceso de dos pasos (Figura 64 y Figura 65).



**Figura 63** – Un ejemplo de un diagrama log-log tiempo-abatimiento de datos de campo (puntos rojos sólidos) recolectados en un pozo de observación en un acuífero no confinado que se bombea a un caudal constante.



**Figura 64** – Comparación de los datos de tiempo-abatimiento en etapa temprana con las curvas de tipo de rendimiento diferido para acuífero no confinado de Neuman (1975).



**Figura 65** – Comparación de los datos de abatimiento en etapa tardía con las curvas de rendimiento diferido para acuífero no confinado (libre) de Neuman (1975).

Se aplican procedimientos estándar de coincidencia de curvas. Las parcelas se preparan utilizando escalas logarítmicas idénticas y los ejes se mantienen paralelos. El primer paso es hacer coincidir los datos de los primeros tiempos con la parte izquierda de la Figura 62. Se selecciona un punto de coincidencia utilizando el eje x superior ( $1/u_a$ ) y la escala vertical izquierda  $W(u_a, u_y, \eta)$ . A continuación, se obtienen los valores  $s$  y  $t$  del gráfico de abatimiento y se anota el valor de la curva  $\eta$  (Figura 64). Cuando el rendimiento diferido afecta a los datos de abatimiento, el trazado completo de la curva tipo (Figura 64) no se trata como continuo porque los períodos de rendimiento diferido son variables y específicos del acuífero. El segundo paso consiste en deslizar la gráfica de datos hacia la derecha a lo largo de la curva  $\eta$  utilizada para hacer coincidir los datos iniciales y determinar la mejor coincidencia con los datos de la etapa tardía (Figura 65). Las coincidencias de datos deben estar en la misma curva  $\eta$ . Los datos en etapa tardía se comparan y se selecciona un segundo punto de coincidencia. El punto de coincidencia de etapa tardía incluye  $1/u_y$  y tomado del eje x inferior,  $W(u_a, u_y, \eta)$  del eje vertical,  $s$  y  $t$  de la curva de abatimiento de tiempo, y el valor de la curva  $\eta$ .

Cuando se calcula  $T$  para los datos en etapa temprana y tardía, los valores suelen ser muy similares. Los valores se promedian para determinar un valor representativo. Como se estableció anteriormente, los valores de  $S$  suelen estar mal representados (como se muestra en el ejemplo siguiente). A menudo se utilizan valores derivados de laboratorio o de la literatura para representar el acuífero libre en lugar de valores calculados (por

ejemplo, el Cuadro 2 de este libro, así como Woessner & Poeter, 2020). Se recomienda analizar los datos de descenso del nivel en función del tiempo durante un período prolongado, después de que disípe la fase de respuesta por rendimiento diferido se disipe, para generar valores más representativos del rendimiento específico a partir de datos en etapa tardía.

La transmisividad se calcula reorganizando la ecuación (70) a la ecuación (74). Los valores de almacenamiento se calculan resolviendo  $S$  y  $S_y$  en las Ecuaciones (71) y (72). La conductividad hidráulica horizontal se puede estimar como  $T/b$  y la conductividad hidráulica vertical se puede obtener reorganizando la ecuación (73) a la ecuación (78).

$$T = \frac{Q}{4\pi S} W(u_a, u_y, \eta) \quad (74)$$

$$\frac{u_a 4Tt}{r^2} = S \quad (75)$$

$$\frac{u_y 4Tt}{r^2} = S_y \quad (76)$$

$$\frac{T}{b} = K \quad (77)$$

$$\frac{\eta b^2 K_h}{r^2} = K_z \quad (78)$$

donde:

- $s(r,t)$  = abatimiento at a radial distancia  $r$  and tiempo  $t$  (L)
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $S$  = almacenamiento en etapa inicial con condición confinada (adimensional)
- $S_y$  = almacenamiento en etapa tardía, rendimiento específico (adimensional)
- $t$  = tiempo (T)
- $r$  = distancia radial al pozo de observación (L)
- $u_a$  = valores de  $u$  en etapa inicial (adimensional)
- $u_y$  = valores de  $u$  en etapa tardía (adimensional)
- $W(u_a, u_y, \eta)$  = función de pozo en condición no confinado (o libre) (adimensional)
- $K_z$  = conductividad hidráulica vertical del acuífero no confinado ( $LT^{-1}$ )
- $K_h$  = conductividad hidráulica horizontal del acuífero no confinado ( $LT^{-1}$ )
- $b$  = espesor saturado antes de bombeo (L)
- $\eta$  = variable definida por Ecuación (73) (adimensional)

## Ejemplo

$T$ ,  $S$ , and  $S_y$  puede ser estimado usando los puntos de ajuste (Figura 64 y Figura 65) si se asume que los datos representados en la Figura 63 se recolectaron en un pozo de observación ubicado a 120 m del pozo de bombeo durante una prueba hidráulica de 4 días con un pozo de bombeo a 4,000 m<sup>3</sup>/d. El acuífero tiene un espesor saturado pre bombeo de 28 m y es de arena y grava. Los datos de puntos de coincidencia de la Figura 64 se utilizan para calcular la transmisividad a partir de los datos en etapa temprana utilizando Ecuación (74) y almacenamiento mediante la Ecuación (75).

$$T = \frac{4000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 1 \text{ m}} (1) = 318 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = \frac{(1) 4 \left( 318 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} \right) 0.0005 \text{ d}}{(120 \text{ m})^2} = 0.000044 \text{ or } 4.4 \times 10^{-5}$$

Usando el punto de ajuste para la etapa tardía de la Figura 65 y Ecuaciones (74) y (76), la transmisividad y rendimiento específico pueden ser calculados de la siguiente manera:

$$T = \frac{4000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 0.98 \text{ m}} (1) = 325 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S_y = \frac{(1) 4 \left( 325 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} \right) 0.25 \text{ d}}{(120 \text{ m})^2} = 0.02$$

Promediando los valores  $T$  se obtiene un valor de 322 m<sup>2</sup>/d. En este ejemplo, el coeficiente de almacenamiento confinado parece razonable, pero el rendimiento específico es bastante pequeño y lo más probable es que no sea representativo de las condiciones de campo. Esto sugiere que es posible que las formulaciones analíticas no capturen completamente la liberación de agua a medida que el acuífero se deshidrata.

La conductividad hidráulica horizontal se calcula mediante la ecuación (77)

$$\frac{322 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}}{28 \text{ m}} = 11.5 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

Posteriormente, usando la Ecuación (78) y el punto de ajuste con un valor de  $\eta=2.0$ , la conductividad hidráulica es calculada como.

$$K_z = \frac{(1) 2.0 (28 \text{ m})^2 11.5 \frac{\text{m}}{\text{d}}}{(120 \text{ m})^2} = 1.3 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

En esta sección se esbozaron los enfoques analíticos para describir la respuesta de los pozos cuando se bombea un sistema no confinado. También se pueden utilizar métodos numéricos para aproximar la respuesta de los acuíferos no confinados al bombeo. Sin embargo, la representación de los procesos de rendimiento diferido requiere una complejidad adicional del modelo (por ejemplo, Anderson et al., 2015; Diersch, 2014).

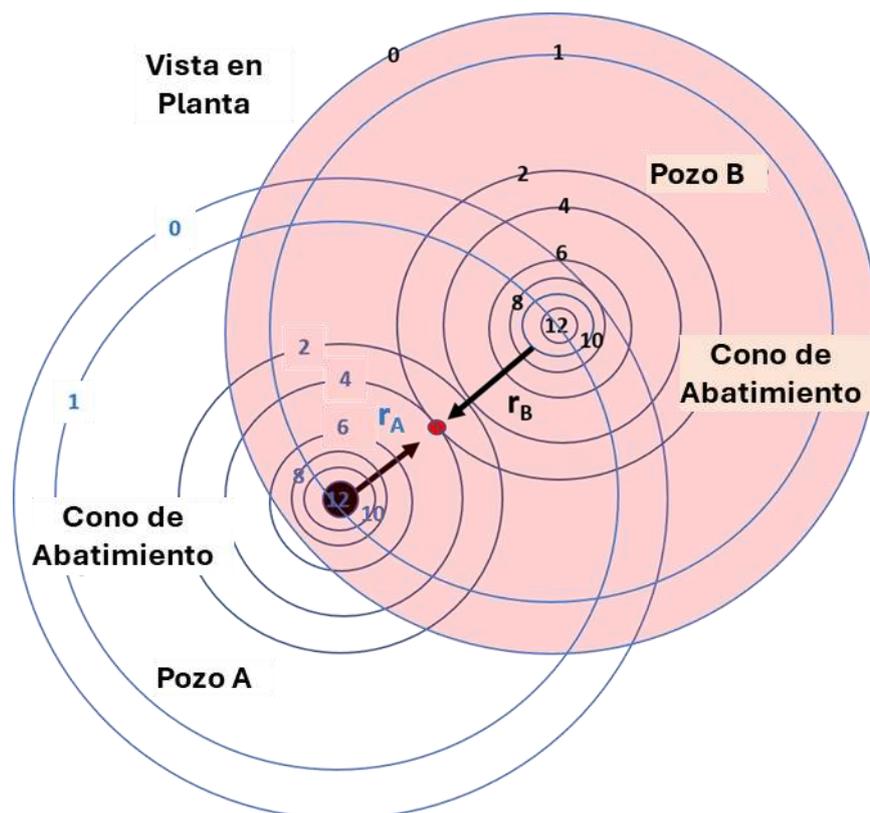
En la Sección 11 se presentan métodos para evaluar cómo los límites, la interferencia de los pozos y la anisotropía afectan los esfuerzos para pronosticar el abatimiento y estimar las propiedades hidrogeológicas.

## 11 Efectos de Interferencia de Pozos, Fronteras, y Anisotropía del Acuífero en el Abatimiento

Las estimaciones de  $T$ ,  $S$  y otros parámetros del acuífero se pueden utilizar para predecir la distribución espacial del abatimiento combinado cuando se bombean varios pozos. La presencia de fronteras de recarga e impermeables también influye en las respuestas del abatimiento en el tiempo cuando un cono de abatimiento alcanza el límite. Cuando las condiciones del acuífero no son isotrópicas ni homogéneas, los conos de abatimiento se distorsionan. En esta sección se examina el efecto de cada una de estas condiciones sobre el abatimiento durante las pruebas de bombeo.

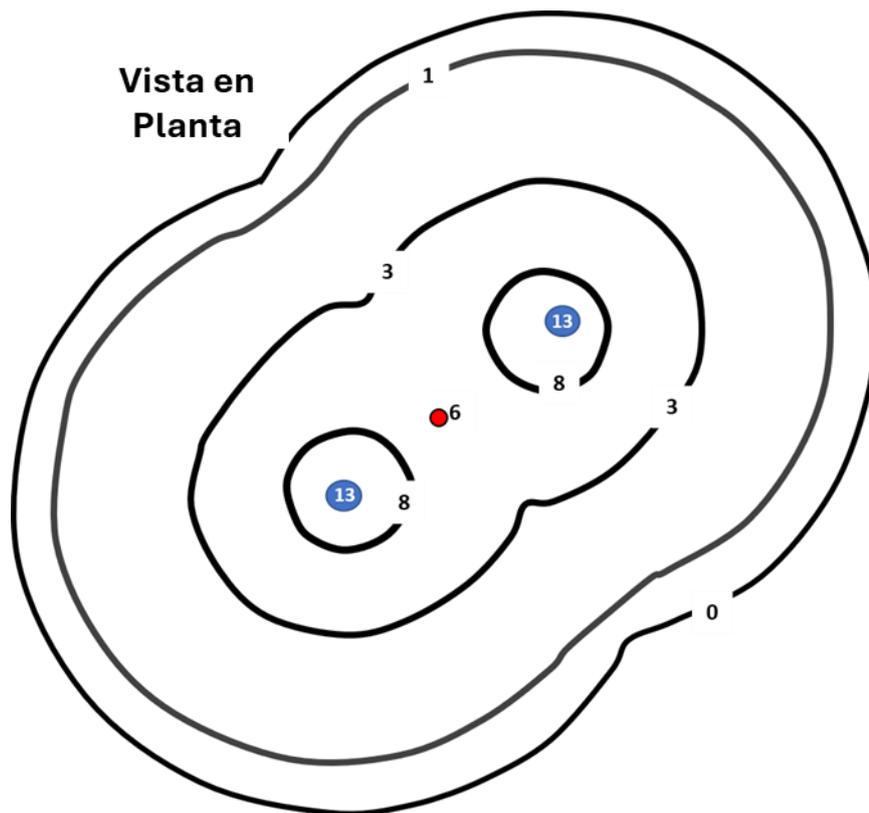
### 11.1 Interferencia de Pozos

La interferencia entre pozos ocurre cuando el cono de abatimiento de dos o más pozos de bombeo se superponen (Figura 66). A medida que se bombea un pozo, su cono de abatimiento se expande con el tiempo. Si un segundo pozo en el mismo acuífero también está bombeando, su cono de abatimiento también se expande. En las regiones del acuífero donde los conos de abatimiento se superponen, el abatimiento en la zona de superposición es el abatimiento compuesto de ambos pozos de bombeo. El abatimiento en un lugar afectado por múltiples pozos de bombeo es aditivo en sistemas lineales (por ejemplo, acuíferos completamente confinados con flujo laminar). Aditivo significa que las soluciones pueden calcularse por separado y superponerse (es decir, sumarse). Cuando la linealidad no es aplicable (por ejemplo, acuíferos no confinados con más del 10 por ciento de abatimiento, drenaje de acuíferos confinados, flujo turbulento en fracturas abiertas), entonces la superposición puede no ser válida y debe usarse con precaución. Cuanto más no-lineales sean las condiciones, mayor será el error en la solución superpuesta.



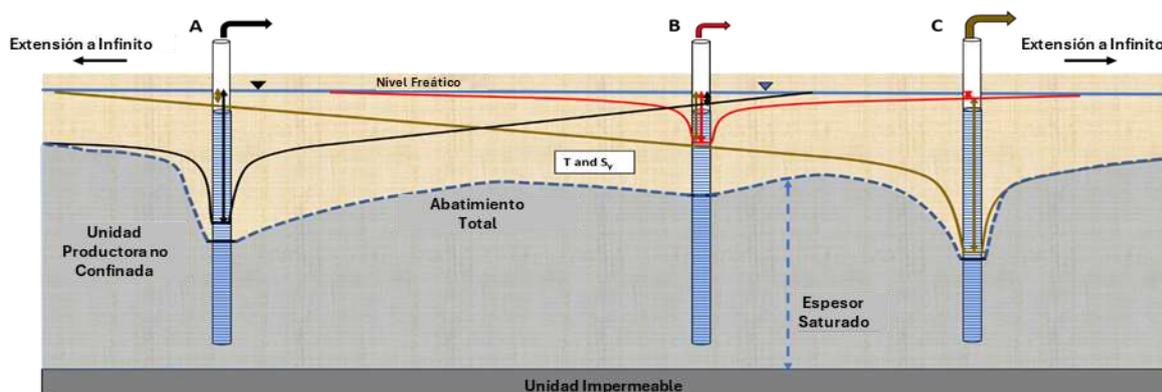
**Figura 66** - Ilustración de la interferencia de pozos creada por el bombeo de dos pozos a un mismo caudal durante el mismo período de tiempo. Los pozos penetran en un acuífero totalmente confinado, isotrópico y homogéneo. Los pozos A y B están contruidos de manera similar, y su caudal de bombeo y operación son los mismos en este ejemplo. Cada uno de los pozos de bombeo podría funcionar a cualquier caudal durante cualquier período de tiempo y el enfoque para generar un cono compuesto de abatimiento es el mismo. El punto rojo representa la ubicación de un pozo de observación que no está bombeando. El esquema muestra el abatimiento de cada pozo y las curvas de nivel en unidades de longitud.  $r_A$  y  $r_B$  son las distancias radiales al pozo de observación no bombeado desde los pozos A y B.

El término interferencia de pozo se utiliza cuando un pozo de bombeo está influenciado por el abatimiento de uno o más pozos de bombeo cercanos. En la ubicación del pozo de observación (punto rojo, Figura 66), los conos superpuestos de abatimiento muestran que en este momento el pozo de observación está experimentando un descenso de 4 unidades del bombeo del pozo A y 2 unidades del bombeo del pozo B. El abatimiento total en el pozo de observación en condiciones confinadas es de 6 unidades. El bombeo de ambos pozos también afecta el abatimiento en los pozos de bombeo. Ambos pozos de bombeo crean un abatimiento de 12 unidades en la ubicación del pozo de bombeo y experimentan un abatimiento adicional de 1 unidad del otro pozo de bombeo para un total de 13 unidades de descenso en ambos pozos de bombeo. En la Figura 67 se muestra un croquis del cono compuesto de abatimiento.

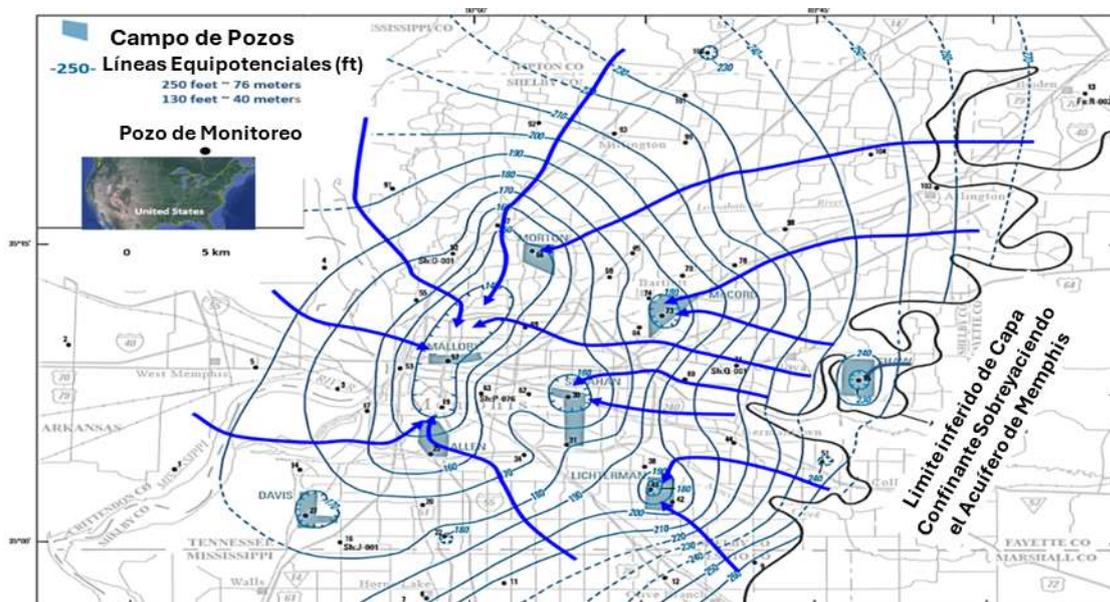


**Figura 67** - Croquis del cono de abatimiento compuesto creado a partir de las condiciones ilustradas en Figura 66. Este diagrama se creó asignando abatimientos combinados a ubicaciones en las que las curvas de nivel de descenso se superponían y a continuación, contorneando a mano, los valores de abatimiento resultantes. Los puntos azules son los pozos de bombeo donde el descenso compuesto es de 13 unidades de longitud. El punto rojo representa un descenso del pozo de observación de 6 unidades de longitud. Las líneas negras representan los contornos del abatimiento en unidades de longitud.

La Figura 67 muestra el cono de abatimiento resultante debido a la interferencia del pozo en la vista del mapa. La interferencia del pozo también se puede ver en sección transversal (Figura 68). Se puede utilizar el mismo enfoque para determinar el efecto de interferencia de múltiples pozos que bombean a diferentes caudales y durante diferentes períodos de tiempo en cualquier pozo de bombeo u observación ubicado en la zona de interferencia. La combinación de los abatimientos mediante la adición de los efectos en un lugar se conoce como superposición de los conos de abatimiento y el método se conoce como superposición. En los campos de pozos donde varios pozos están bombeando en diferentes horarios y a diferentes caudales, la superficie potenciométrica resultante refleja la interferencia del pozo (niveles de agua compuestos) como se muestra en la (Figura 69).



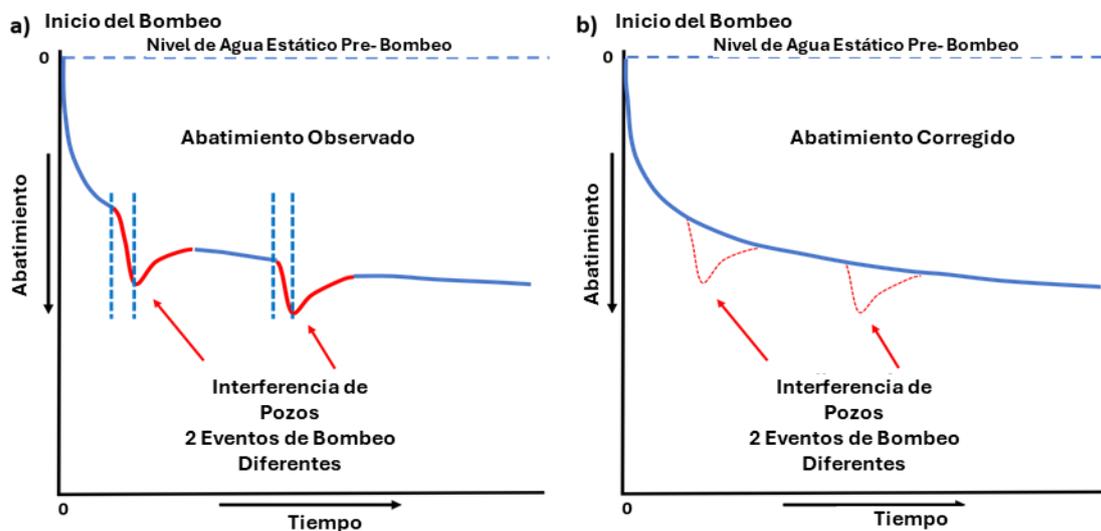
**Figura 68** - Sección transversal esquemática que muestra la interferencia del pozo y el perfil de abatimiento resultante para un acuífero no confinado (o libre) isotrópico y homogéneo efectuado por el bombeo de tres pozos. El abatimiento en cada pozo se muestra mediante flechas marcadas con el color de la descarga del pozo (Pozo A negro, Pozo B rojo, Pozo C marrón). Cuando se superponen los perfiles de los conos de los pozos, se añaden los abatimientos y se obtiene el perfil de abatimiento compuesto (línea azul discontinua). Determinar la interferencia del pozo en un acuífero no confinado (o libre) es más difícil que en un acuífero confinado, ya que la transmisividad disminuye a medida que aumenta el abatimiento, aumentando el abatimiento en relación con el de un acuífero de espesor saturado constante.



**Figura 69** - Superficie potenciométrica basada en datos de nivel de agua de septiembre a noviembre de 2010, para el acuífero confinado de arena de Memphis ubicado debajo de Memphis, Tennessee, EE. UU. Las líneas equipotenciales son de color verde sólido, y discontinuas donde se infieren. Todas las unidades están en pies. Los contornos sombreados indican áreas deprimidas de la superficie potenciométrica asociadas con centros de bombeo (campos de pozos) que han operado durante un período prolongado de tiempo. La línea continua negra curvada, en la parte oriental del área, representa la ubicación de la transición de las condiciones no confinadas en el este, a las condiciones confinadas en el oeste. Las líneas de flujo son flechas azules. El bombeo ha capturado el agua subterránea que fluye por toda el área a medida que las líneas de flujo convergen en las ubicaciones de los campos de pozos donde se bombean varios pozos. El flujo inicial de agua subterránea era de sureste a oeste, ahora los pozos de producción han alterado las trayectorias de flujo con agua subterránea moviéndose principalmente hacia los centros de bombeo (contornos potenciométricos más bajos) (modificado de Kingsbury, 2018; Woessner y Poeter, 2020).

Esta metodología de superposición es sencilla y se puede utilizar para eliminar la interferencia no deseada que se produce durante una prueba hidráulica (un solo pozo que

bombea a un caudal constante) afectada por arranques y paradas no planificados de otros pozos de bombeo cercanos. Esto se muestra en la Figura 70, donde el arranque y el cierre de dos pozos de bombeo adyacentes efectúan el abatimiento en un pozo de observación de prueba de bombeo. Estos efectos deben eliminarse antes de analizar los datos para estimar los valores de  $T$  y  $S$ .



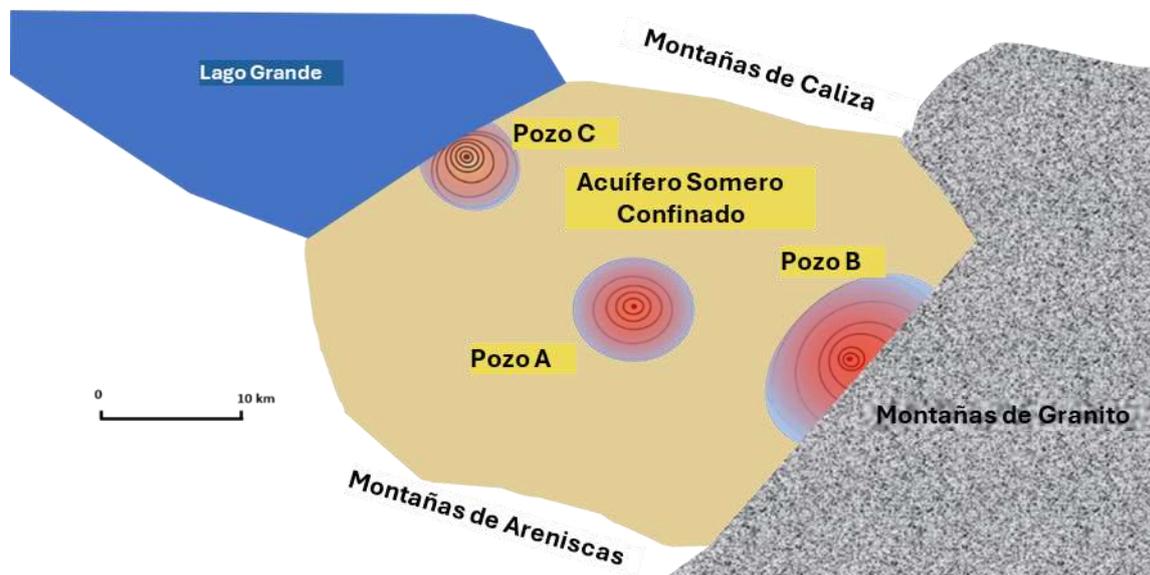
**Figura 70** - Gráficos aritméticos del abatimiento observado en un pozo de observación de prueba de bombeo. a) Abatimiento donde los pozos cercanos se inician y se cierran (líneas azules discontinuas verticales) durante la prueba. Las partes rojas de la curva de abatimiento representan el abatimiento compuesto en el pozo de observación y la interferencia de los pozos de bombeo adyacentes. b) Los datos de abatimiento de bombeo se corrigen para la interferencia del pozo eliminando el abatimiento adicional de los pozos de bombeo adyacentes y reproduciendo la tendencia de abatimiento (línea azul continua).

En algunos entornos, es posible que el encendido y el apagado de pozos de bombeo adicionales no afecten el bombeo o el abatimiento del pozo de observación porque están ubicados demasiado lejos del pozo de prueba o los caudales y duración de bombeo son demasiado pequeñas para causar interferencias identificables. Cuando se conocen las estimaciones de la formación ensayada  $T$  y  $S$ , el grado de interferencia de otros pozos de bombeo puede calcularse a partir de las ecuaciones hidráulicas estándar del pozo antes de iniciar una prueba de bombeo (por ejemplo, la ecuación de Theis; Ecuación de Hantush-Jacob, etc.).

## 11.2 Aplicación de Superposición para Representar Condiciones Simples de Frontera

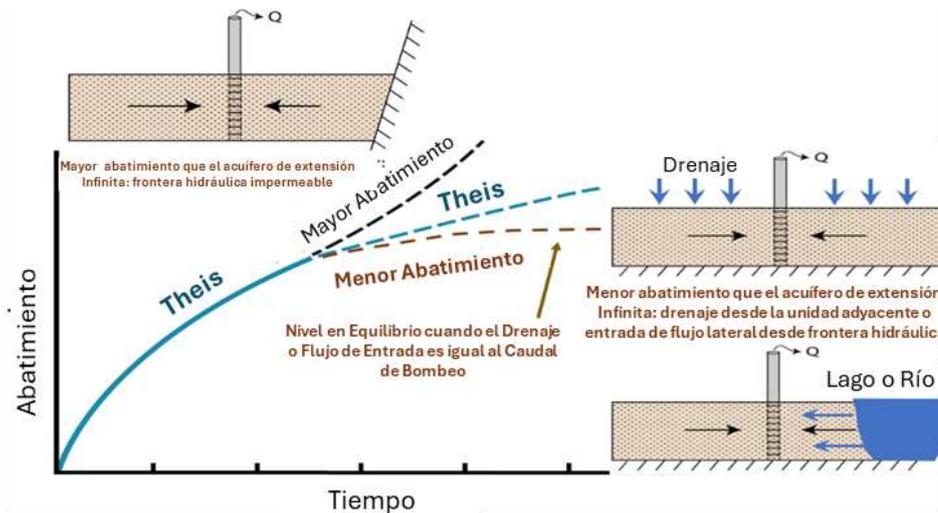
Uno de los supuestos básicos utilizados para desarrollar soluciones analíticas para predecir el abatimiento del nivel en pozos que penetran en unidades confinadas, semi confinadas y no confinadas, así como los estratos confinantes asociados, es que el conjunto de unidades geológicas representadas es infinito en extensión lateral y no hay límites presentes en la porción del acuífero que se está estresando. En un sistema extenso de agua

subterránea, donde los límites se encuentran a decenas de kilómetros del sitio de prueba y el cono de abatimiento de la prueba hidráulica puede extenderse solo unos pocos kilómetros, la suposición de una unidad de carga de agua infinita es razonable (Figura 71, Pozo A).

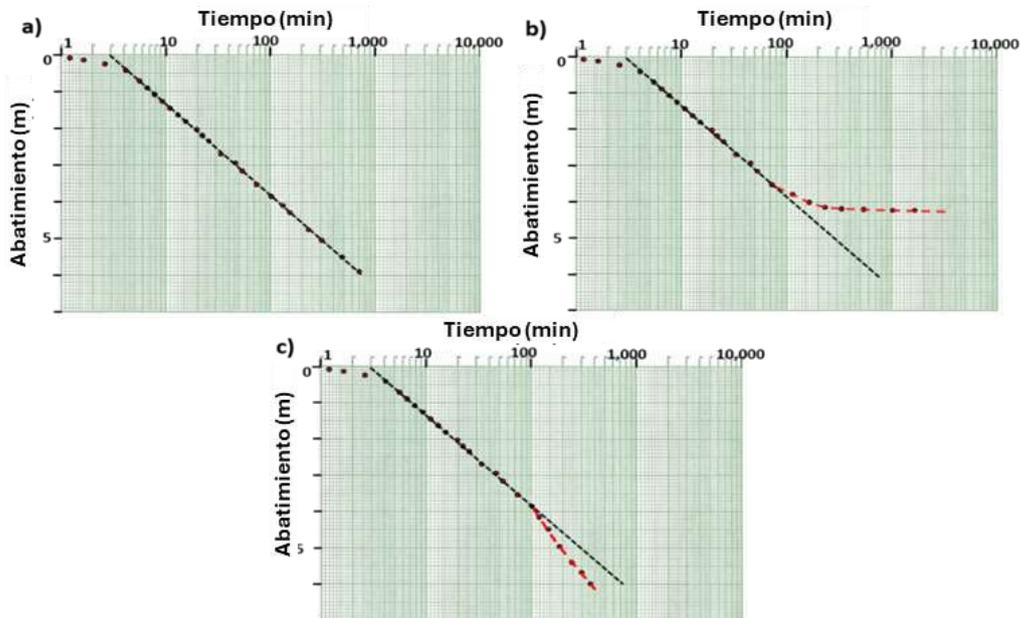


**Figura 71** - Vista de mapa esquemático de un acuífero confinado isotrópico y homogéneo poco profundo (tan) que está bordeado por un lecho rocoso de granito impermeable, un gran lago bien conectado y cadenas montañosas que permiten cierto flujo hacia el acuífero. Se trazan conos de abatimiento para tres pozos que están bombeando a tasas similares. El rojo representa más abatimiento y el azul menos abatimiento. Las líneas negras representan los contornos de abatimiento que tienen una magnitud mayor cerca del centro del cono de abatimiento. En el pozo A, el cono de abatimiento es simétrico, ya que el bombeo no ha encontrado fronteras que limiten la expansión del cono. En este sitio, para fines analíticos, se puede suponer que el acuífero representa un sistema que es infinito en extensión. En el pozo B, el cono de abatimiento se encontró con el lecho rocoso impermeable y comenzó a expandirse a lo largo del límite y a profundizarse. Las líneas equipotenciales indican que el flujo es paralelo al límite que converge hacia la posición del pozo donde las líneas de flujo giran para fluir hacia el pozo. El pozo C, está cerca de un gran lago que está en comunicación con el acuífero. El lago proporciona agua al pozo de bombeo a través de la recarga lateral del acuífero, por lo que la extracción se ralentiza y, finalmente, el cono ya no crece cuando el flujo de entrada del lago es igual a la tasa de bombeo. Las líneas equipotenciales indican el flujo a través del límite.

Las pruebas hidráulicas pueden identificar las condiciones de frontera que alteran el abatimiento en los pozos de observación o en los pozos de producción. Cuando se encuentran límites, la tendencia en el abatimiento cambiará a medida que continúe el bombeo. La tasa de abatimiento disminuirá si se encuentra un límite de recarga (Figura 71, pozo C), y la tasa de abatimiento aumentará si se entra en contacto con un límite impermeable (Figura 71, pozo B). En la Figura 72 se muestra el efecto de los límites en las tendencias de abatimiento de los pozos de bombeo o de observación en un acuífero que se comporta como un sistema Theis (es decir, totalmente confinado). La Figura 73 ilustra el efecto de los límites en la forma de los diagramas de abatimiento de tiempo semilogarítmicos de Cooper-Jacob.



**Figura 72** - Un gráfico logarítmico de abatimiento en función del tiempo para un pozo de bombeo que penetra en un acuífero confinado. La línea azul representa el abatimiento esperado si el acuífero se comporta como un sistema de Theis y no está acotado. La curva de abatimiento de tiempo también muestra la respuesta de las condiciones teóricas de Theis, si el cono de abatimiento encuentra un límite de no flujo (línea discontinua negra superior). La curva discontinua inferior indica que el abatimiento sería menor si se encuentra una recarga o drenaje desde una frontera (Cherry, 2022).



**Figura 73** - Ejemplos de influencias de las condiciones de frontera en los datos de abatimiento de tiempo recopilados durante una prueba de bombeo de descarga constante de una unidad confinada. Las gráficas son semilogarítmicas. Los cambios en el abatimiento se producen tanto en los pozos de bombeo como en los de observación. a) La respuesta teórica de un acuífero totalmente confinado que no se ve afectado por las condiciones de frontera, el acuífero es infinito en extensión. b) La desviación en los datos de abatimiento temporal (línea discontinua roja) muestra que la pendiente de la tendencia de abatimiento está disminuyendo y alcanzando el equilibrio a medida que se encuentra una frontera de recarga. c) La desviación en los datos de abatimiento temporal cuando se encuentra una frontera impermeable, como se muestra en la línea discontinua roja. El abatimiento aumenta con el tiempo.

Se debe tener cuidado de determinar la fuente probable de la respuesta del descenso observado al evaluar la presencia o ausencia de límites acuíferos. En esta sección,

discutimos los límites de la recarga lateral en contraste con la recarga de las capas confinantes locales y los acuíferos suprayacentes como se discutió en la Sección 9 (es decir, las ecuaciones de Hantush-Jacob y Hantush). La configuración de acuíferos semiconfinados hará que las pendientes de la curva de abatimiento disminuyan sin que el cono de abatimiento encuentre un límite físico adyacente. Los acuíferos no confinados (o libres) con retraso en el rendimiento también exhiben un período de disminución de la pendiente y un período de abatimiento creciente que no están relacionados con un límite de recarga lateral.

Como se indicó, en algunos sitios de prueba, los límites físicos adyacentes al sistema de agua subterránea pueden estar lo suficientemente cerca como para afectar las pruebas hidráulicas y/o las tasas de producción planificadas. Cuando las configuraciones de los límites son relativamente simples, por ejemplo, un límite lineal, el efecto del límite en el abatimiento se puede abordar utilizando la teoría del pozo de imágenes basada en la superposición de soluciones analíticas. A medida que las condiciones de contorno se vuelven menos lineales geométricamente y más complejas, otras técnicas, como el modelado numérico, son más apropiadas porque los modelos analíticos no pueden abordar fácilmente límites complejos (p. ej., Anderson et al., 2015).

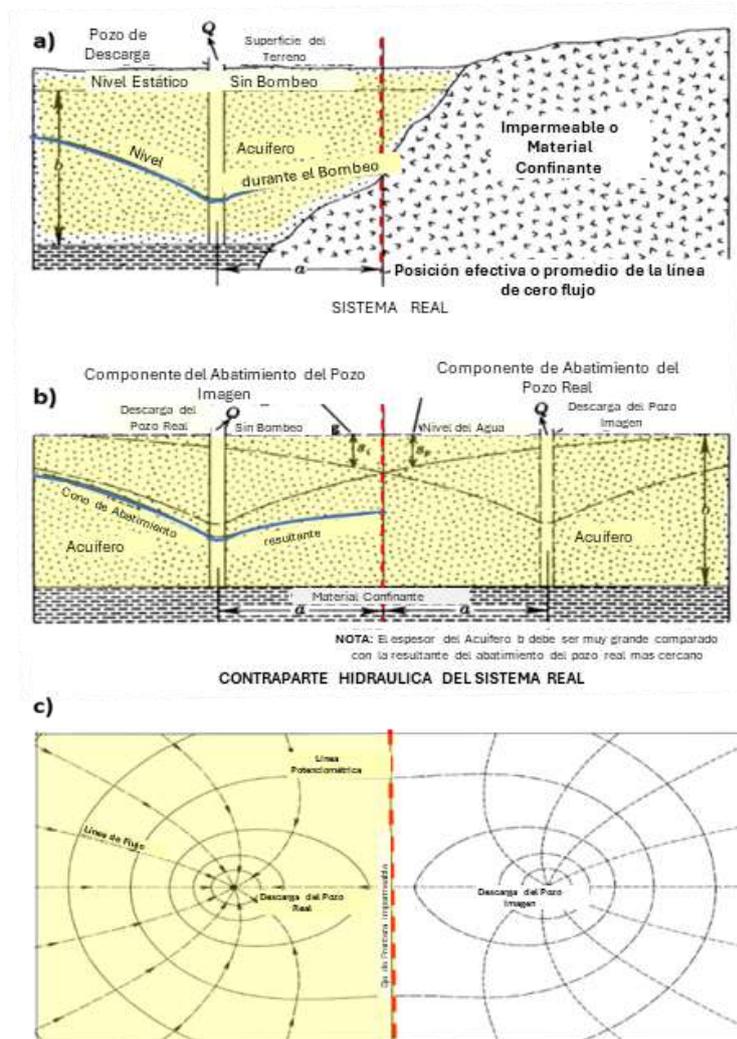
### 11.2.1 Metodología de Pozo Imagen

La metodología de pozos de imagen genera la distribución de abatimientos que resultaría al bombear cerca de una frontera o límite. Aplica modelos analíticos estándar desarrollados en secciones anteriores. El método consiste en reemplazar primero el sistema confinado o no confinado por un acuífero infinito y, a continuación, colocar uno o más pozos de imagen al otro lado del límite a la misma distancia a la que se encuentra el pozo de bombeo del límite identificado. Dependiendo del límite que se esté simulando, los pozos de imagen se bombean o se inyecta agua al mismo caudal que el pozo de bombeo real. El pozo de imagen resultante y los conos de extracción del pozo en operación se superponen para generar una distribución de abatimientos en la parte del acuífero en la que se encuentra el pozo de bombeo.

La metodología del pozo de imagen es descrita por Ferris et al. (1962). Su trabajo aparece en numerosos libros de texto (por ejemplo, Freeze y Cherry, 1979; Fetter, 2001; Schwartz y Zhang, 2003), documentos de agencias estatales y federales (p. ej., Lohman, 1972) y manuales profesionales (p. ej., Sterrett, 2007). Básicamente, la metodología de pozos de imagen utiliza la superposición para representar un límite, ya sea creando una condición en la que la carga no cambia a lo largo del límite mediante el uso de un pozo de imagen con  $Q$  de signo opuesto como pozo de bombeo, o una condición en la que el gradiente a través del límite es cero utilizando un pozo de imagen con un  $Q$  que tiene el mismo signo que el pozo de bombeo.

### 11.2.2 Fronteras Lineales Impermeables y de Recarga

Ferris et al. (1962) presentan el método del pozo imagen para determinar el mapa y el perfil de la capa freática para un pozo de bombeo en un sistema de agua subterránea no confinado (o libre) cerca de un límite lineal impermeable que es infinito en extensión (Figura 74). La metodología también se puede utilizar para representar sistemas confinados y semi confinados.



**Figura 74** - Ilustración de la aplicación de la metodología de pozos de imagen para generar el cono de abatimiento de un pozo en un sistema no confinado que está bombeando junto a un límite impermeable (de Ferris, et al., 1962).

a) Sección transversal de la unidad no confinada (o libre) y límite de material impermeable. La línea roja discontinua representa el límite que se aproxima a la posición de la entidad de campo que tiene forma irregular. El perfil final de abatimiento resultante se traza en azul.

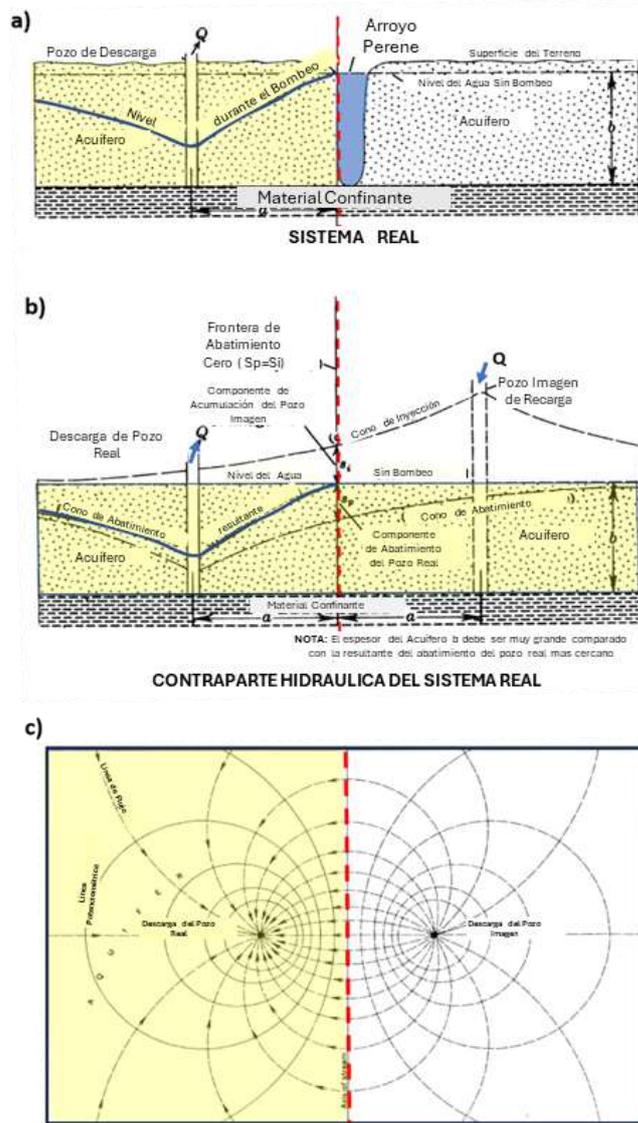
b) La aplicación de la metodología de un pozo imagen (contraparte hidráulica del sistema real). El límite se crea matemáticamente colocando un acuífero infinito continuo con propiedades iguales al campo acuífero (amarillo) en el área blanca con un pozo de bombeo (pozo imagen) colocado a la misma distancia del límite que el pozo original. Para generar el perfil y el cono de abatimiento resultante, por la presencia del límite impermeable, ambos pozos se inician al mismo tiempo al caudal original del pozo de bombeo. Esto da como resultado que el nivel matemático del agua sea el mismo en el límite y disminuya alejándose del límite en ambos lados, de modo que el gradiente sea cero, por lo que no hay flujo y se crea un límite impermeable. El perfil compuesto de abatimiento y el cono de abatimiento se derivan para un tiempo especificado

mediante la superposición del pozo de bombeo original,  $s_p$ , y la imagen de pozo abatimiento, si, como se muestra en el perfil de abatimiento azul.

c) Una vista cartográfica del cono compuesto de abatimiento. Solo se utiliza la parte sombreada en amarillo del diagrama para representar las condiciones en el sitio, ya que el pozo imagen no está físicamente presente en el sitio. El área sombreada en amarillo muestra líneas de corriente negras discontinuas (direcciones de flujo de agua subterránea) y líneas de contorno compuestas negras sólidas de la carga hidráulica que reflejan el abatimiento. Los niveles de agua disminuyen y el abatimiento aumenta hacia el pozo.

La Figura 74 explica la aplicación de la teoría del pozo imagen para representar un límite lineal impermeable. El cono de abatimiento en el acuífero no es simétrico porque no hay agua disponible para fluir desde el lecho rocoso impermeable de la derecha hacia el acuífero. Como resultado, el cono de abatimiento debe expandirse hacia la parte superior, inferior e izquierda de la vista del mapa para capturar el agua almacenada con el fin de suministrar el volumen de agua bombeada desde el pozo. Como los contornos del nivel del agua están en ángulo recto con el límite, el flujo de agua subterránea es paralelo al límite impermeable (por ejemplo, Woessner y Poeter, 2020).

Un límite de flujo o recarga constante se simula utilizando el mismo proceso con el signo opuesto en  $Q$  para simular un límite lineal que es infinito en extensión, como se muestra en la Figura 75 (Ferris et al., 1962).



**Figura 75** - Ilustración de la aplicación de la metodología de un pozo imagen para generar el cono de depresión de un pozo en un sistema no confinado (o libre), con un pozo bombeando conectado a un límite de recarga (Ferris, et al., 1962). El límite de recarga está representado por una corriente que penetra completamente. Esta condición también podría considerarse como un límite en el que cualquier cantidad de bombeo cerca del límite no alteraría la carga hidráulica en el límite (límite de carga constante).

a) Sección transversal del límite acuífero no confinado y el límite de recarga. La línea roja discontinua representa el límite que se aproxima a la posición de la entidad de campo irregular. El perfil final de abatimiento resultante se traza en azul.

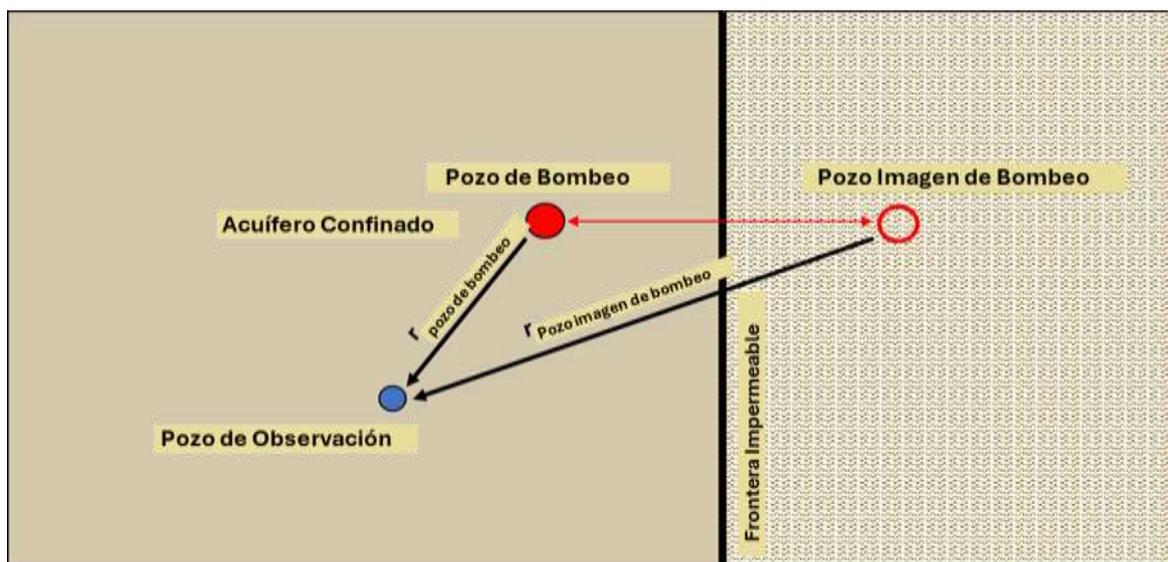
b) La aplicación de la metodología del pozo imagen (contraparte hidráulica del sistema real). El límite se crea matemáticamente colocando un sistema infinito continuo con propiedades iguales a la configuración del campo (área amarilla) en el área blanca con un pozo de inyección (pozo imagen) colocado a la misma distancia del límite que el pozo original. El pozo imagen inyecta agua al mismo caudal al que se bombea el agua del pozo original. El pozo de inyección crea un cono de inyección (los niveles de agua se elevan por encima del nivel de agua de fondo, abatimiento negativo). Esto da como resultado que el nivel matemático del agua sea el mismo en el límite y disminuya alejándose del límite en el lado del campo del límite y aumente en el lado de la imagen creando un flujo a través del límite. Para generar el perfil de abatimiento ambos pozos se inician al mismo tiempo con iguales tasas de bombeo e inyección. El perfil compuesto de abatimiento y el cono de abatimiento en un tiempo especificado se obtienen superponiendo el pozo de bombeo abatimiento,  $s_p$ , y la imagen del aumento del nivel del agua del pozo (abatimiento negativo),  $s_i$ ,

como se muestra en el perfil azul del abatimiento. Representa el bombeo del pozo original con un límite de recarga presente.

c) Una vista cartográfica del cono compuesto de abatimiento. Solo se utiliza la parte sombreada en amarillo del diagrama para representar las condiciones en el sitio, ya que el pozo imagen no está presente físicamente. El área sombreada en amarillo muestra líneas de corriente negras discontinuas (direcciones de flujo de agua subterránea) y líneas de contorno compuestas negras sólidas de la carga hidráulica que reflejan el abatimiento. Los niveles de agua no cambian en el límite y el abatimiento aumenta hacia el pozo de bombeo.

La Figura 75 explica cómo aplicar la teoría del pozo imagen en presencia de un límite de recarga lineal. El cono de abatimiento en el acuífero no es simétrico porque el agua es aportada por el flujo desde el límite de recarga. El abatimiento es menor a la derecha del pozo de bombeo y mayor a la izquierda del pozo. Los contornos de elevación del agua subterránea son paralelos al límite de recarga y disminuyen hacia el pozo. El agua fluye en ángulo recto desde el límite hasta el pozo (p. ej., Woessner y Poeter, 2022).

Si es necesario predecir el abatimiento en un pozo de observación situado cerca de un límite lineal impermeable, el descenso compuesto tanto por el pozo de bombeo como del pozo imagen se calcula en la ubicación del pozo de observación (Figura 76). Cuando existe un límite de recarga, el abatimiento en un pozo de observación se obtiene combinando el efecto del pozo de bombeo y la extracción (abatimiento negativo) del pozo imagen. Una vez más, se suman los valores del pozo de bombeo y del pozo imagen para generar el abatimiento total en el pozo de observación.



**Figura 76** - Vista de mapa de un pozo de bombeo (punto rojo) y el pozo de imagen correspondiente (punto rojo abierto) en un entorno con un único límite lineal impermeable. Para calcular el abatimiento en un pozo de observación, se determinan las distancias radiales tanto desde el pozo de bombeo como desde el pozo imagen, luego se calculan y suman los abatimientos resultantes en esa ubicación.

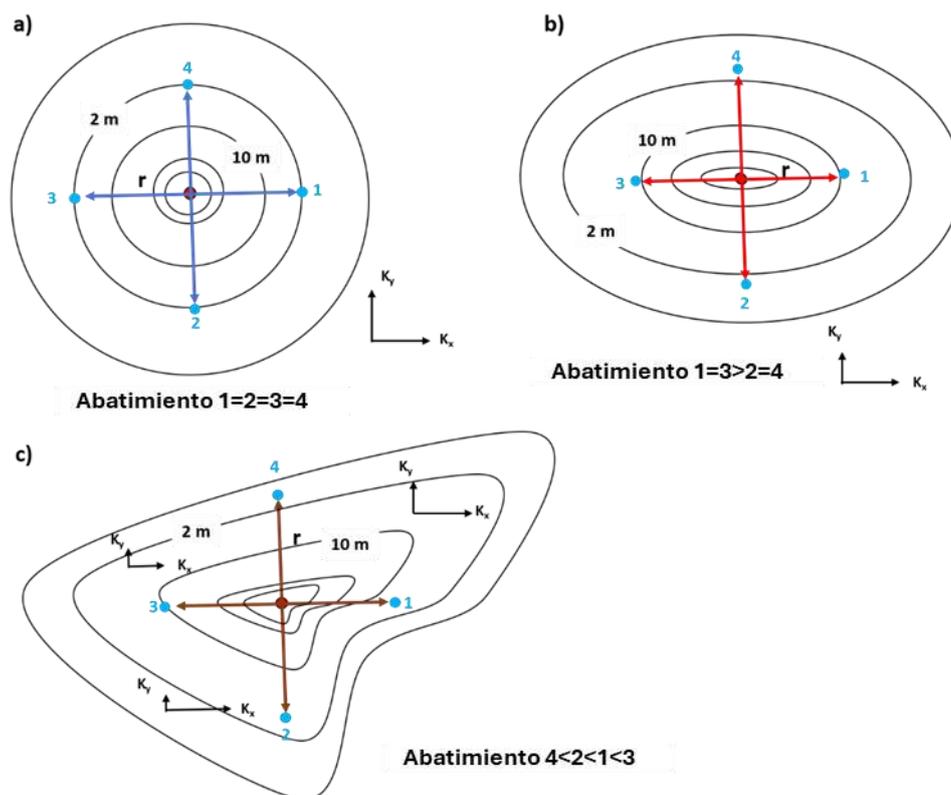
Ferris et al. (1962) también presentaron cómo se podían utilizar los métodos del pozo imagen para simular sistemas con límites lineales duales de extensión infinita y

configuraciones de límites más complejas utilizando la teoría del pozo imagen. Un ejemplo del uso de la teoría del pozo imagen para representar la presencia de un límite lineal impermeable y un límite de recarga cerca de un pozo de bombeo se presenta en Ferris et al (1962). Un ejemplo del uso de la teoría del pozo imagen para representar la presencia de un límite lineal impermeable y un límite de recarga cerca de un pozo de bombeo se presenta en [Recuadro 3](#) ↓.

Los métodos del pozo imagen se aplican fácilmente a límites lineales y simples. La teoría del pozo imagen utiliza la superposición y se basa en el cálculo del abatimiento y de la extracción mediante la resolución de Ecuaciones analíticas (por ejemplo, Theis, Jacob, Hantush). A medida que los límites se vuelven más complejos, los métodos del pozo imagen no son adecuados para representar las condiciones. Por lo general, las técnicas de modelado numérico de aguas subterráneas se utilizan para representar límites complejos (por ejemplo, Anderson et al., 2015; Woessner y Poeter, 2020).

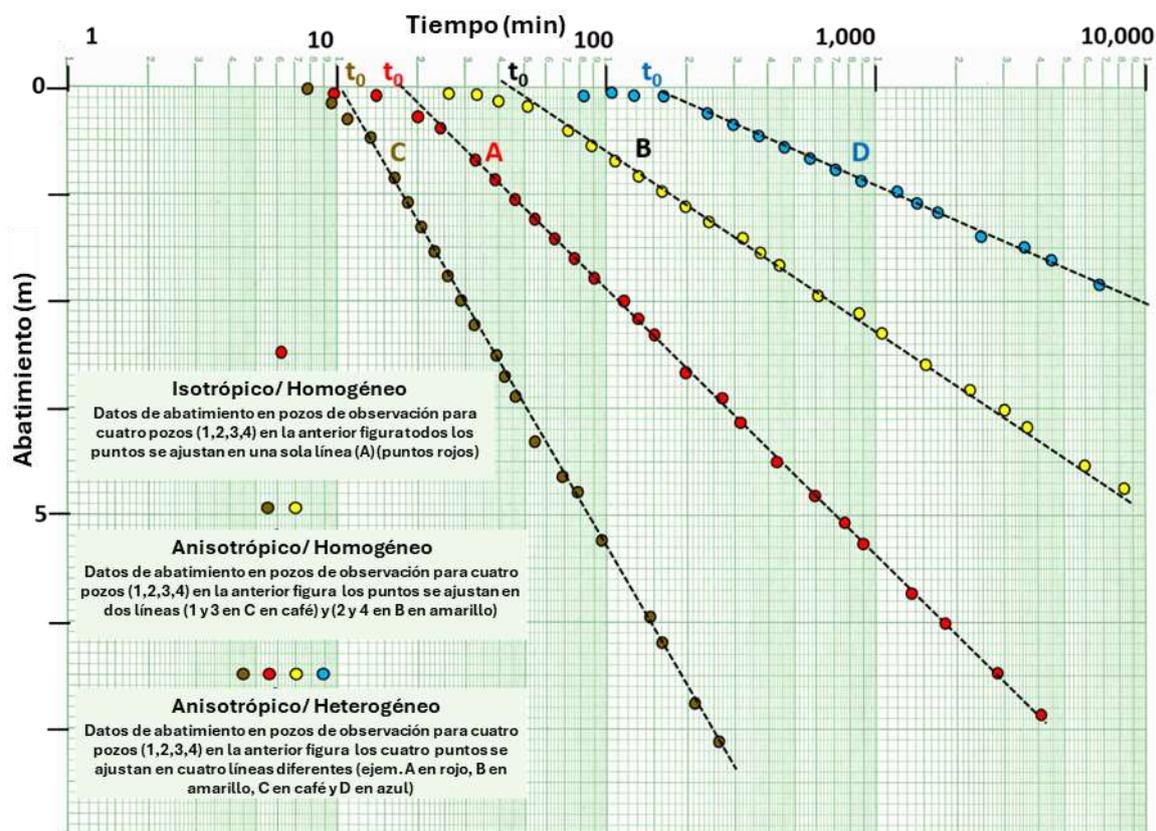
### 11.3 Desarrollo de Conos de Abatimiento en Material Heterogéneo Anisótropo

Los supuestos simplificados necesarios para desarrollar soluciones analíticas para pronosticar el abatimiento y analizar los datos de las pruebas hidráulicas indican que la unidad que se bombea es isotrópica y homogénea. Esto permite el flujo radial y el desarrollo de las matemáticas para producir soluciones analíticas. Sin embargo, los parámetros uniformes del acuífero dentro del cono de abatimiento pueden no estar presentes en muchos entornos. En cambio, el entorno geológico y la historia de depósito y estructural a menudo dan lugar a condiciones anisotrópicas y heterogéneas. En tales casos, el cono de abatimiento no es simétrico cuando se bombea el acuífero (Figura 77).



**Figura 77** - Vistas cartográficas esquemáticas de conos de abatimiento (bidimensionales) asociados a un pozo de bombeo en una unidad portadora de agua con a) condiciones homogéneas isotrópicas, b) homogéneas anisotrópicas y c) heterogéneas anisotrópicas. El punto sólido rojo representa un pozo de bombeo. Los puntos azules sólidos representan los pozos de observación numerados 1, 2, 3 y 4, ubicados a distancias radiales iguales ( $r$ ) del pozo de bombeo. Los mapas representan el abatimiento en un momento específico. El cono de abatimiento asociado con el bombeo en condiciones isotrópicas y homogéneas que se muestran en (a) tiene un abatimiento igual en los pozos de observación ubicados a distancias iguales del pozo de bombeo. El cono de abatimiento asociado con el bombeo en condiciones homogéneas anisotrópicas (b), donde  $K_x > K_y$  tiene una forma alargada en la dirección del eje  $x$  (mayor conductividad hidráulica) y el cono de abatimiento es más estrecho y empinado en la dirección  $y$ , que es la dirección de menor conductividad hidráulica. El cono de abatimiento asociado con un pozo de bombeo en condiciones heterogéneas anisotrópicas (c) tiene un abatimiento diferente en cada pozo a pesar de que están ubicados a la misma distancia radial del pozo de bombeo.

El cono de abatimiento se vuelve menos simétrico y el abatimiento a distancias iguales del pozo de bombeo varía más a medida que las propiedades hidráulicas de la unidad bombeada son más anisotrópicas y heterogéneas (Figura 77). Cuando las condiciones son heterogéneas y anisotrópicas,  $T$  y  $S$  calculadas a partir de los datos de abatimiento del tiempo del pozo de observación recopilados a distancias iguales del pozo de bombeo serán mayores o menores que en el caso isótropo y homogéneo. Esto se ilustra en un gráfico conceptual semilogarítmico de datos de abatimiento de tiempo de pozos de observación ubicados a distancias radiales iguales ( $r$ ) para un pozo de bombeo en Figura 78.



**Figura 78** - Diagrama conceptual semilogarítmico de los datos de abatimiento temporal de pozos de observación igualmente espaciados (Figura 77) recopilados para pruebas hidráulicas realizadas en un sistema de aguas subterráneas totalmente confinado. La parte en línea recta de las curvas de diferentes pozos de observación equidistantes del pozo de bombeo tiene diferentes pendientes y las intersecciones  $t_0$  ya que  $T$  y  $S$  son más variables. El gráfico A representa los datos de abatimiento recopilados en condiciones isotrópicas y homogéneas. Los datos de abatimiento de cada uno de los cuatro pozos de observación se trazan a lo largo de la línea que pasa a través de los puntos rojos. En condiciones anisotrópicas simples, los datos de extracción de dos pozos de observación ubicados a lo largo del eje de menor conductividad hidráulica, se trazan en una línea (por ejemplo, B, puntos amarillos) y los otros dos conjuntos de datos de pozos de observación se trazan en una línea diferente (por ejemplo, C, puntos marrones). En un caso anisotrópico y heterogéneo, los datos de cada pozo de observación se trazan en una línea separada (por ejemplo, A, B, C y D).

Como la mayoría de las condiciones de campo no son isotrópicas y homogéneas, los valores de  $T$  y  $S$  derivados de múltiples pozos de observación no serán iguales. La mayoría de las veces, los valores de las pruebas hidráulicas se promedian o son altos, bajos, y los valores promedio de los parámetros se utilizan para pronosticar las condiciones del agua subterránea. Cuando se utilizan rangos de valores, los análisis sugieren que existe un grado de incertidumbre en las estimaciones.

En algunos entornos, los pozos de observación no están disponibles cuando se realizan pruebas de bombeo. En la siguiente sección se aborda cómo se pueden obtener estimaciones de las propiedades hidrogeológicas de los sistemas de aguas subterráneas utilizando un solo pozo de bombeo.

## 11.4 Una Oportunidad para Aplicar la Hidráulica de Pozos para Evaluar la Interferencia de Pozos en Presencia de una Frontera de Recarga

En la Sección 11 se discutió sobre la interferencia de pozos y la influencia de fronteras en el cono de abatimiento de los pozos. El [Ejercicio 4](#)  brinda una oportunidad de primera mano para aplicar los conceptos de hidráulica de pozos para evaluar estos efectos.

## 12 Estimación de Propiedades Hidrogeológicas Mediante Prueba de Bombeo en Pozo Único

Los datos del abatimiento en régimen transitorio o permanente y de recuperación generados a partir de una prueba de bombeo en pozo único, se pueden utilizar para estimar las propiedades hidráulicas de acuíferos confinados y no confinados (o libres). Los métodos estándar de ajuste de curvas se pueden aplicar utilizando datos de abatimiento corregidos. Además, los métodos de bombeo de caudal variable y los análisis de pruebas de rendimiento de pozos se pueden utilizar para generar propiedades de acuíferos utilizando datos recopilados en un solo pozo de bombeo

### 12.1 Consideraciones Especiales para Datos de Abatimiento de un Pozo Único de Bombeo

En condiciones ideales, las soluciones analíticas (Secciones 7 a 10) y sus supuestos simplificadores se pueden aplicar a los datos de prueba de bombeo de un solo pozo para determinar los valores correspondientes de  $T$  y  $S$ . Sin embargo, los pozos deben ser totalmente penetrantes y 100% eficientes. Cuando se utiliza el abatimiento en el pozo de bombeo para el análisis, el radio del pozo de bombeo a menudo se sustituye en las ecuaciones que requieren una distancia radial a un pozo de observación. Se utiliza el radio de la rejilla filtrante de la tubería de revestimiento perforada, a menos que la construcción del pozo incluya una envoltura de paquete de grava. Cuando esto ocurre, el radio del pozo se define como el radio efectivo del pozo e incluye el radio del intervalo perforado y el paquete de grava.

Sin embargo, cuando un solo pozo de bombeo es la única fuente de datos de abatimiento, debe reconocerse que los datos de abatimiento registrados a menudo están influenciados por la penetración parcial, el almacenamiento del pozo y por pérdidas del pozo, que dependen del diseño del pozo. Los efectos de penetración parcial y pérdidas del pozo dan como resultado niveles de agua más bajos en el pozo de bombeo en comparación con el acuífero adyacente. Los efectos del almacenamiento de pozos reducen temporalmente la tasa de disminución temprana del nivel del agua cuando los pozos de gran diámetro bombean a tasas bajas. Cada una de estas condiciones suele estar presente en algún grado y afecta directamente el abatimiento previsto o informado en el pozo de bombeo. Al igual que con los registros de pruebas de pozos de observación, los descensos en pozos de bombeo pueden verse afectados por la interferencia del pozo, la barometría, las mareas y, en casos no confinados (o libres), los eventos de recarga y la evapotranspiración directa.

En la mayoría de los casos, las condiciones de penetración parcial y pérdidas del pozo dan como resultado un mayor abatimiento medido en el pozo de bombeo que si no

estuvieran presentes. Como resultado, los valores calculados de  $T$  y  $S$  son más bajos que las propiedades de la formación. Idealmente, el abatimiento del pozo de bombeo se corregiría antes de que se realizaran los análisis.

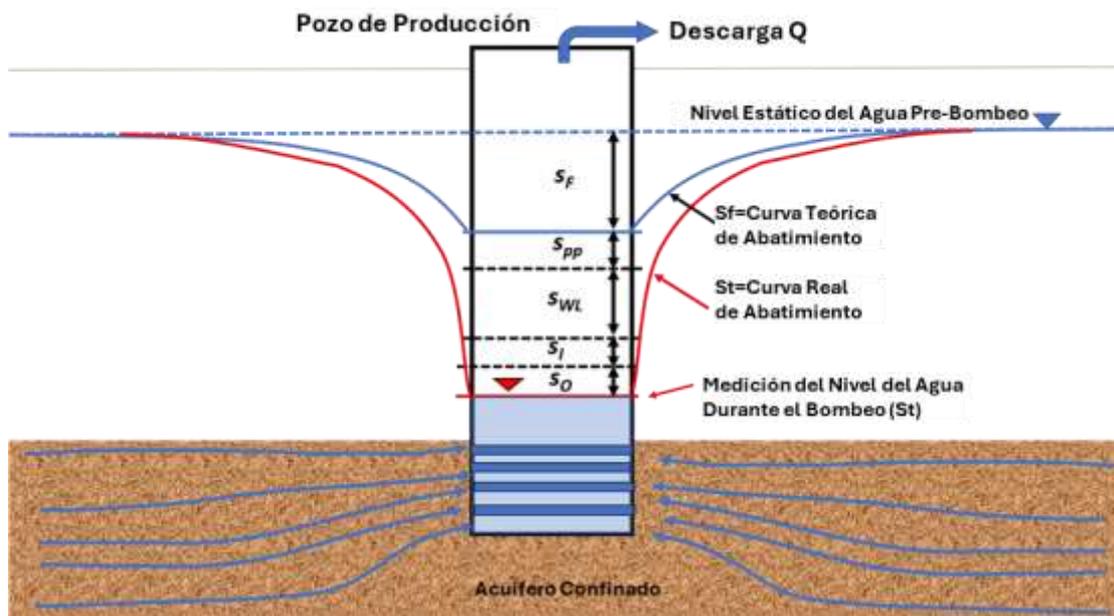
Durante el período inicial de algunas pruebas de bombeo, especialmente en pozos de gran diámetro, el agua bombeada se deriva no solo del acuífero, sino también del agua almacenada en el revestimiento del pozo o en el espacio anular (y el paquete de filtros) que rodea el intervalo tamizado o perforado. Esto da como resultado una reducción en el abatimiento observado en el pozo de bombeo y se conoce como un efecto de almacenamiento del pozo. A medida que avanza el tiempo, el agua de formación constituye una porción cada vez mayor de la descarga del pozo hasta que los efectos del almacenamiento del pozo son lo suficientemente pequeños y el flujo es suministrado por el acuífero. La influencia del almacenamiento del pozo en los datos de abatimiento se observa más fácilmente utilizando gráficos logarítmicos de datos de abatimiento temporal. Los primeros datos de tiempo aparecerán como una línea recta que diverge de la curva de Theis. Papadopulos y Cooper (1967) desarrollaron un método analítico y un conjunto de curvas tipo que pueden utilizarse para analizar los datos de las pruebas de acuíferos confinados afectados por el almacenamiento del pozo. Moench (1997) generó una solución analítica para el bombeo de acuíferos no confinados (o libres) que tiene en cuenta el almacenamiento de pozos. También proporciona un conjunto de curvas tipo.

El abatimiento total observado en el pozo de bombeo se puede visualizar teniendo en cuenta varias componentes como se muestra en la Figura 79 y representado por la Ecuación (79).

$$s_T = s_F + s_{pp} + s_{WL} + s_I + s_O \quad (79)$$

donde:

- $s_T$  = abatimiento total observado en el pozo de bombeo (L)
- $s_F$  = componente de abatimiento basado solamente en las propiedades de la formación ( $T, S$ ) (L)
- $s_{pp}$  = componente del abatimiento resultado de la penetración parcial del intervalo perforado (L)
- $s_{WL}$  = componente del abatimiento derivado de las pérdidas lineal y no lineal del pozo (L)
- $s_I$  = componente de abatimiento de la interferencia de pozos (L)
- $s_O$  = componente del abatimiento derivado de otros factores con signo negativo o positivo (p.ej., almacenamiento de pozo, efectos barométricos, marea, recarga) (L)



**Figura 79** - Esquema de un pozo de bombeo parcialmente penetrante en un acuífero confinado (patrón de arena) que muestra los componentes del abatimiento total ( $s_T$ ) representado por el perfil rojo. El abatimiento de la formación ( $s_F$ ) se muestra en el perfil azul de descenso y es el abatimiento si el pozo es 100 por ciento eficiente y totalmente penetrante. Los componentes adicionales, que contribuyen al abatimiento total observado en el pozo de bombeo pueden incluir los efectos de la penetración parcial que da como resultado rutas de flujo más largas hacia el pozo, como lo indican las líneas de flujo azules ( $s_{pp}$ ), la pérdida del pozo resultante de la construcción, el diseño y el caudal de bombeo del pozo ( $s_{WL}$ ), el abatimiento de los pozos que bombean cerca, lo que se denomina interferencia del pozo ( $s_i$ ), y otros factores que hacen que los niveles de agua asciendan o desciendan, como el almacenamiento de pozos y los efectos barométricos ( $s_o$ ).

Los niveles de agua medidos en el pozo de bombeo serán similares al abatimiento teórico que se muestra en azul en la Figura 79 si:

- el pozo de bombeo es totalmente penetrante y 100 por ciento eficiente,
- el almacenamiento del pozo se ha agotado,
- no hay pérdidas de carga hidráulica debido al flujo turbulento causado por altos caudales y/u obstrucciones en el pozo y,
- no hay interferencia de pozos de bombeo cercanos u otras tensiones hidráulicas en la unidad que se está probando.

En las secciones siguientes se describe cómo los factores que requieren una consideración especial influyen en los datos de abatimiento en el pozo de bombeo, y se presentan los métodos utilizados para cuantificar la magnitud de su efecto y corregir los datos del descenso.

### 12.1.1 Penetración Parcial

Un pozo de bombeo parcialmente penetrante produce componentes verticales de flujo cerca del pozo en acuíferos confinados y no confinados (libres). El componente de flujo vertical crea trayectorias de flujo más largas que dan como resultado que el sistema de flujo gaste más energía para entregar agua al pozo que si todo el flujo fuera horizontal. Los

efectos de penetración parcial pueden ocurrir en un acuífero no confinado (o libre), cuando comienza el bombeo, incluso si un pozo está penetrando completamente, ocurre cuando el espesor saturado adyacente al pozo de bombeo se reduce significativamente durante la prueba.

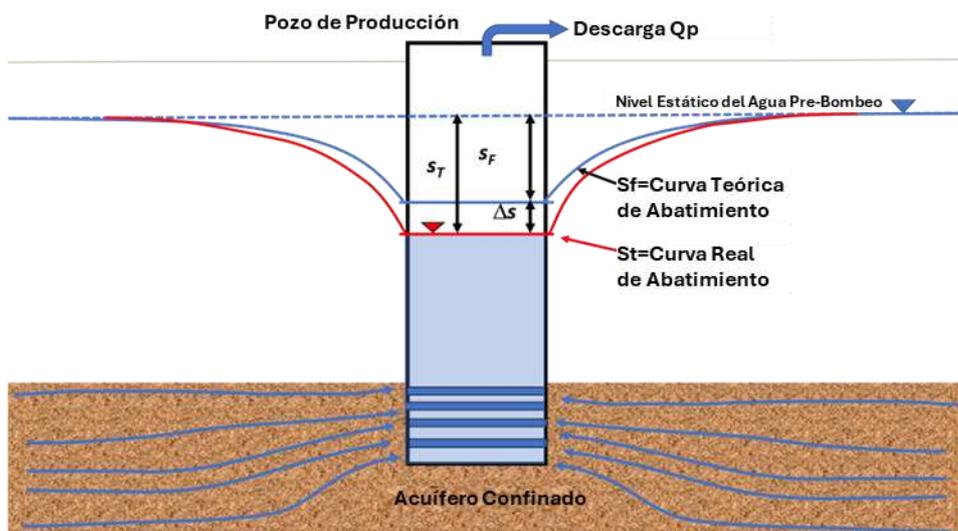
Todd y Mays (2005) proporcionan métodos para calcular el aumento en el abatimiento atribuido a la pérdida de carga durante el flujo de agua subterránea a un pozo parcialmente penetrante. Comúnmente se utiliza un valor de penetración del 80 por ciento o más para sugerir cuándo no se requiere una corrección.

Cuando se consideran los efectos de penetración parcial solamente, el abatimiento total está compuesto por el abatimiento en la formación,  $s_F$ , y el abatimiento adicional  $\Delta s_{pp}$  ( $\Delta s$  en la Figura 80) provocado por la penetración parcial como se muestra en la Ecuación (80) y Figura 80.

$$s_T = s_F + \Delta s \quad (80)$$

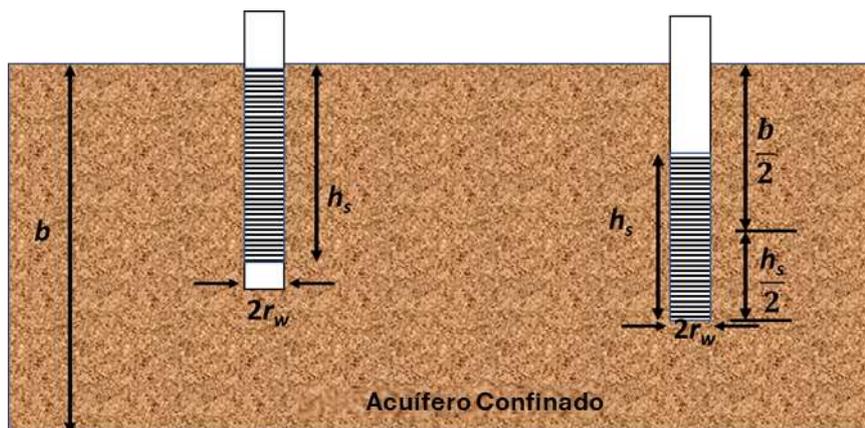
donde:

- $s_T$  = Abatimiento total en el pozo de bombeo incluyendo efectos de penetración parcial y descenso de la formación (L)
- $s_F$  = Abatimiento en la formación (L)
- $\Delta s$  = Abatimiento debido a la penetración parcial (igual a  $s_{pp}$  en Figura 79) (L)



**Figura 80** - Abatimiento total,  $s_T$ , asociado a un pozo de bombeo que penetra parcialmente cuando se produce tanto el abatimiento de la formación,  $s_F$ , como el abatimiento relacionado con los efectos de la penetración parcial,  $s$  (que se muestra como  $s_{pp}$  en la Figura 79).

Huisman (1972) y Todd y Mays (2005) presentan métodos para calcular los efectos de la penetración parcial utilizando formulaciones en estado estacionario, las variables mostradas en la Figura 80 y Figura 81, y a un factor de penetración  $p = h_s/b$ , longitud de la rejilla ( $h_s$ ) dividido por el espesor saturado del acuífero ( $b$ ).



**Figura 81** - Esquema de un acuífero confinado (patrón de arena) y el intervalo perforado (líneas negras horizontales) para dos pozos de producción, donde  $b$  representa el espesor saturado inicial del acuífero,  $h_s$  es la longitud del intervalo perforado y  $r_w$  es el radio del pozo (según Todd y Mays, 2005).

El abatimiento adicional asociado con la penetración parcial en condiciones de estado estacionario en un acuífero confinado, como se representa en el lado izquierdo de la Figura 81 está definido por  $p > 0.2$  por Todd & Mays (2003) en la Ecuación (81). Cuando la rejilla del pozo está centrada en la formación, como se muestra en la parte derecha de la Figura 81, entonces  $p = (h_s/2)/(b/2)$  y su radio es sustituido en la Ecuación (81) que se convierte en Ecuación (82).

$$\Delta s = \frac{Q_p}{(2\pi T)} \left( \frac{1-p}{p} \right) \ln \left( \frac{(1-p)h_s}{r_w} \right) \quad (81)$$

donde:

- $\Delta s$  = abatimiento adicional resultado de penetración parcial (L)
- $Q_p$  = caudal de bombeo en el pozo parcialmente penetrante ( $L^3T^{-1}$ )
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $p$  = factor de penetración,  $h_s/b$  (adimensional)
- $h_s$  = longitud de la rejilla del pozo(L)
- $b$  = saturación inicial del acuífero (L)
- $r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)

$$\Delta s = \frac{Q_p}{(2\pi T)} \left( \frac{1-p}{p} \right) \ln \left( \frac{(1-p)h_s}{2r_w} \right) \quad (82)$$

donde:

- $\Delta s$  = abatimiento adicional resultado de penetración parcial (L)
- $Q_p$  = caudal de bombeo en el pozo parcialmente penetrante ( $L^3T^{-1}$ )
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $p$  = factor de penetración factor,  $h_s/b$  (adimensional)

$h_s$  = longitud de la rejilla del pozo (L)

$b$  = espesor saturado inicial del acuífero (L)

$r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)

Sobre la base de la ecuación de Thiem para acuíferos no confinados, Todd y Mays (2005) definen el abatimiento resultante de la penetración parcial, como se muestra en Ecuación 85.

$$\Delta s_2 h_w = \frac{Q_p}{(\pi K)} \left( \frac{1-p}{p} \right) \ln \frac{((1-p)h_s)}{r_w} \quad (83)$$

donde:

$\Delta s$  = abatimiento resultante de penetración parcial (L)

$h_w$  = espesor saturado del acuífero no confinado en condiciones de no bombeo (L)

$Q_p$  = caudal de bombeo del pozo parcialmente penetrante ( $L^3T^{-1}$ )

$K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )

$p$  = factor de penetración  $p = h_s/b$  (adimensional)

$h_s$  = longitud de la rejilla del pozo (L)

$r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)

El abatimiento total en un acuífero no confinado se define como se muestra en la Ecuación (84).

$$s_T = \sqrt{s_F^2 + \Delta s_2 h_w} \quad (84)$$

donde:

$s_T$  = abatimiento total en el pozo de bombeo incluyendo los efectos de penetración parcial y abatimiento por formación (L)

$s_F$  = abatimiento de la formación (L)

$\Delta s$  = abatimiento por penetración parcial (igual a  $s_{pp}$  en Figura 79) (L)

$h_w$  = espesor saturado del acuífero no confinado en un pozo totalmente penetrante (L)

Las condiciones de penetración parcial que generan el abatimiento adicional se conceptualizan como constantes una vez que inicia el bombeo. La corrección de penetración parcial se puede aplicar a datos de abatimiento transitorios o de estado estacionario.

## Ejemplo

Un pozo con un radio de 0.15 m terminado en una unidad confinada se bombea a un caudal continuo de 4,000 m<sup>3</sup>/d hasta un estado casi estacionario y el abatimiento total es

de 34 m. El intervalo de la rejilla tiene una longitud de 10 m y se encuentra justo debajo del límite superior de un acuífero de 45 m de espesor. Si la transmisividad del acuífero es de 940 m<sup>2</sup>/d, ¿qué proporción del abatimiento se debe a la penetración parcial?

El factor de penetración es 10 m/45 m = 0.22. Utilizando la Ecuación (81),  $\Delta s$  es calculado como se muestra.

$$\Delta s = \frac{Q_p}{(2 \pi T)} \left( \frac{1-p}{p} \right) \ln \frac{((1-p)h_s)}{r_w}$$

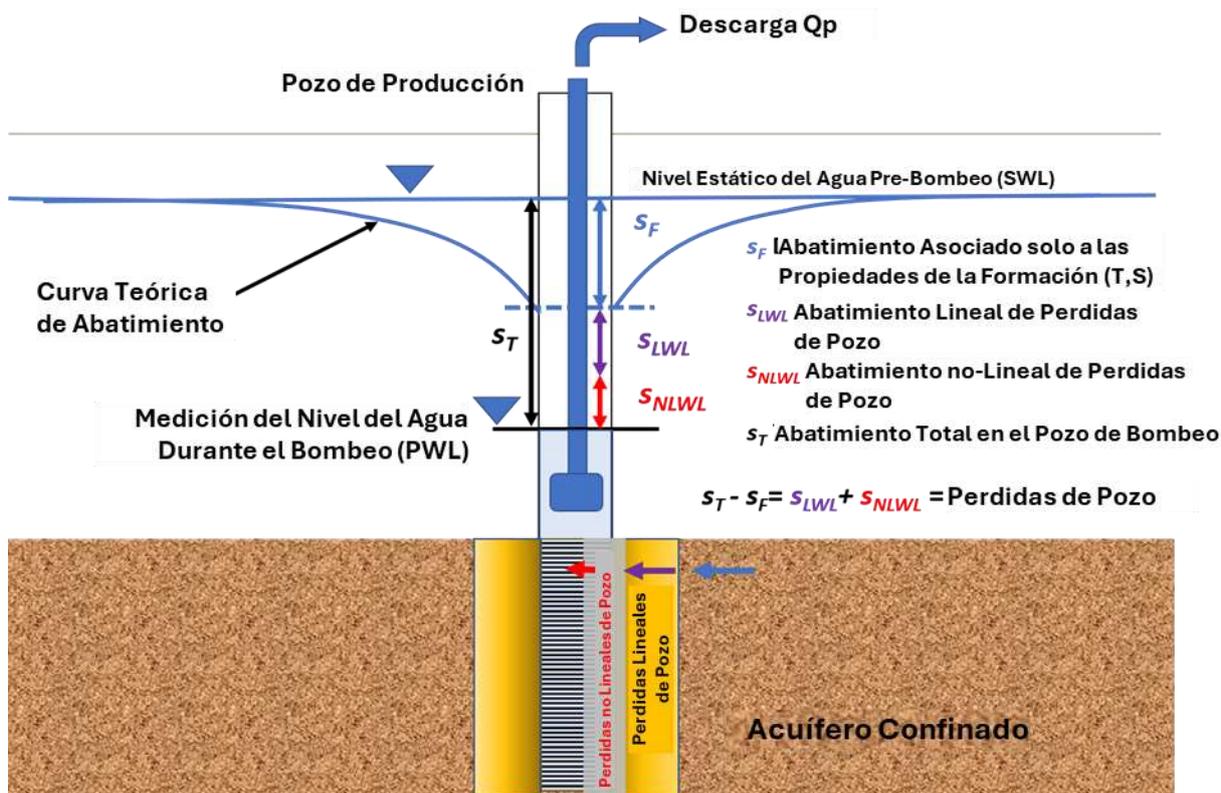
$$\Delta s = \frac{4000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{2 (3.14) 940 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} \frac{1 - (0.22)}{(0.22)} \ln \frac{((1 - 0.22)10 \text{ m})}{0.15 \text{ m}} = 9.5 \text{ m}$$

Si el abatimiento total observado en el pozo parcialmente penetrante es de 26.01, entonces reagrupando la Ecuación (80) el abatimiento de la formación podría ser definido como  $s_F = s_T - \Delta s$ , de tal forma que  $s_F = 26.01 \text{ m} - 9.5 \text{ m} = 16.51 \text{ m}$ . Si el abatimiento vs tiempo fuera registrado durante la prueba en régimen transitorio, el abatimiento podría ser ajustado a -9.5 m.

Además de las ecuaciones presentadas anteriormente, otros autores han desarrollado métodos para evaluar los efectos de penetración parcial con soluciones analíticas para condiciones transitorias y estado estacionario (por ejemplo, Sternberg, 1973; Brons y Marting, 1961; Bradbury y Rothschild (1985); Hantush, 1966; Neuman, 1975; Kipp 1973). La mayoría de los paquetes de software comerciales de análisis de pruebas hidráulicas incorporan métodos para corregir los datos de penetración parcial, una vez que se ingresan los datos de construcción del pozo.

### 12.1.2 Pérdidas del Pozo y Aplicación de Pruebas de Caudal Escalonado para Evaluación de Pérdidas

Una pérdida de pozo es el componente del abatimiento total en un pozo de producción debido a la pérdida de energía resultante del flujo turbulento de agua a través del intervalo ranurado (o la pared dañada del pozo), así como el flujo dentro del ademe hasta la entrada a la bomba, como se muestra en la Figura 82 y expresado por la Ecuación (85).



**Figura 82** - Esquema que muestra los componentes de las pérdidas del pozo en un pozo de bombeo con penetración total en un acuífero confinado, isotrópico y homogéneo. El abatimiento medido es mayor que si el pozo fuera 100 por ciento eficiente y solo se produjera abatimiento en la formación, como se muestra con la curva de abatimiento teórica ( $s_F$ ). La pérdida del pozo se conceptualiza como si tuviera dos componentes de abatimiento, la pérdida lineal del pozo ( $s_{LWL}$ ) y la pérdida no lineal del pozo ( $s_{NLWL}$ ). A medida que el agua en las cercanías del pozo converge al intervalo perforado, se produce una pérdida de carga hidráulica a medida que pasa a través del área del pozo afectada durante su construcción (pérdida lineal del pozo). La pérdida de carga hidráulica también ocurre a medida que el flujo se mueve a través de la zona perforada y asciende a través del ademe hasta la bomba (pérdida no lineal del pozo).

$$s_{WL} = s_{LWL} + s_{NLWL} \quad (85)$$

donde:

- $s_{WL}$  = pérdida total del pozo (L)
- $s_{LWL}$  = pérdida lineal del pozo (L)
- $s_{NLWL}$  = pérdida no-lineal del pozo (L)

Cuando se produce un abatimiento adicional en un pozo de bombeo debido a las pérdidas del pozo, el abatimiento total será el abatimiento que se produce debido a las propiedades de transmisión y almacenamiento de la formación,  $s_F$  y la pérdida total del pozo ( $s_{WL}$ ) como se expresa en la Ecuación (86).

$$s_T = s_F + s_{WL} \quad (86)$$

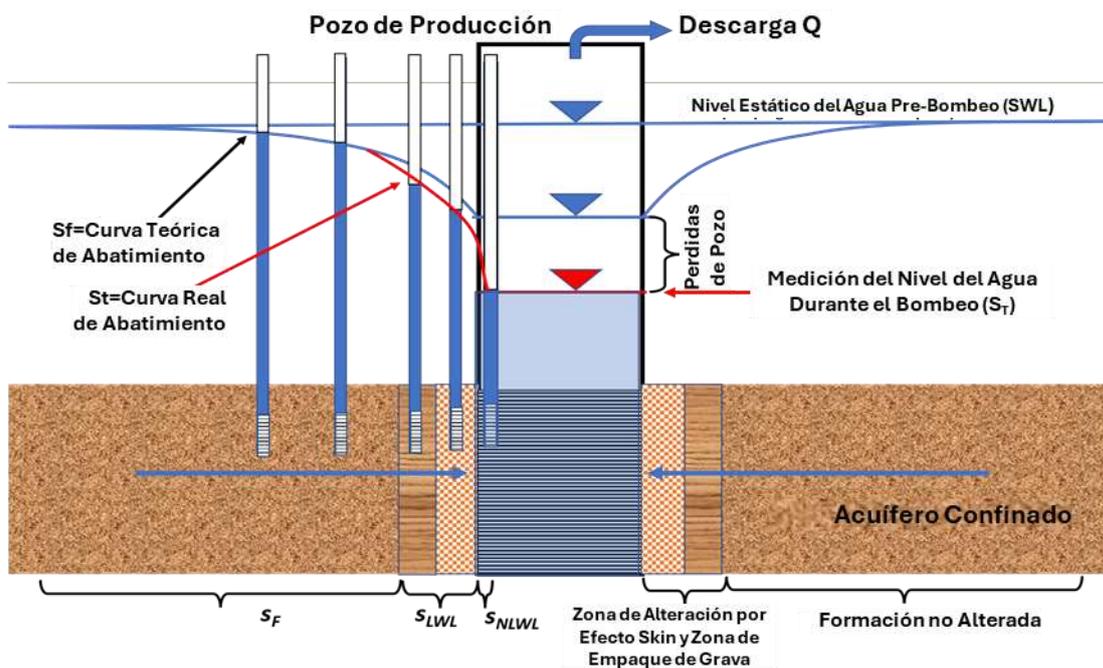
donde:

$s_T$  = abatimiento total (L)

$s_F$  = abatimiento de la formación (L)

$s_{WL}$  = abatimiento por pérdidas total del pozo (L)

A menudo los gradientes hidráulicos cerca del pozo se ven afectados por el daño a la formación provocada durante la construcción del pozo. Estos incluyen zonas de menor conductividad hidráulica (introducción de los recortes del pozo y fluidos de perforación) que están presentes adyacentes al pozo llamado "zona dañada" (formación dañada) (por ejemplo, Sterrett, 2007). A medida que el flujo convergente ingresa a esta área, los gradientes aumentan y se produce una pérdida de carga adicional (pérdida lineal del pozo [ $s_{LWL}$ ]). Estas se denominan pérdidas lineales porque su magnitud es directamente proporcional a la tasa del caudal del pozo. A veces, la zona dañada tiene menos resistencia al flujo debido al desarrollo y/o bombeo realizado por pozos que movilizan los materiales finos en la formación, atrayéndolos hacia el pozo y mejorando la conductividad de la formación cerca del pozo, de modo que el  $s_{LWL}$  puede ser negativo (Sterrett, 2007). El segundo componente de la pérdida de carga ocurre a medida que el flujo pasa a través del intervalo perforado (aberturas de malla o ranuras cortadas) y se desplaza en forma vertical ascendente por el ademe del pozo hasta la bomba. Este descenso en la carga hidráulica total se conoce como pérdida de pozo no lineal ( $s_{NLWL}$ ). Estas se denominan pérdidas no lineales porque su magnitud aumenta de forma no lineal al igual que aumenta la descarga. La Figura 83 ilustra el impacto de estas pérdidas en el abatimiento del pozo.



**Figura 83** – Esquema del cambio en los niveles de agua a medida que el agua fluye hacia un pozo con penetración total en un acuífero confinado, isótropo y homogéneo, que se bombea a un caudal constante

(patrón de arena). Los pozos de diámetro pequeño (imaginarios) se incluyen en el diagrama para ilustrar el efecto de la pérdida del pozo. El perfil azul muestra el abatimiento teórico ( $s_F$ ) derivado cuando el pozo tiene cero pérdidas (100 por ciento de eficiencia). El perfil rojo se crea añadiendo los efectos de las pérdidas del pozo ( $s_{LWL} + s_{NLWL}$ ) (línea roja). Las zonas de pérdidas del pozo de la formación, lineal y no lineal se ilustran en la base del diagrama.

La pérdida del pozo es una función del caudal de bombeo que se incrementa a mayor caudal, como se muestra en la Ecuación (87).

$$s_T = B_1Q + B_2Q + CQ^2 \quad (87)$$

donde:

- $s_T$  = abatimiento total (L)
- $B_1$  = propiedades de la formación del acuífero ( $TL^{-2}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo del pozo ( $L^3T^{-1}$ )
- $B_2$  = condiciones de la formación para la pérdida lineal del pozo ( $TL^{-2}$ )
- $C$  = coeficiente representando la pérdida no lineal del pozo ( $T^2L^{-5}$ )

En la Ecuación (87),  $B_1Q = s_F$ ,  $B_2Q = s_{LWL}$ , y  $CQ^2 = s_{NLWL}$ . Los valores de  $B_1$  y  $B_2$  no se pueden separar cuando los datos de abatimiento- tiempo están disponibles solo para el pozo de bombeo. Jacob (1947) desarrolló una relación entre el valor de  $BQ$  representando el abatimiento en la formación y la componente no lineal o componente de pérdida por turbulencia del pozo,  $CQ^2$  (Ecuación (88)). En esta relación  $B$  se puede conceptualizar como  $B_1 + B_2$ . Para un acuífero confinado,  $B$  puede ser calculado utilizando la aproximación en régimen transitorio de Cooper Jacob, en la cual la componente lineal de la pérdida del pozo esta formalmente incluida. Esta es,  $B$  igual a  $\frac{1}{4\pi T} \ln \left\{ \frac{Tt}{1.78r^2S} \right\}$ , como se muestra en la Ecuación (31) de la Sección 8.3.2. Rorabaugh (1953) sugiere que el término al cuadrado comúnmente utilizado en  $C$  en el término de pérdida del pozo no lineal puede ser reemplazado por una variable cercana a un valor de dos, pero que pueda ser menor o mayor a este valor. Rorabaugh (1953) proporciona información adicional. Tradicionalmente, se asume un valor de dos.

$$s_T = BQ + CQ^2 \quad (88)$$

donde:

- $s_T$  = abatimiento total en el pozo de bombeo (L)
- $B$  = representa propiedades de la formación en el acuífero ( $TL^{-2}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo del pozo ( $L^3T^{-1}$ )
- $C$  = coeficiente representando la pérdida no lineal de pozo ( $T^2L^{-5}$ )

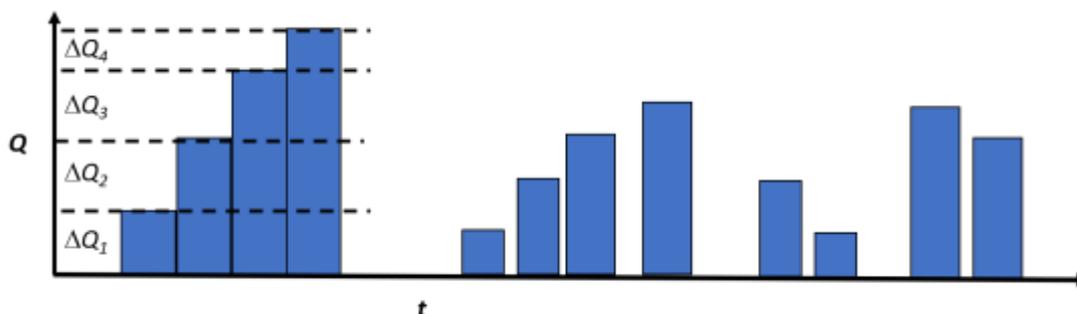
Cuando  $T$  y  $S$  son conocidos, la Ecuación (88) se aplica para corregir el abatimiento del pozo por efecto de pérdida no lineal calculando  $CQ^2$  y restando este del abatimiento

observado,  $s_F = s_T - CQ^2$ . La prueba de caudal escalonado (variable) se utiliza para estimar el coeficiente de pérdida del pozo C.

### Prueba de Bombeo Escalonado y Métodos para Calcular el Coeficiente de Pérdida del Pozo y Estimar T

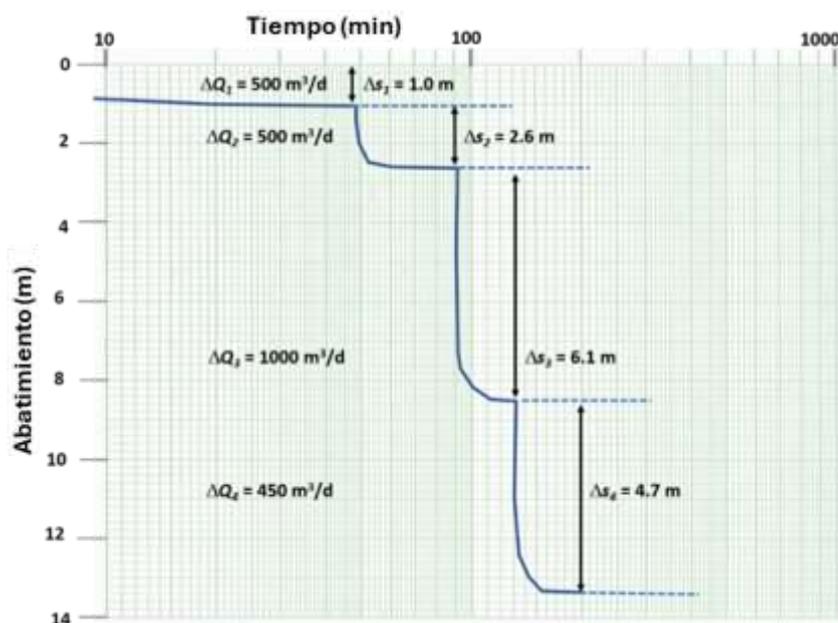
Una prueba de abatimiento escalonado (a menudo denominada prueba escalonada) se lleva a cabo bombeando un pozo a varios caudales y registrando los datos de abatimiento vs tiempo en el pozo. Estas pruebas se pueden realizar para investigar la respuesta del abatimiento durante el bombeo, cuando los caudales aumentan y disminuyen. Las pruebas escalonadas de abatimiento se aplican para caracterizar la pérdida del pozo que se produce a varios caudales de bombeo. Esta metodología se utiliza con mayor frecuencia para cuantificar el coeficiente de pérdida del pozo, C. El coeficiente se utiliza para calcular los componentes del abatimiento total del pozo, a una tasa de bombeo prescrita, y para corregir los datos de descensos en función del tiempo y así reflejar el abatimiento atribuido sólo a las propiedades y condiciones de la formación.

Durante una prueba de abatimiento escalonado, la tasa de bombeo se incrementa desde una tasa constante inicial baja hasta una serie de tasas de bombeo constantes progresivamente más altas (escalones). Por lo general, cada escalón tiene la misma duración, de aproximadamente 30 minutos a 2 horas (Kruseman y de Ridder, 2000). Cada paso debe tener una duración suficiente para permitir la disipación de los efectos del almacenamiento del pozo. Se puede llevar a cabo cualquier número de pasos; sin embargo, se recomiendan al menos tres. Los periodos de bombeo generalmente aumentan secuencialmente, pero se pueden iniciar y detener, lo que permite una recuperación completa (Figura 84). La prueba escalonada generalmente está diseñada para que las tasas de bombeo escalonadas incluyan o estén cercanas a la tasa de bombeo deseada para un pozo de producción. Esto permite calcular el coeficiente de pérdida del pozo a ese caudal de bombeo planificado. Las pruebas escalonadas también se utilizan para evaluar el rendimiento de los pozos, incluido la selección de los caudales de bombeo con menor pérdida del pozo e identificar si las condiciones de los pozos han cambiado con el tiempo (Sterrett, 2007).

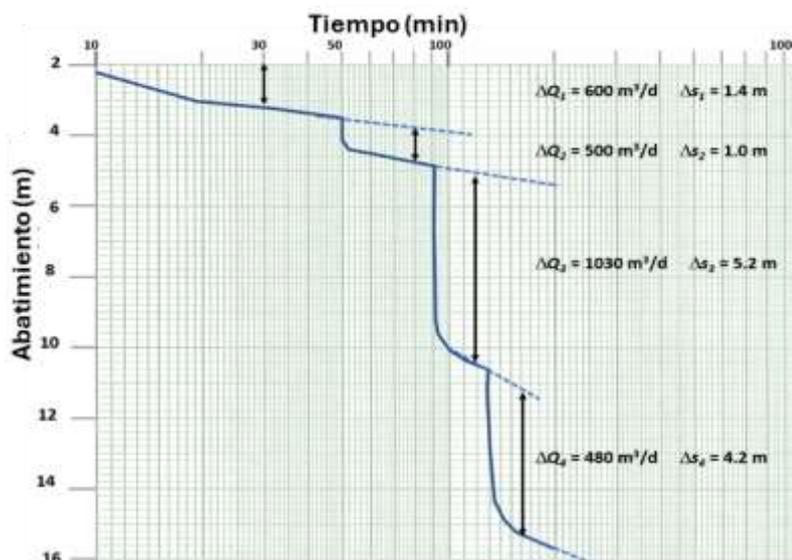


**Figura 84** - Las pruebas de abatimiento escalonada se realizan con mayor frecuencia como una prueba continua en la que el caudal de bombeo se mantiene constante durante un período y luego se aumenta en un valor de  $\Delta Q$ , como se muestra en la parte izquierda del gráfico. El período de tiempo que se bombea en cada escalón y el  $\Delta Q$  pueden variar. Se recopilan datos de abatimiento en función del tiempo para cada escalón. Un segundo enfoque, que se muestra en el centro y en el lado derecho del diagrama, ilustra que los conjuntos de datos de la prueba escalonada también se pueden derivar cuando un pozo se bombea a un caudal constante, luego se detiene el bombeo y se permite que el pozo se recupere. La repetición de este método para varios caudales de bombeo crea un conjunto de datos de prueba para cada escalón.

Los resultados de la prueba de abatimiento escalonada se representan en una escala semilogarítmica como abatimiento en función del tiempo. El cambio en el abatimiento entre cada escalón se designa como  $\Delta s$  y el cambio en la descarga entre cada paso se define como  $\Delta Q$ . La Figura 85 muestra los datos de una prueba de bombeo escalonado continua en la que cada escalón alcanzó el abatimiento en estado estacionario o cuasi estacionario. La Figura 86 es un gráfico de la prueba escalonada transitoria, en el que cada escalón estuvo bombeando durante al menos 30 minutos y el abatimiento seguía disminuyendo a medida que se iniciaba el siguiente paso.

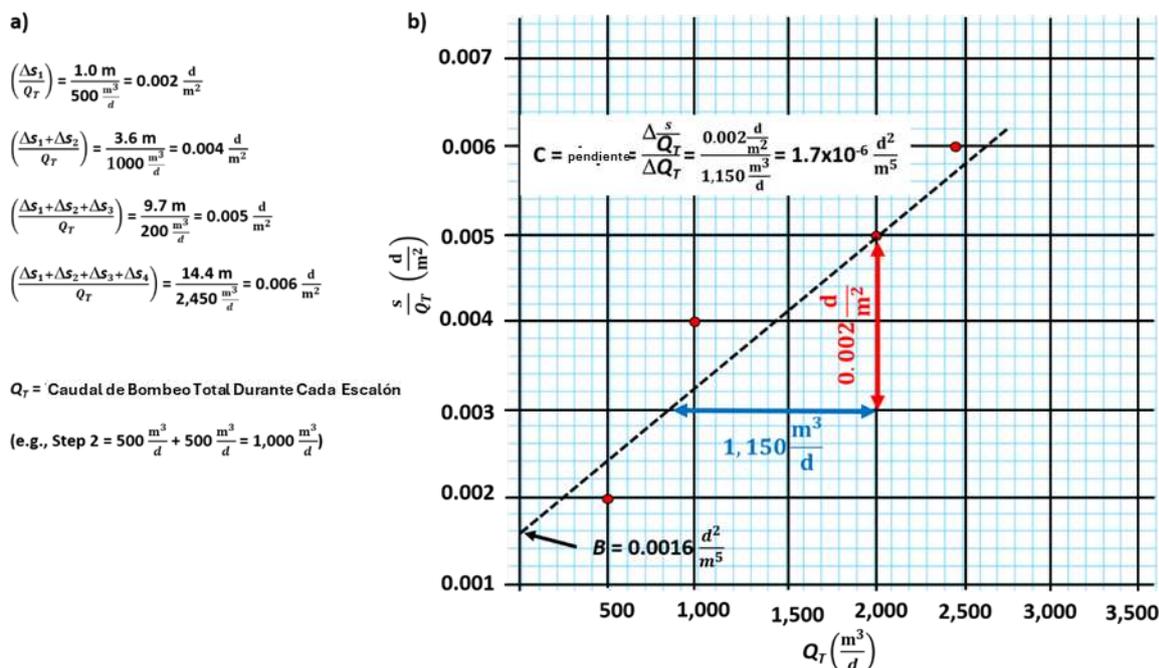


**Figura 85** - Prueba de abatimiento escalonada en la que se utilizaron caudales de bombeo constantes secuenciales y el abatimiento alcanzó un estado estacionario en cada etapa. Las líneas discontinuas representan una extensión de la tendencia de abatimiento observada. Se muestran los valores de  $\Delta Q$  y  $\Delta s$ . Las tasas totales de bombeo y el abatimiento para un escalón individual se obtienen sumando el cambio en el caudal de bombeo y el abatimiento adicional a los de los escalones previos.



**Figura 86** - Prueba de abatimiento gradual transitoria con caudales constantes secuenciales. El bombeo de cada escalón fue igual o superior a 30 minutos. Las líneas discontinuas representan extensiones de las tendencias de abatimiento observadas. Utilizando un intervalo de 30 minutos desde el inicio de cada escalón, se muestran los valores de  $\Delta Q$  y  $\Delta s$ . Las tasas totales de bombeo y el abatimiento para cada escalón (a los 30 minutos de bombeo) se obtienen sumando los cambios en las tasas de bombeo y el abatimiento.

El análisis de la prueba de bombeo escalonada en condiciones estacionarias se muestra en la Figura 85 y se describe a continuación. Para estimar el coeficiente de turbulencia,  $C$ , y el coeficiente de la formación,  $B$ , de la Ecuación (88), se elaboró un gráfico aritmético de la descarga total de cada escalón y el abatimiento, dividido por el caudal de cada escalón ( $s/Q_T$ ) se muestra en (Figura 87). Donde  $Q_T$  es el bombeo acumulado para el escalón, p.ej.,  $Q_T$ , para el escalón 2 es  $\Delta Q_1 + \Delta Q_2$ , y para el escalón 3  $Q_T = \Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \Delta Q_3$ . Esta aproximación esta referida como el método de Hantush-Bierschenk (Hantush, 1964; Bierschenk (1963).



**Figura 87** - Ejemplo de un diagrama de Hantush Biershenk utilizado para analizar los datos de abatimiento escalonado en estado estacionario para determinar el coeficiente de pérdida de pozo turbulento, C y el valor de B. a) Cálculo de los valores de  $Q_T$ ,  $s$  y  $s/Q_T$ , para cada escalón. b) Gráfico de  $s/Q_T$  para cada escalón vs tasa total de bombeo ( $Q_T$ ) en la etapa. La pendiente de una línea recta ajustada (línea discontinua) es el valor C y la intersección de la línea ajustada en el eje Y es el valor B.

El coeficiente de pérdida del pozo se obtiene de la pendiente de la línea ajustada como se muestra en la Figura 87. Dada la dispersión de los datos en este ejemplo, los valores de C variarán en función de la ubicación de la línea ajustada. La pérdida de pozo,  $s_{WL}$ , ligada a las condiciones de turbulencia se calcula para un caudal de descarga específico mediante  $CQ^2$ . El coeficiente de pérdida del pozo descrito por Jacob (1950) se asume que es constante. Por ejemplo, si en el pozo de producción, de los datos mostrados en la Figura 87, estuvo bombeando a un caudal de  $2,500 \text{ m}^3/\text{d}$ , el coeficiente de pérdida del pozo por turbulencia podría ser  $(0.0000017 \text{ d}^2/\text{m}^5) (2,500 \text{ m}^3/\text{d})^2 = 10.6 \text{ m}$ .

El coeficiente  $B$  de la Ecuación (87) está relacionado con las propiedades de la formación y representa la pérdida lineal del pozo como se describió en la sección anterior. Este se obtiene del valor en la intercepción del eje y es interceptado por la línea recta ajustada. Si otros datos de abatimiento en el tiempo son recabados en un pozo de observación durante la prueba de bombeo escalonado están disponibles, se podrá realizar una estimación de  $B_1$  en la Ecuación (87) usando un ajuste de curva estándar, ya que el pozo de observación no es bombeado y por tanto es 100 por ciento eficiente.

Sin un método independiente para estimar  $B_1$ , el valor de  $B$  obtenido del análisis de la prueba escalonada se asume representativo para estimar el abatimiento de la formación,  $s_F = BQ$ . En este caso, las propiedades del acuífero serán subestimadas, ya que el abatimiento utilizado para estimar B incluye pérdidas del pozo no definidas, y por lo tanto es mayor

que el abatimiento derivado sólo de las condiciones de la formación,  $B_1$ . Cuando se presentan condiciones estacionarias, se puede aplicar la Ecuación de Thiem para estimar  $T$  para condiciones de acuíferos confinados mediante (Ecuaciones (89), (90), (91), and (92)).

$$s_T = \frac{Q}{2 \pi T} \ln \left( \frac{r_0}{r_w} \right) + C Q^2 \quad (89)$$

$$s_F = s_T - C Q^2 \quad (90)$$

$$s_F = B Q = \frac{1}{2 \pi T} \ln \left( \frac{r_0}{r_w} \right) Q \quad (91)$$

$$B = \frac{1}{2 \pi T} \ln \left( \frac{r_0}{r_w} \right) \quad (92)$$

donde:

- $B$  = coeficiente para un acuífero confinado en estado estacionario ( $TL^{-2}$ )
- $T$  = transmisividad ( $Kb$ ) ( $L^2T^{-1}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $s_T$  = nivel estático del agua menos la carga hidráulica en el pozo de bombeo (L)
- $s_F$  = abatimiento atribuido a las propiedades de la formación (L)
- $r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)
- $r_0$  = distancia radial donde abatimiento es igual a 0 (estimado) (L)

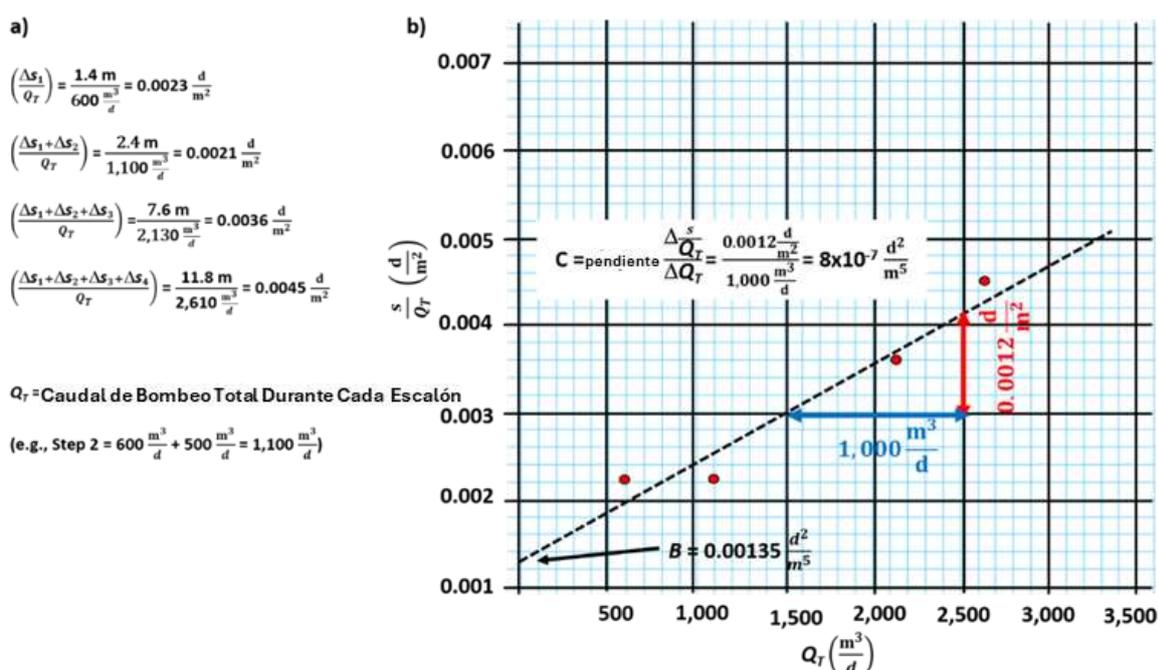
El radio del pozo de bombeo se obtiene a partir de información de la construcción del pozo. Sin embargo, cuando un sello de grava está presente, el radio del pozo es reemplazado por el radio efectivo del pozo, que incluye el radio del ademe de rejillas y el radio del paquete de gravas que rodea al ademe. Entonces el radio efectivo está representado por  $r_w$  en las ecuaciones de bombeo de pozo único de Thiem y Theis.

Cuando se presentan condiciones de régimen estacionario en un acuífero no confinado, el abatimiento total y el abatimiento de la formación, son generalmente aproximados, suponiendo que el espesor saturado solo cambia en una pequeña proporción durante el bombeo. Esta suposición permite la aplicación de las ecuaciones para acuíferos confinados, ecuaciones (89) a la (92).

En la Ecuación (92), el valor de  $B$  se obtiene a partir del gráfico mostrado en la Figura 87. El radio del pozo se obtiene a partir de las mediciones de campo y los registros de construcción. Una vez que se determina gráficamente el valor de  $B$ , los valores de  $T$  and  $K=T/b$ , se pueden determinar utilizando la Ecuación (92). Sin embargo, la solución depende de una estimación de la distancia radial desde el pozo de bombeo en donde el abatimiento es cero,  $r_0$ . Valores de 500 m son generalmente supuestos para condiciones estacionarias

confinadas. Cuando el caudal de bombeo es alto, las distancias asumidas se pueden incrementar por un factor de 1.5 a 2. Estimaciones de  $T$  cambian con diferentes valores de distancia (abatimiento cero). Sin embargo, debido a que la distancia radial está dividida por el radio del pozo y se aplica el logaritmo natural al radio, las estimaciones finales varían ligeramente cuando se utilizan distancias largas o pequeñas.

Los resultados para una prueba escalonada en estado transitorio como los que se presentan en la Figura 86 se pueden analizar utilizando la misma aproximación descrita en la Figura 87. La Figura 88 es un gráfico de  $s/Q_T$  vs  $Q_T$  para la prueba en estado transitorio. Los valores de  $s/Q_T$  para cada escalón se calculan utilizando los valores de abatimiento al final de cada escalón, en este caso los primeros 30 minutos.



**Figura 88** - Diagrama de Hantush Biershenk utilizado para analizar los datos transitorios de abatimiento escalonado, para determinar el coeficiente de turbulencia de pérdida del pozo,  $C$ , y el valor de  $B$  en un sistema confinado. a) Cálculos de los valores de  $Q_T$ ,  $s$  y  $s/Q_T$  para cada etapa utilizando el abatimiento al final del intervalo de 30 minutos desde el inicio de la etapa. b) Gráfico de  $s/Q_T$  para cada etapa vs a la tasa total de bombeo ( $Q_T$ ) en la etapa. La pendiente de una línea recta ajustada (línea discontinua) es el valor  $C$  y la intersección de la línea ajustada en el eje- $y$  es el valor  $B$ .

Nuevamente, utilizando la relación de la Ecuación (88) muestra que  $BQ = s_F$ . Estimación de  $T$  será más alta si solo se utiliza  $B_1$ . Definiendo  $B$  usando la aproximación de Cooper-Jacob para un acuífero confinado para  $u < 0.01$  se obtiene la Ecuación (93).

$$B = \frac{1}{4 \pi T} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{Tt}{r_w^2 S} \right\} \quad (93)$$

donde:

$B$  = coeficiente de la formación en condiciones transitorias ( $TL^{-2}$ )

- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )  
 $t$  = longitud del escalón constante correspondiente al valor de abatimiento reportado ( $T$ )  
 $r_w$  = radio de bombeo del pozo ( $L$ )  
 $S$  = almacenamiento (adimensional)

Estimaciones transitorias de  $B$  requieren estimar  $S$ . Esta suele obtenerse estimando el almacenamiento específico ( $S_s$ ) del material del acuífero y calculando un valor de  $S = S_s$  (como se describe en Recuadro 2). Además, el valor estimado de  $B$  depende del tiempo. Por lo tanto, no es utilizado para estimar el abatimiento de la formación en tiempos iniciales (longitud de un escalón). Los valores calculados de  $T$  y estimaciones de  $S$  se pueden utilizar para calcular los abatimientos en otros periodos utilizando una solución analítica apropiada para un acuífero confinado. Si existen suficientes datos de abatimiento vs tiempo para el primer escalón, esos datos se pueden corregir por la pérdida no lineal del pozo y luego, utilizarse para el ajuste de curvas y calcular una estimación adicional de  $T$  y  $S$ .

Jacob (1950) desarrolló otro método para estimar  $C$  utilizando al menos tres pasos consecutivos de una prueba de abatimiento escalonada. Este método se utiliza con mayor frecuencia para condiciones transitorias en acuíferos confinados, y el cambio en el descenso se compara en intervalos de tiempo iguales desde el inicio del escalón, por ejemplo, el abatimiento después de 30 minutos o 1 hora (Figura 86). Los coeficientes de pérdida del pozo por turbulencia, delimitados por dos caudales de bombeo, se calculan como se muestra en las Ecuaciones (94), (95), y (96).

$$C_1 = \frac{\left(\frac{\Delta S_2}{\Delta Q_2}\right) - \left(\frac{\Delta S_1}{\Delta Q_1}\right)}{\Delta Q_1 + \Delta Q_2} \quad (94)$$

$$C_2 = \frac{\left(\frac{\Delta S_3}{\Delta Q_3}\right) - \left(\frac{\Delta S_2}{\Delta Q_2}\right)}{\Delta Q_2 + \Delta Q_3} \quad (95)$$

$$C_3 = \frac{\left(\frac{\Delta S_4}{\Delta Q_4}\right) - \left(\frac{\Delta S_3}{\Delta Q_3}\right)}{\Delta Q_3 + \Delta Q_4} \quad (96)$$

donde:

$C_1, C_2, C_3$  = coeficientes de pérdida del pozo por turbulencia para escalones  
1-2, 2-3 y 3-4 ( $T^2L^{-5}$ )

$\Delta S_1, \Delta S_2, \Delta S_3, \Delta S_4$  = abatimiento por cada escalón después de un periodo de  
bombeo constante ( $L$ )

$\Delta Q_1, \Delta Q_2, \Delta Q_3, \Delta Q_4$  = cambios en el caudal de bombeo entre escalones ( $L^3T^{-1}$ )

$C$  se puede calcular con base en la respuesta de dos escalones consecutivos usando los datos de abatimiento en transitorio mostrados en la Figura 86. Algunos investigadores

difieren de usar esta aproximación debido a que la formulación original de C se supone para ser constante (Jacob, 1950). Sin embargo, frecuentemente cuando este método es utilizado, la mayoría de los valores de C muestran variabilidad. Cuando los valores de C son similares, estos se pueden promediar o, seleccionar un valor más representativo del bombeo para calcular la pérdida del pozo.

### Ejemplo

Utilizando el método de Jacob (1950), calcular C del conjunto de datos en transitorio mostrados en la Figura 86, el intervalo de tiempo para el análisis de cada escalón es de 30 minutos desde el inicio de cada uno.

$$C_1 = \frac{\left(\frac{1 \text{ m}}{500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right) - \left(\frac{1.4 \text{ m}}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right)}{600 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} + 500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = -3.0 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^5}{\text{d}^2}$$

$$C_2 = \frac{\left(\frac{5.2 \text{ m}}{1030 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right) - \left(\frac{1.0 \text{ m}}{500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right)}{500 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} + 1030 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 2.0 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^5}{\text{d}^2}$$

$$C_3 = \frac{\left(\frac{4.2 \text{ m}}{480 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right) - \left(\frac{5.2 \text{ m}}{1030 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}\right)}{1030 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} + 480 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 2.4 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^5}{\text{d}^2}$$

Los coeficientes se utilizan para calcular el abatimiento adicional provocado por la pérdida no lineal del pozo. El valor negativo calculado entre los dos primeros pasos sugiere que el pozo se estaba desarrollando cuando se bombeó a 1.100 m<sup>3</sup>/d en el segundo paso. Si se completa una prueba de abatimiento escalonada, y luego es seguida por una prueba de bombeo a caudal constante utilizando este único pozo, la pérdida calculada del pozo (abatimiento adicional) para esa tasa de bombeo, se restaría de los datos de abatimiento observados antes de analizar los datos de descenso-tiempo para estimar T y S.

### 12.1.3 Interferencia de Pozos

Es mejor si otros pozos cercanos no están operando durante la prueba de un solo bombeo. Sin embargo, si se conocen los programas de operación de los pozos circundantes en el área, la interferencia del pozo se puede calcular utilizando soluciones analíticas

estándar o se puede observar durante los períodos de prueba sin bombeo. Esto implica monitorear los niveles de agua antes y después del bombeo para verificar si los pozos de bombeo adyacentes están afectando los niveles de agua en el pozo de prueba. Si los efectos del bombeo en los pozos circundantes se observan en los datos de abatimiento temporal del pozo de prueba, estos pueden eliminarse como se describe en la Sección 11.1. El abatimiento observado puede verse afectado tanto durante el abatimiento como durante la recuperación.

#### 12.1.4 Otras Condiciones que Afectan el Abatimiento en el Pozo de Bombeo

Otros factores que pueden influir en los niveles de agua durante la prueba en un solo pozo

- pueden producirse efectos de almacenamiento en el pozo, que son más pronunciados para pozos de mayor diámetro y caudales de bombeo más bajos;
- los sistemas confinados pueden verse afectados por los cambios de presión barométrica, la variación de las mareas y la recarga directa; y
- los sistemas no confinados pueden verse afectados por la variación de las mareas, los ciclos de evapotranspiración, los cambios en el nivel de los ríos y los eventos de recarga a corto o largo plazo.

Los efectos del almacenamiento en pozos se analizaron en la Sección 12.1. En la Sección 5 se analizan detalles adicionales sobre los efectos de los cambios en la presión barométrica, así como de la carga hidráulica tanto por mareas como de manera directa en los niveles de agua observados. Los cambios en el nivel del agua en el pozo de bombeo debido a estos factores son pequeños en la mayoría de los casos. Estos factores tendrán un mayor efecto en los datos para tiempos más largos cuando los cambios de abatimiento, debido a las condiciones de formación, también sean pequeños. Si es necesario corregir los datos de abatimiento por estas perturbaciones, Kruseman y de Ridder (2000) y Sterrett (2007) proporcionan una lista de correcciones. Los procedimientos para determinar la eficiencia de los pozos de producción se incluyen en [Recuadro 4](#).

## 12.2 Métodos de Ajuste de Curva de Abatimiento y Recuperación para un Único Pozo de Bombeo

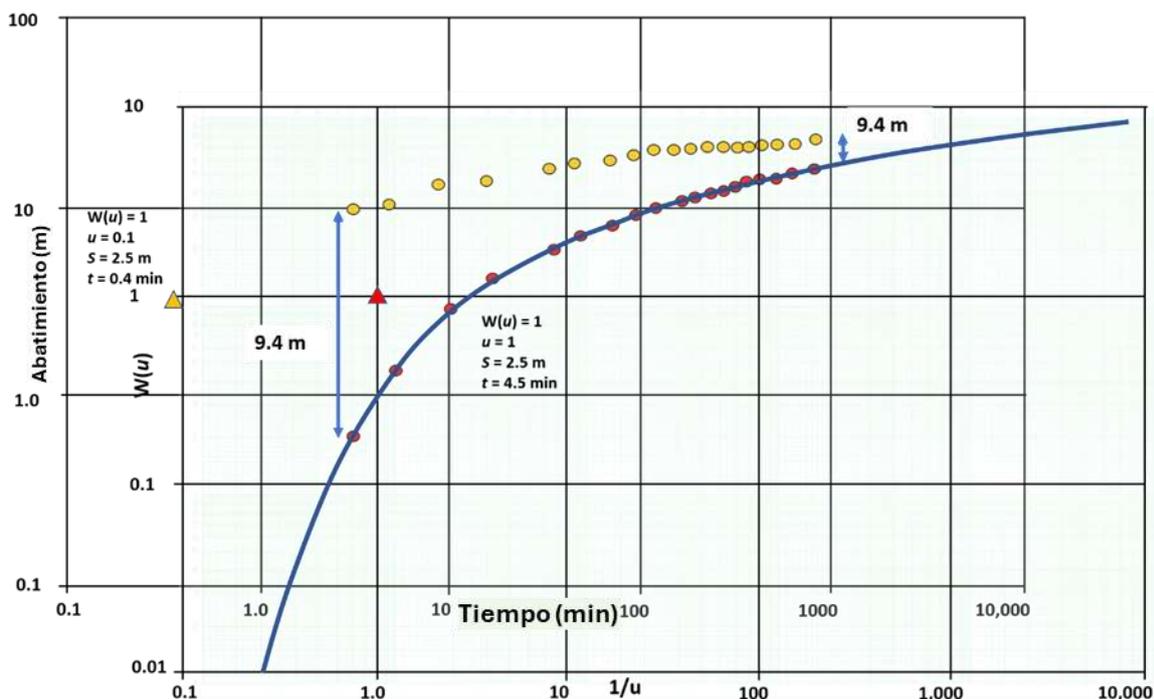
Los datos de abatimiento- tiempo y de recuperación en un solo pozo de bombeo se pueden analizar utilizando las soluciones analíticas apropiadas y los métodos estándar de ajuste de curvas discutidos en secciones anteriores. También se puede aplicar el análisis automatizado con software (Sección 13). Es necesario corregir los datos para tener en cuenta los efectos de penetración parcial y de pérdidas del pozo antes del ajuste de curvas, como se describe en la Sección 12.1.

### 12.2.1 Análisis de Datos de Abatimiento-Tiempo

Las correcciones de abatimiento discutidas en la Sección 5 y las Secciones 12.3 a 12.5 producirán conjuntos de datos de abatimiento que representan las propiedades de la formación en los acuíferos. Los métodos de Theis, Cooper-Jacob, Hantush, Neuman y otros, se pueden aplicar para estimar  $T$  y  $S$ . Las gráficas logarítmicas se pueden hacer coincidir con curvas tipo o mediante el uso de métodos numéricos y, según corresponda, se analizan gráficos semilogarítmicos para obtener propiedades del acuífero y propiedades de las unidades de confinamiento (por ejemplo, unidades semi confinadas). Aquí no se proporcionan ejemplos específicos, porque se analizan en las Secciones 8 a 10.

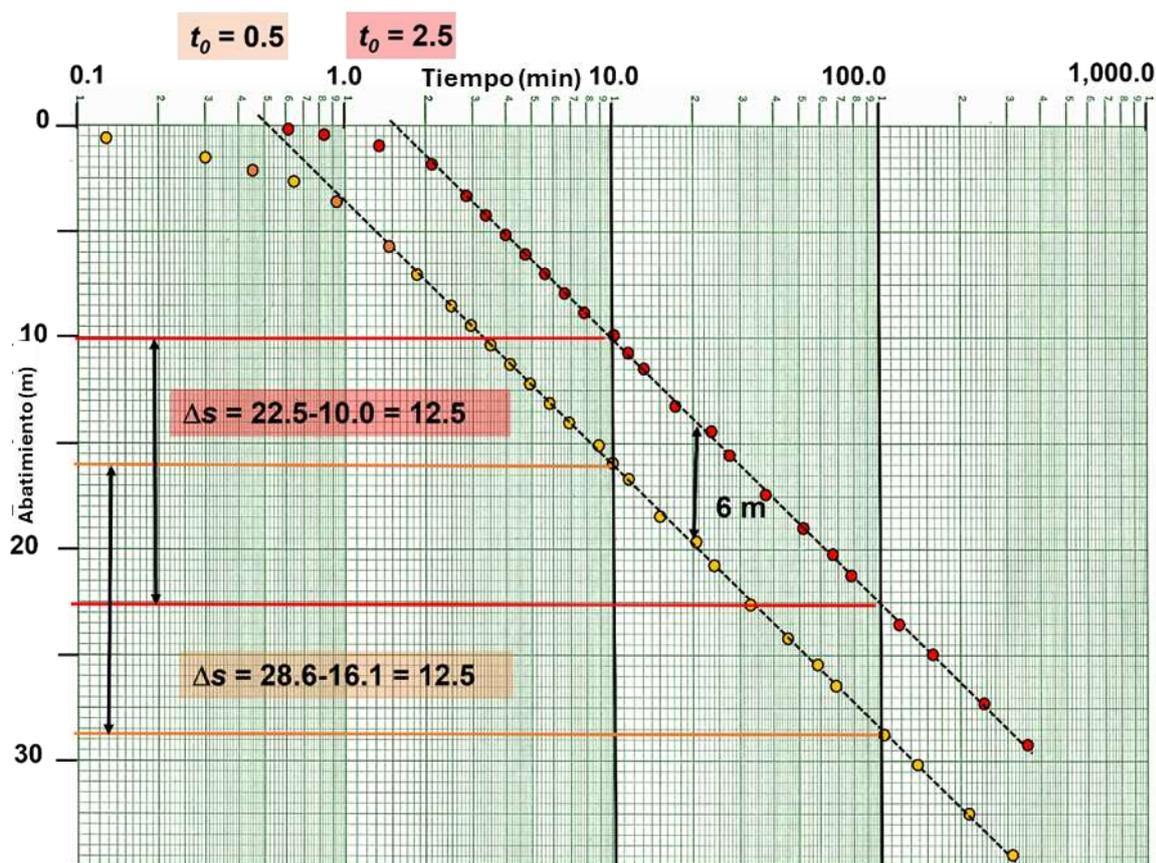
Si no se corrigen los datos de abatimiento en tiempo de un pozo único por las pérdidas del pozo o por penetración parcial, los métodos analíticos de ajuste de curvas y de línea recta seguirán proporcionando estimaciones razonables de  $T$ , pero las estimaciones de  $S$  serán deficientes. Esto se debe a que los efectos de la pérdida de pozo a un caudal de bombeo constante y a una penetración parcial son constantes. Estas condiciones aumentan el abatimiento en cantidades fijas. Esto da como resultado el mantener la forma de los datos trazados en escalas logarítmicas y la pendiente de los datos trazados en escalas semilogarítmicas. Por lo tanto, las técnicas de ajuste de curvas dan como resultado puntos de coincidencia con valores razonables de la función del pozo y el abatimiento, y valores deficientes para variables de integración como  $u$  y tiempo, como se ilustra en la Figura 89.

Esta es una conclusión importante. Esto significa que una prueba de bombeo cuidadosamente realizada, sin pozos de observación puede valer la pena. Junto con las pruebas de abatimiento escalonado, una prueba de bombeo de este tipo puede proporcionar una estimación sólida de la transmisividad a escala de campo cerca del pozo bombeado, además de información sobre la eficiencia del pozo.



**Figura 89** - Datos de abatimiento vs tiempo para un pozo de bombeo terminado en una unidad confinada. Los puntos sólidos naranjas representan los datos recopilados en el campo en el pozo de bombeo y los puntos sólidos rojos muestran el abatimiento corregido en el pozo de bombeo, si se produce una penetración parcial y/o una pérdida del pozo. Este ejemplo muestra un desplazamiento (niveles de agua más bajos) de 9.4 m. Los métodos de coincidencia de curvas realizados en ambos conjuntos de datos producen valores de puntos de coincidencia que se muestran como triángulos naranjas (sin corregir, no se muestra la coincidencia de curvas) y rojo (corregido).  $W(u)$  y  $s$  son iguales en ambos puntos de coincidencia seleccionados, mientras que  $u$  y  $t$  son diferentes. Los cálculos de  $T$  a partir de datos de abatimiento de tiempo no corregidos (puntos naranjas) producen buenas estimaciones de  $T$  (en comparación con la  $T$  calculada corregida), pero estimaciones pobres de  $S$ . Una vez más,  $S$  se puede aproximar usando los métodos presentados en Recuadro 2.

En la Figura 90 se muestra un ejemplo de otro conjunto de datos analizados de abatimiento corregidos y no corregidos, de un pozo único, utilizando el método de línea recta de Cooper-Jacob. La pendiente de las rectas es la misma, por lo que el cálculo de  $T$  arroja los mismos valores para ambas curvas. Esto se debe a que el método de Cooper-Jacob no se basa en la magnitud absoluta del abatimiento como si lo hace el método de Theis. Depende de la tasa de cambio de abatimiento. Sin embargo, la intersección en línea recta,  $t_0$ , es menor para el conjunto de datos de campo no corregido afectado por el desplazamiento de 6 m (Figura 89). El cálculo de la capacidad de almacenamiento depende de la magnitud del abatimiento. El análisis de los datos de abatimiento no corregidos arrojará una estimación deficiente de  $S$ .



**Figura 90** - Datos de abatimiento temporal para un pozo de bombeo terminado en un acuífero confinado isótropo y homogéneo. Los puntos sólidos naranjas representan los datos de campo recopilados en el pozo de bombeo y los puntos sólidos rojos muestran el abatimiento de la formación en el pozo de bombeo, sino se producen los efectos de penetración parcial y/o pérdida del pozo (datos corregidos). Este ejemplo muestra un desplazamiento (niveles de agua más bajos) de 6 m. La pendiente de las dos rectas es la misma. Los cálculos de  $T$  a partir de datos de abatimiento de tiempo no corregidos (puntos naranjas) producen el mismo valor de  $T$  que el derivado de los datos corregidos (puntos rojos). Dado que las líneas se desplazan por un abatimiento adicional, la intersección  $t_0$ , utilizada para calcular  $S$  es menor para el abatimiento medido en el campo que el conjunto de datos corregido. Como resultado, el conjunto de datos no corregido, representado por los puntos naranjas producirá una estimación pobre de  $S$ . Una vez más, si solo se dispone de datos de abatimiento no corregidos,  $S$  se puede aproximar utilizando los métodos descritos en Recuadro 2.

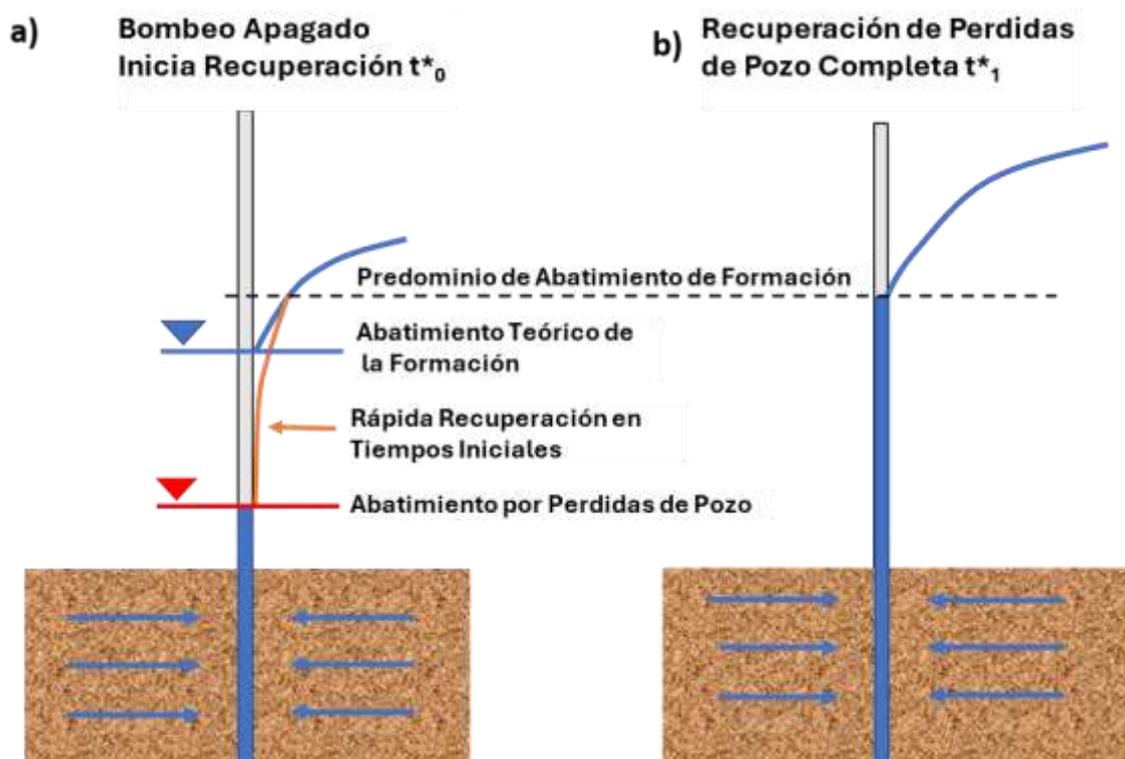
### 12.2.2 Análisis de Datos de Recuperación

Los gráficos de la recuperación calculada o residual (Sección 8, Figura 36) y los datos recopilados después de que se suspende la prueba de bombeo en un único pozo, se pueden utilizar para calcular las estimaciones de  $T$  y  $S$ . Los efectos de penetración parcial están presentes durante la recuperación y requieren la corrección de los datos de recuperación antes del análisis, como se describió anteriormente.

El efecto de la pérdida del pozo en los datos de recuperación es diferente al de los datos de abatimiento. Una vez que se apaga la bomba, el nivel de agua afectado por la pérdida del pozo es más bajo que la altura directamente fuera del ademe, como se muestra

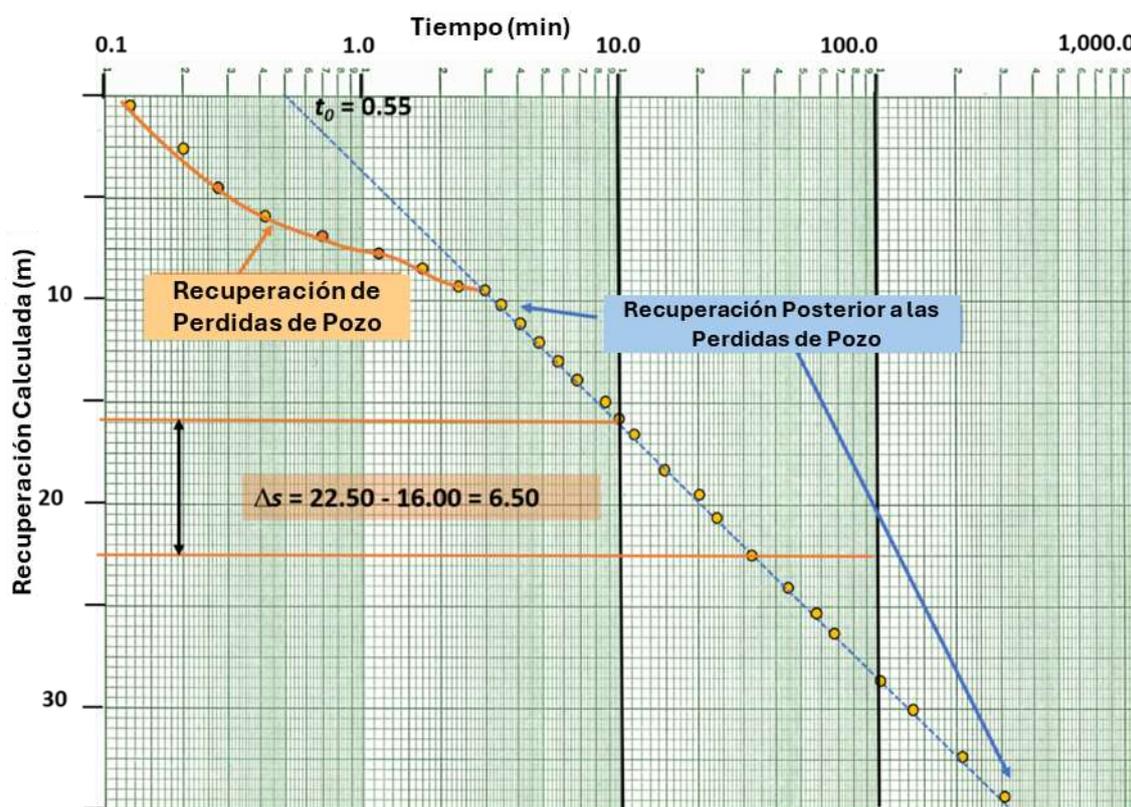
en Figura 91 . Los datos registrados después de suspender el bombeo en un pozo único se pueden utilizar para estimar  $T$  y  $S$ . Los efectos de penetración parcial están presentes durante la recuperación y requieren la corrección de los datos de recuperación antes del análisis, como se ha descrito anteriormente.

Esto da como resultado un flujo rápido de agua en el pozo hasta que los niveles de agua dentro y fuera de la tubería de revestimiento sean iguales. Una vez que esto ocurre, la recuperación del nivel de agua se basa en las propiedades de formación y no se requiere la corrección por pérdidas del pozo (Figura 91).



**Figura 91** - Esquema del efecto de la pérdida del pozo sobre el nivel de bombeo durante la recuperación de un acuífero confinado isotrópico y homogéneo. La línea azul representa el nivel teórico de abatimiento de la formación al final del bombeo sino hay pérdida del pozo. La línea roja representa el efecto de la pérdida del pozo al final del bombeo. a) La pérdida del pozo hace que el nivel del agua en el pozo de bombeo sea más bajo que si la pérdida del pozo fuera cero. El croquis muestra la posición del nivel del agua (rojo) cuando se completa el bombeo y la bomba está apagada,  $t^*_0$ . La línea naranja representa la respuesta del nivel de agua del pozo una vez que comienza la recuperación. Después de que el bombeo se detiene, el agua continúa moviéndose hacia el pozo bajo los gradientes del campo. El gradiente pronunciado cerca del pozo, entre el nivel del agua en el pozo (nivel de pérdida del pozo) y la carga hidráulica inmediatamente fuera del pozo (carga hidráulica de formación), da como resultado un flujo rápido de agua hacia el pozo y una rápida recuperación del nivel de agua en el pozo de bombeo, de modo que pronto refleja el nivel de agua de la formación en el radio del pozo (a menudo a los pocos minutos de cerrar el pozo). b) Después de esto, la recuperación del nivel de agua en el pozo de bombeo sigue la respuesta de formación. Estos datos de recuperación de tiempo posterior se pueden utilizar para estimar  $T$  y  $S$ .

Hargis (1979) reportó un ejemplo del nivel de agua en un pozo con una eficiencia del 40 por ciento que se recuperó a niveles de abatimiento de la formación dentro de los cuatro minutos después de un día de bombeo. Los efectos de la pérdida del pozo se anulan una vez que se ha producido este restablecimiento del nivel del agua de recuperación. Al ignorar los datos de recuperación temprana, los datos restantes del nivel del agua producirán propiedades representativas del acuífero, si el pozo está penetrando completamente y no hay otras influencias que afecten los niveles de agua de recuperación. Ejemplos del efecto de la pérdida de pozos en los datos de recuperación temprana se ilustran en Figura 92.



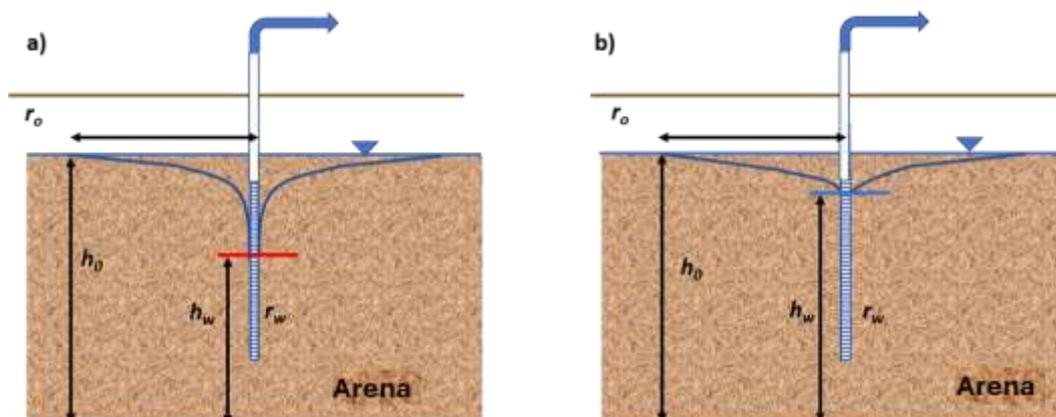
**Figura 92** - Esquema de un diagrama log-log de datos de recuperación calculados afectados por la pérdida del pozo durante el bombeo de un pozo único en un acuífero confinado isótropo y homogéneo. Los datos de los primeros tiempos se ven afectados por el rápido ascenso de los niveles de agua provocado por la pérdida del pozo durante la recuperación. Los datos de tiempo posteriores, en este ejemplo después de 10 minutos, no se ven afectados por el cambio de tiempo temprano en los niveles de agua causado por la recuperación de la pérdida de pozo. Se ajusta una línea azul discontinua a los datos de tiempo tardío. Si otras condiciones adicionales no afectan a los datos de recuperación calculados (por ejemplo, penetración parcial), los datos de recuperación calculados no requieren ninguna corrección adicional para estimar  $T$  y  $S$ .

Si el pozo penetra parcialmente, será necesario corregir los datos de recuperación para calcular  $T$  y  $S$  o, como se describe en la sección de abatimiento, se pueden utilizar gráficos logarítmicos y semilogarítmicos para calcular  $T$ ; sin embargo, el valor de  $S$  no será el correcto.

### 12.3 Aproximación de Transmisividad en Estado Estacionario

Bombear un pozo hasta que se generen condiciones de estado estacionario permite la aplicación de ecuaciones de estado estacionario para resolver  $T$ . Para estimar  $T$  se necesita el caudal de bombeo, el radio del pozo de bombeo y una estimación de la distancia radial donde el abatimiento sea cero. El abatimiento en estado estacionario en el pozo de bombeo debe corregirse por penetración parcial y por las pérdidas del pozo para que represente más fielmente el abatimiento de la formación. Si esto no se hace, las estimaciones de  $T$  y  $K$  se subestimarán, ya que el abatimiento observado en el pozo es menor que si solo las

propiedades de formación controlaran el nivel de agua de bombeo, como se muestra en la Figura 93.



**Figura 93** - Acuífero de arena no confinado con un solo pozo de bombeo. El espesor saturado del acuífero en el pozo de radio  $r_w$  es  $h_w$  y el espesor saturado en la distancia radial  $r_o$ , donde el abatimiento es cero, es  $h_o$ . Los valores de  $h$  se miden a partir de la base del acuífero. a) El nivel de bombeo se ve afectado por la pérdida del pozo y la penetración parcial. b) El abatimiento del pozo de bombeo se corrige por los efectos de la penetración parcial y por las pérdidas del pozo.

La ecuación de Thiem que describe la relación entre los descensos en estado estacionario a dos distancias radiales para acuíferos no confinados y confinados, es presentada en la Ecuación (97) y Ecuación (98), respectivamente, y en la Figura 94 se presentan los parámetros para sistemas acuíferos confinados. El abatimiento corregido se empareja con el radio del pozo. Para condiciones no confinadas, a menudo se utiliza una distancia radial estimada de abatimiento cero de 250 m y para confinado acuíferos se asigna 500 m.

$$K = \frac{Q}{\pi(h_o^2 - h_w^2)} \ln\left(\frac{r_o}{r_w}\right) \quad (97)$$

donde:

- $K$  = conductividad hidráulica del acuífero no confinado ( $LT^{-1}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )
- $h_o$  = espesor saturado en el radio de abatimiento cero (L)
- $h_w$  = espesor saturado en el pozo de bombeo (L)
- $r_o$  = distancia radial donde el abatimiento es cero (L)
- $r_w$  = radio de bombeo del pozo (L)

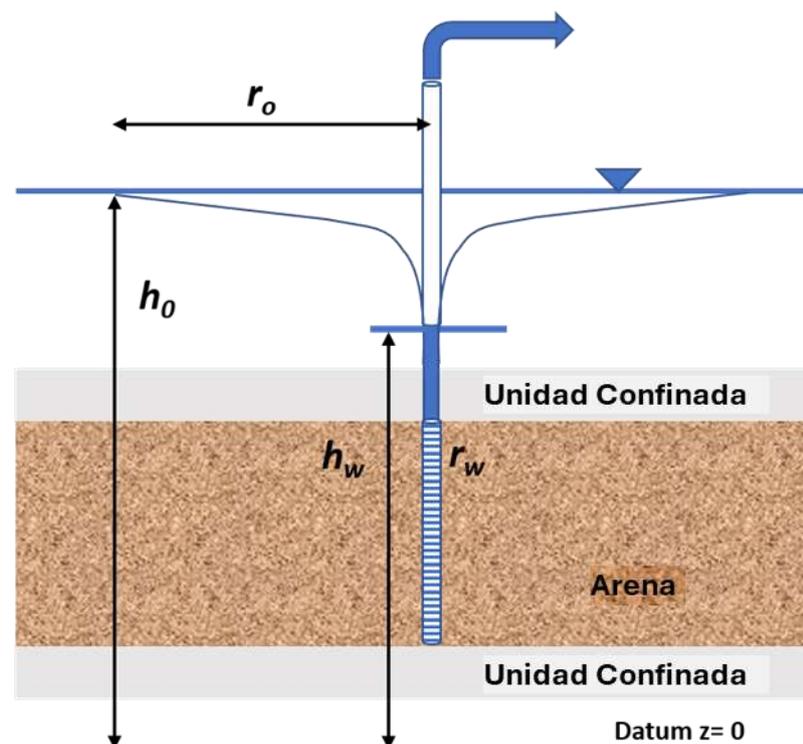
$$T = \frac{Q}{2\pi(h_o - h_w)} \ln\left(\frac{r_o}{r_w}\right) \quad (98)$$

donde:

- $T$  = transmisividad del acuífero confinado ( $Kb$ ) ( $L^2T^{-1}$ )
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

- $h_0$  = carga hidráulica a la distancia radial donde el abatimiento es cero (L)  
 $h_w$  = carga hidráulica en el pozo de bombeo (L)  
 $r_0$  = distancia radial en la cual el abatimiento es cero (L)  
 $r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)

El radio del pozo está representado por el radio efectivo (radio de la pantalla + radio del paquete de grava) cuando hay un paquete de grava.



**Figura 94** - Definición de parámetros para una prueba de bombeo de un solo pozo en estado estacionario en un acuífero confinado. El valor de la altura,  $h_w$ , se asigna al radio del pozo de bombeo,  $r_w$ , y el valor de la altura,  $h_0$ , asignado a la distancia radial,  $r_0$  donde no se produce ningún abatimiento, se miden a partir de un datum horizontal. El abatimiento del pozo de bombeo requiere una corrección de la penetración parcial y la pérdida del pozo.

### Ejemplo

Un solo pozo que penetra en un acuífero confinado se bombea durante 8 horas a una velocidad de  $1,000 \text{ m}^3/\text{d}$ . La altura del pozo de bombeo con un radio de  $0.05 \text{ m}$  parece haberse estabilizado en  $856.8 \text{ m}$ . La altura estática al inicio de la prueba es de  $879.1 \text{ m}$ . El análisis de los efectos de penetración parcial y pérdidas del pozo sugiere que contribuyen con  $8.4 \text{ m}$  adicionales a la altura medida. Calcule  $T$  para el acuífero.

La altura en  $r_w$  es igual a  $856.8 \text{ m} + 8.4 \text{ m} = 865.2 \text{ m}$ . El valor se agrega porque el valor de carga medido (no el abatimiento) es menor que si solo las propiedades formativas afectaran la respuesta. A una distancia radial estimada de  $500 \text{ m}$  ( $r_0$ ) la altura es igual al nivel estático del agua,  $879.1 \text{ m}$ . A continuación,  $T$  se calcula mediante la ecuación (98).

$$T = \frac{1000 \frac{m^3}{d}}{2 (3.14) (879.1 m - 865.2 m)} \ln \left( \frac{500 m}{0.05 m} \right) = 105.5 \frac{m^2}{d}$$

## 12.4 Prueba de Rendimiento, Datos de Caudal Específico, y Estimación de T

Por lo general, se realiza una prueba de rendimiento cuando se completa un nuevo pozo de producción. Las pruebas se realizan principalmente para estimar los rendimientos de los pozos y también se pueden utilizar para estimar los valores de  $T$ .

La prueba de rendimiento consiste en medir el nivel de agua inicial, bombear un pozo a un caudal constante durante un período de tiempo y medir el nivel de agua final (en el momento en que se apaga la bomba). La transmisividad del material geológico en el cual se encuentra el pozo, se estima combinando esta prueba con datos de construcción del pozo, que identifican el intervalo perforado y el grado de penetración de la rejilla, así como registros geológicos del pozo para clasificar la unidad portadora de agua como confinada o no confinada. A menudo, los datos de las pruebas de rendimiento se proporcionan en los registros de perforación existentes. Cuando dichos registros se encuentran disponibles, se reducen los costos de análisis porque no se requiere trabajo de campo. Ciertamente, un hidrogeólogo puede realizar una prueba de rendimiento en un pozo existente utilizando su bomba o instalando una bomba de prueba en un pozo en desuso. Sin embargo, si un hidrogeólogo va a bombear un pozo, sería preferible medir el abatimiento a lo largo del tiempo y luego utilizar técnicas de análisis de pruebas de bombeo en pozos únicos para estimar las propiedades, como se describe en la Sección 12.2.

### 12.4.1 Consideraciones en el uso de Resultados de Pruebas de Rendimiento

El análisis de los datos de las pruebas de rendimiento a menudo se basa en la información que un contratista de perforación reporta después de completar un pozo. Los datos son más útiles cuando se utiliza una bomba para producir el rendimiento del pozo. Cuando se completan nuevos pozos, las pruebas a menudo se realizan cuando el equipo de perforación todavía está en el sitio, sin configurar una bomba. En estos entornos, se miden los niveles estáticos de agua, y luego el agua se eleva por aire desde el pozo colocando el vástago de perforación por debajo del nivel estático y descargando el agua con aire comprimido (Sterrett, 2007). Por lo general, se estiman las tasas de bombeo informadas. Cuando se utiliza un dispositivo para medir caudal de descarga (p.ej. V-notch), la descarga se determina conociendo el volumen aproximado en el dispositivo utilizado y el número de achicadores por minuto. Si el agua se transporta por aire, la descarga se estima anotando periódicamente el tiempo requerido para recolectar un volumen conocido (por ejemplo, un balde de 5 galones o 20 litros) o medido con un medidor de flujo en la salida. Es posible que la descarga no sea constante, por lo que el valor informado contiene incertidumbre. Se introduce una mayor incertidumbre porque el nivel final del agua de bombeo es difícil de

medir cuando se utilizan estos métodos para extraer agua. Una vez que se detiene la descarga de agua, puede ocurrir cierta recuperación en el pozo de bombeo antes de que se mida el nivel del agua. También puede ocurrir cierta recuperación después de completar la inyección de aire (*airlift*). Desafortunadamente, a menudo se informa la profundidad de la barra de perforación suspendida (transporte aéreo) como el nivel final de bombeo, en lugar del nivel real medido del agua. Cuando se configura una bomba y se utiliza para realizar la prueba, las tasas de bombeo y los niveles de agua suelen ser más confiables. Los registros de las pruebas de rendimiento deben utilizarse con precaución y considerando que existe incertidumbre en el caudal y los niveles de agua informados. Se necesita juicio profesional para interpretar los datos reportados.

El abatimiento de la prueba de rendimiento no puede corregirse por pérdidas en el pozo, ya que no se realizó una prueba de abatimiento escalonada. Si se hubiera realizado una prueba de este tipo, ésta debería utilizarse para estimar las propiedades del acuífero en lugar de la prueba de rendimiento, y el componente de abatimiento atribuido a la pérdida del pozo se definiría como se analiza en la Sección 12.1. Dependiendo de la construcción del pozo, la penetración parcial también puede afectar a los abatimientos reportados. El nivel de bombeo tendría que ser corregido (Ecuación (80)). Si los datos de abatimiento del nivel no se corrigen por las pérdidas del pozo y/o por penetración parcial, las reducciones del nivel serán mayores que en un pozo totalmente penetrante y 100 por ciento eficiente. Como resultado, los valores calculados de  $T$  estarán subestimados y sólo deberían considerarse como una estimación del orden de magnitud.

La capacidad de almacenamiento no se calcula a partir de los conjuntos de datos de la prueba de rendimiento. Más bien, es estimado por el profesional en aguas subterráneas cuando se asumen condiciones transitorias (Recuadro 2). El valor seleccionado de  $S$  dará como resultado solo pequeños cambios en los valores estimados de  $T$ .

#### 12.4.2 Métodos para Estimar la Transmisividad en las Pruebas de Rendimiento

En primer lugar, se debe determinar si el pozo se completa en una unidad confinada o no confinada mediante la evaluación de la secuencia geológica de materiales reportada, el nivel estático del agua en el pozo, el primer registro de ocurrencia de agua informado por el perforador (nivel freático), y la ubicación y extensión del intervalo perforado. No todos los registros de los perforadores tienen información completa sobre la primera presencia de agua, por lo que a menudo se requiere el juicio profesional, la literatura geológica y los registros de pozos cercanos para asignar el pozo a un acuífero confinado o no confinado.

Utilizando los datos de las pruebas de rendimiento,  $T$  se puede estimar calculando el caudal específico de un pozo. El caudal específico es el rendimiento del pozo dividido por la abatimiento reportado para la duración del tiempo de bombeo, como se muestra en la Ecuación (99). Generalmente, si se examinan múltiples pruebas de rendimiento y la

duración del bombeo son similares, cuanto mayor es la caudal específico de un pozo, mayor es la T de la formación.

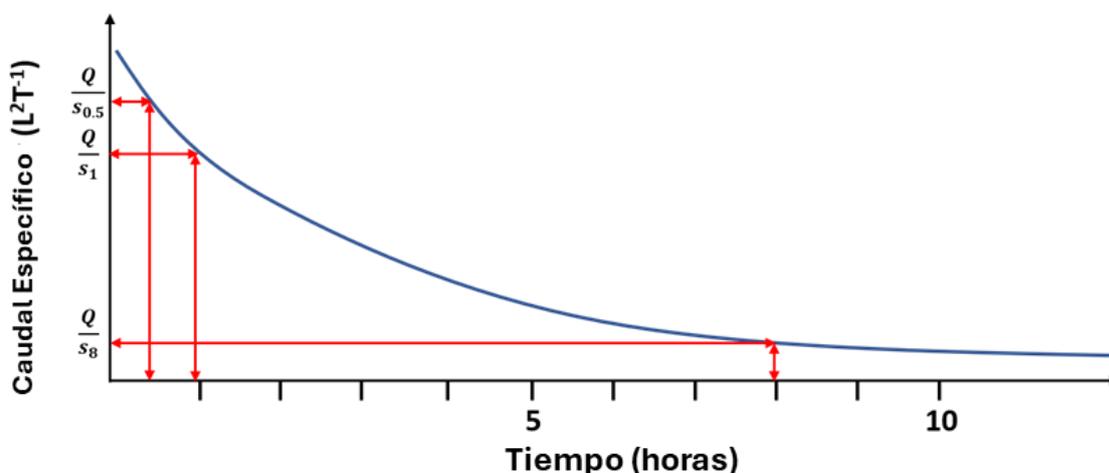
$$\text{Caudal Específico} = \frac{Q}{s_F} \quad (99)$$

donde:

$Q$  = caudal constante de bombeo ( $L^3T^{-1}$ )

$s_F$  = abatimiento corregido por penetración parcial y las pérdidas del pozo a un tiempo dado (L)

Sin embargo, el caudal específico varía con el tiempo, siendo más pequeño cuando se incrementa el tiempo y el abatimiento (Figura 95). Idealmente, sólo se notificaría un caudal específico representativo una vez que se hubieran alcanzado las condiciones de estado estacionario. Sin embargo, esto rara vez es el caso, ya que las pruebas de rendimiento a menudo solo duran de media hora a dos horas. Los métodos utilizados para estimar  $T$  a partir de datos de caudal específico incluyen la interpretación de los datos como si representaran condiciones transitorias y de estado estacionario, como se explica en las [Secciones 12.4.3](#) a [12.4.5](#). Sin embargo, las estimaciones de la propiedad del acuífero calculadas utilizando datos de caudal específico deben considerarse como niveles de reconocimiento, estimaciones aproximadas o valores de orden de magnitud. En muchos casos, los datos de los pozos y las pruebas pueden estar incompletos, o se requieren varias suposiciones para aplicar ecuaciones, lo que hace que los resultados sean más inciertos. Sin embargo, cuando se utilizan teniendo en cuenta sus limitaciones, los métodos para caracterizar las propiedades de los acuíferos pueden ser útiles.



**Figura 95** - Gráfico aritmético esquemático del cambio transitorio del caudal específico durante el bombeo a un caudal constante. La forma de la curva ilustra que la respuesta de la carga hidráulica al bombeo es logarítmica. Los caudales específicos calculados son mayores en los primeros tiempos y más pequeños en los tiempos mayores.  $Q/s_{0,5}$  corresponde al caudal específico calculado después de 0.5 h de bombeo. En esta ilustración, la escala de tiempo sugiere que los cambios en el abatimiento se vuelven pequeños

después de 5 a 10 horas de bombeo y, por lo tanto, los cambios en los valores calculados de caudal específico también son pequeños. Si el abatimiento alcanza un estado estacionario, la capacidad específica se vuelve constante.

### 12.4.3 Uso del Caudal Específico para Estimar la Transmisividad Suponiendo Condiciones Estacionarias

Como se discutió en la Sección 12.3, cuando los datos de las pruebas de rendimiento se supone que representan el abatimiento en estado estacionario, el abatimiento corregido del pozo (para la penetración parcial) se puede utilizar en las ecuaciones de Thiem (Ecuaciones (97) y (98)). Para sistemas confinados,  $T$  es una función del nivel en el pozo de bombeo (asignada a  $r_w$ , el radio del pozo de bombeo) y la carga hidráulica a la distancia radial a la que el abatimiento es cero,  $r_0$ . Se supone que los valores de  $r_0$  son de 250 m y 500 m para sistemas confinados o no confinados, respectivamente. Una vez más, por precaución, es posible que las pruebas de rendimiento no representen condiciones de estado estacionario porque las duraciones de bombeo suelen ser demasiado cortas. Las condiciones de estado casi estacionario pueden ocurrir cuando las tasas de bombeo son bajas y los materiales que contienen agua son altamente transmisivos, y/o cuando se encuentran límites de recarga después de tiempos de bombeo cortos.

### 12.4.4 Uso de Datos de Caudal Específico para Estimar la Transmisividad Asumiendo Condiciones Transitorias

Los datos de rendimiento del pozo se pueden utilizar para estimar  $T$  cuando la duración del bombeo es corta y se supone que las condiciones son transitorias. Por ejemplo, si la prueba se ejecuta durante solo 30 minutos a una hora, es probable que el abatimiento registrado no represente condiciones de estado estacionario. Suponiendo que la aproximación confinada de Cooper-Jacob se puede utilizar para representar condiciones transitorias en las que se estima  $S$  (para condiciones confinadas y no confinadas, Recuadro 2), y el tiempo utilizado en los análisis es la duración del bombeo registrado para la prueba, entonces se aplican los supuestos de Theis como se muestra en Ecuaciones (100) y (101).

$$\frac{s}{Q} = \frac{1}{4\pi T} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{Tt}{r_w^2 S} \right\} \quad (100)$$

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{1}{4\pi T} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{Tt}{r_w^2 S} \right\}} \quad (101)$$

donde:

- $s$  = abatimiento final corregido (L)
- $Q$  = caudal de bombeo constante ( $L^3T^{-1}$ )

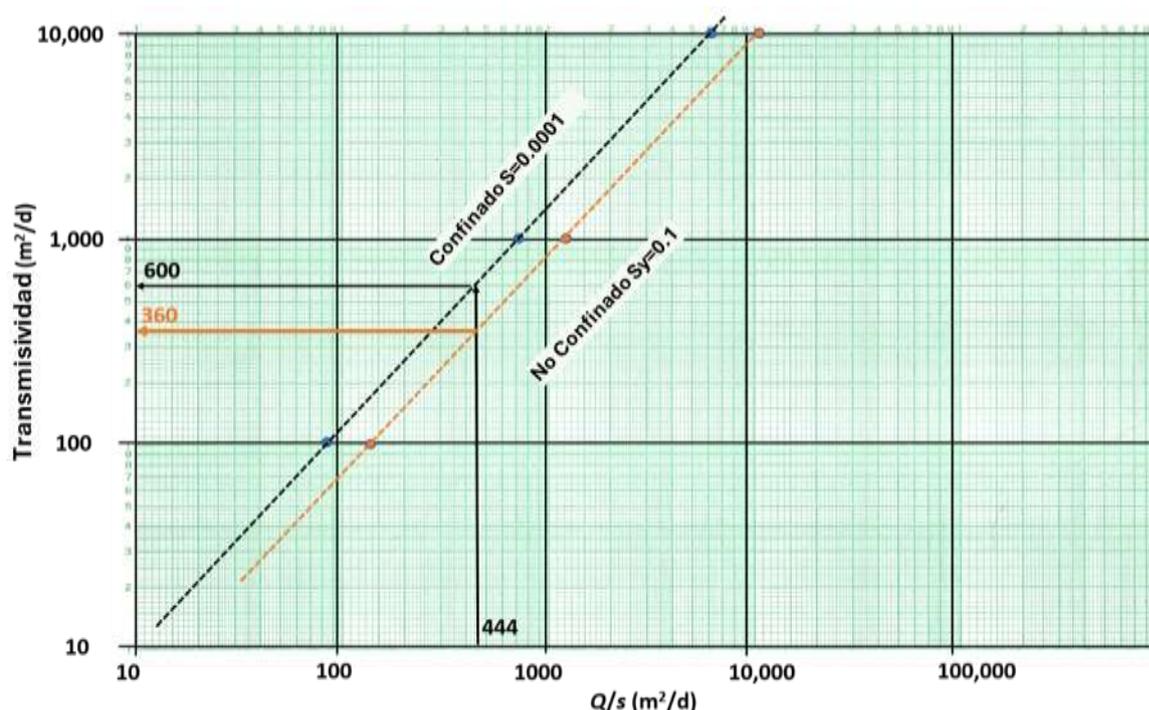
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- log = logaritmo base 10
- $t$  = duración de la operación de la prueba (T)
- $r_w$  = radio del pozo de bombeo (L)
- $S$  = almacenamiento (estimado) (adimensional)

El radio del pozo está representado por el radio efectivo (radio de la pantalla + radio del paquete de grava) cuando hay un paquete de grava presente.

Se obtiene una solución gráfica log-log a Ecuación (101) trazando el  $Q/s$  versus  $T$  con valores de  $T = 100, 1,000$  y  $10,000$   $m^2/d$  sustituidos en Ecuación (101), junto con el radio del pozo de bombeo, el caudal de bombeo, el tiempo de bombeo y una estimación de  $S$  como se discute en el Recuadro 2 como se muestra en la Figura 96.

### Ejemplo

Si un pozo de 0.15 m de radio que penetra en un acuífero confinado con  $S = 0.0001$  (estimado) se bombea durante 30 minutos (0.02 d) y tiene un caudal específico de  $4,000$   $m^3/d/9$  m =  $444.4$   $m^2/d$ , entonces los  $Q/s$  correspondientes para los valores de  $T = 100, 1,000$  y  $10,000$   $m^2/d$  son  $86$   $m^2/d$ ,  $743$   $m^2/d$  y  $6,538$   $m^2/d$ . Se produce una gráfica logarítmica de la relación y se ajusta una línea recta a los datos. A continuación, se utiliza el valor de capacidad específica derivado de la prueba de rendimiento,  $444,4$   $m^2/d$ , para determinar el valor correspondiente de  $T$ ,  $600$   $m^2/d$ , como se muestra en Figura 96.

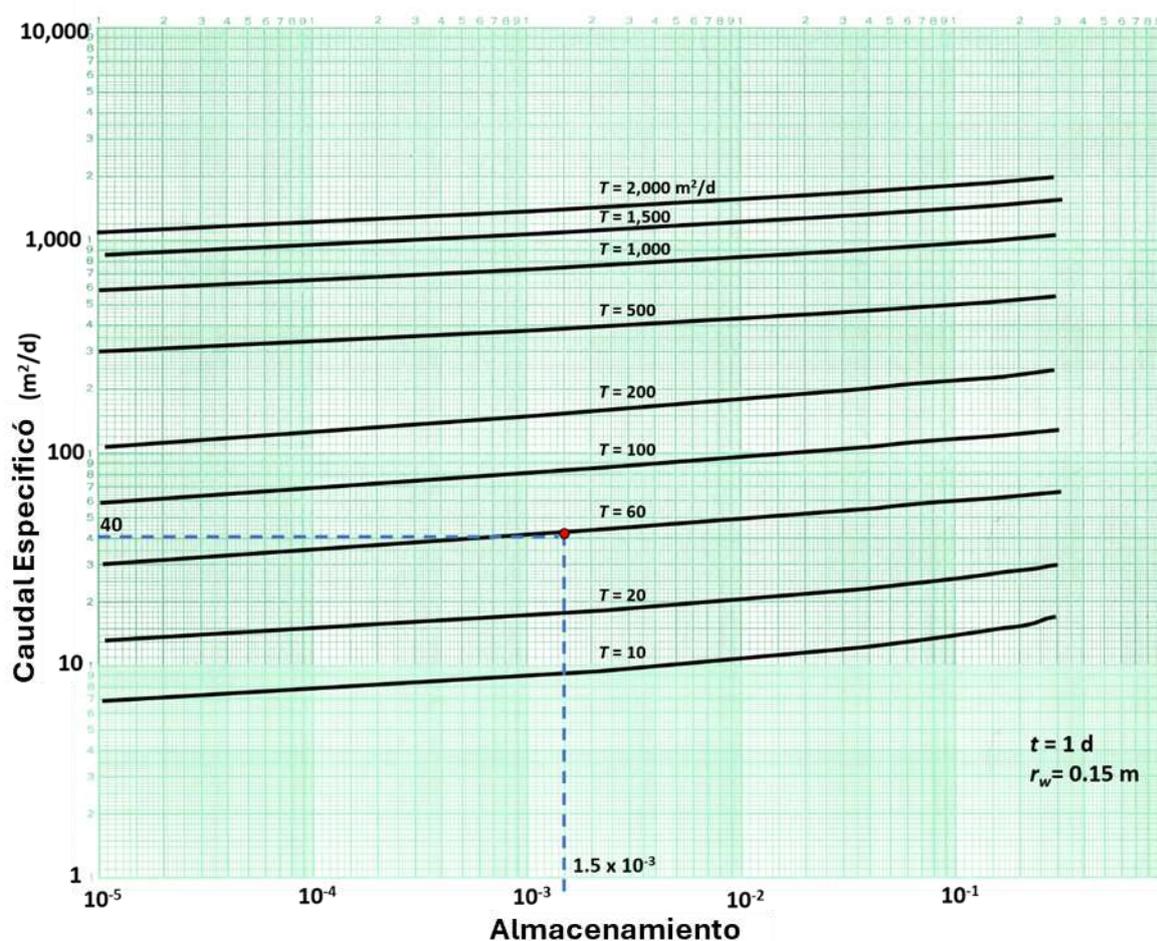


**Figura 96** - Gráfico Log-log del caudal específico y transmisividad para un pozo de 0.15 m de radio que bombea a  $4,000$   $m^3/d$  durante 30 minutos, y penetra completamente en un acuífero confinado con una

capacidad de almacenamiento de 0.0001 (puntos azules y línea de ajuste discontinua negra). El caudal específico del pozo de bombeo después de 30 min (0.02 d) de bombeo fue de 444 m<sup>2</sup>/d. El valor  $T$  correspondiente para una unidad confinada con las propiedades indicadas es de 600 m<sup>2</sup>/d. Si el material penetrado no estuviera confinado (acuífero libre) con una capacidad de almacenamiento de  $S_y = 0.1$ , los valores serían los puntos naranjas que se ajustan con la línea discontinua naranja, y el resultado se muestra con flechas naranjas sólidas. El valor de transmisividad correspondiente es 360 m<sup>2</sup>/d.

La aproximación de Cooper-Jacob también se puede utilizar para describir el comportamiento general de una unidad no confinada (acuífero libre) sin cambio significativo en el espesor saturado cerca del pozo de bombeo.

Walton (1970) evaluó la posición y la pendiente de los gráficos como los que se muestran en la Figura 96. Demostró que en tiempos de bombeo más largos (>8 horas) las líneas ajustadas para el acuífero confinado y el acuífero no confinado (libre) cambiaban poco de posición y tenían una pendiente constante. Todd y Mays (2005) muestran resultados transitorios de cambios en el caudal específico, en el coeficiente de almacenamiento y en la transmisividad de los acuíferos confinados después de 1 día de bombeo a un caudal constante (Figura 97).



**Figura 97** - Relación de caudal específico, almacenamiento y transmisividad para un solo pozo de bombeo 100 por ciento eficiente que penetra completamente en un acuífero confinado. El pozo tiene un radio de 0.15 m y se bombea durante 1 día. Los valores de  $T$  se obtienen seleccionando el valor de caudal específico

y el valor de almacenamiento (líneas azules discontinuas) y a continuación, interpretando el valor de  $T$ . En este ejemplo, el pozo probado tiene un caudal específico de 40 m<sup>2</sup>/d y una capacidad de almacenamiento de 1.5 X 10<sup>-3</sup>, por lo que el valor estimado de  $T$  es de 60 m<sup>2</sup>/d (modificado de Todd y Mays 2005; Bentall 1963).

La relación de transmisividad para un pozo con penetración completa y 100 por ciento eficiente, que se muestra en la Figura 97 no es muy sensible al valor de la capacidad de almacenamiento (es decir, las líneas son casi horizontales. El uso de tales gráficos asume que  $Q/s$  está cerca del estado estacionario (disminuyendo muy lentamente), lo que puede ser una suposición razonable después de 1 día completo de bombeo de un pozo a un caudal constante. Sin embargo, estas tasas de bombeo a largo plazo rara vez se utilizan cuando se realizan pruebas de rendimiento de pozos (por ejemplo, suelen ser de 30 min a 2 horas).

#### 12.4.5 Ecuaciones Básicas Relacionando Caudal Específico y Transmisividad

Kasenow (2001) analiza a fondo cómo se pueden utilizar datos de caudal específico para estimar la transmisividad. Otros autores han sugerido relaciones simplificadas entre el caudal específico y la transmisividad, como los datos gráficos presentados en la Figura 97. Driscoll (1986) y otros sugirieron que se podría obtener una estimación general de  $T$  a partir del caudal específico de un pozo de bombeo que penetra en un acuífero confinado o no confinado utilizando las Ecuaciones (102) y (103). Estas ecuaciones asumen propiedades generales de las formaciones. No se tiene en cuenta la duración del bombeo, pero  $Q/s$  cambia con el tiempo. Estas ecuaciones deben usarse con cautela, ya que asumen que  $Q/s$  es un valor representativo de las condiciones de las aguas subterráneas.

La transmisividad para condiciones confinadas se estima utilizando Ecuación (102) como se incluye en Driscoll (1986).

$$T = 1.39 \left( \frac{Q}{s} \right) \quad (102)$$

La transmisividad para condiciones no confinadas (acuífero libre) es estimada utilizando la Ecuación (103) y Driscoll (1986).

$$T = 1.04 \left( \frac{Q}{s} \right) \quad (103)$$

donde:

$T$  = transmisividad (L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>)

$Q$  = caudal de descarga constante (L<sup>3</sup>T<sup>-1</sup>)

$s$  = abatimiento en un pozo penetrante y 100 por ciento eficiente en m (L)

Los estudios de áreas con pruebas de rendimiento y pruebas de bombeo con pozos de observación, se han utilizado para desarrollar relaciones empíricas entre el caudal específico y  $T$ . Razack y Huntley (1991) analizaron más de 200 pares de pruebas de rendimiento y bombeo en pozos de una cuenca aluvial. Descubrieron que los valores de  $T$

derivados de la prueba de bombeo estaban subestimados por los datos de caudal específico. Estas diferencias se atribuyeron a la presencia de pérdida por turbulencia en los datos de caudal específico. Generaron la relación para  $T$  que se muestra en la Ecuación (104).

$$T = 15.3 (Q/s)^{0.67} \quad (104)$$

donde (en unidades de metros y días):

$T$  = transmisividad en  $m^2d^{-1}$

$Q$  = caudal de descarga constante en  $m^3d^{-1}$

$s$  = abatimiento en un pozo penetrante y 100 por ciento eficiente en m

El uso de ecuaciones desarrolladas para áreas de estudio específicas puede no ser apropiado, ya que las condiciones para un pozo en particular y un entorno hidrogeológico pueden ser diferentes de aquellas de las que se derivó una relación.

En esta sección se introdujeron varios métodos para estimar el  $T$  utilizando datos de bombeo y abatimiento de un solo pozo. Cuando sea posible, el abatimiento debe corregirse por los factores que afectan el abatimiento total, como la penetración parcial, las pérdidas del pozo, las interferencias del pozo, y otros factores descritos en esta sección. La mejor manera de abordar las pérdidas del pozo es realizar una prueba de abatimiento escalonada. Sin embargo, cuando solo se dispone de los resultados de las pruebas de rendimiento,  $T$  aún se puede estimar, pero es probable que el valor calculado sea menor que el valor del campo.

El mejor enfoque para utilizar los datos de un solo pozo de bombeo es realizar pruebas de descarga a caudal constante en las que el abatimiento se mide a lo largo del tiempo. El análisis de estos datos permite el uso de los métodos tradicionales de ajuste de curvas y de trazado semilogarítmico que producen valores más representativos de  $T$ .

En la siguiente sección se aborda cómo se utilizan las herramientas de software para generar estimaciones de  $T$  y  $S$ . En la mayoría de los casos, estos programas aplican modelos analíticos con métodos similares al ajuste de curvas para generar las propiedades del acuífero.

## 12.5 Una Oportunidad de Evaluar Propiedades Hidrogeológicas con Datos de Un Pozo de Bombeo

En la Sección 12 se discutió la estimación de propiedades hidráulicas utilizando datos en un pozo único. El [Ejercicio 5](#) y el [Ejercicio 6](#) proporcionan información de primera mano para aplicar estas técnicas.

## 13 Aplicación de Softwares para Analizar Datos de Pruebas Hidráulicas en un Pozo de Bombeo

Esta sección describe el uso de softwares para analizar datos de pruebas de bombeo utilizando modelos analíticos, curvas de ajuste manual (como las descritas en secciones anteriores), y métodos de análisis automáticos. Este análisis se enfoca en tres paquetes de software comercialmente disponibles, AQTESOLV ([aqtesolv.com](http://aqtesolv.com)), AcuíferoTest V12 ([waterloohydrogeologic.com](http://waterloohydrogeologic.com)), and Acuífero<sup>win32</sup> Versión 6 ([groundwatermodels.com](http://groundwatermodels.com)). Cada uno de ellos permite al usuario seleccionar de una docena o más de modelos analíticos (i.e., ecuaciones).

Estos paquetes de software utilizan interfaces gráficas de usuario que producen gráficos generados por computadora y curvas tipo, y aplican métodos numéricos avanzados para automatizar el análisis de datos de pruebas hidráulicas. Además de las condiciones estándar (p. ej., confinadas, semi confinado y no confinadas), estos programas a menudo incorporan análisis de los efectos de la penetración parcial, las condiciones anisotrópicas, la presencia de un almacenamiento significativo en el pozo perforado, los efectos de las tasas de bombeo variables y el análisis de las pruebas de carga constantes, así como la respuesta de los sistemas fracturados y de doble porosidad al bombeo (p. ej., Moench, 1984). Los programas también incluyen métodos para determinar la eficiencia del pozo de bombeo, las propiedades del acuífero a partir de pruebas en pozos de bombeo individuales y pruebas de abatimiento escalonada. Algunos de los programas tienen capacidades de modelado predictivo que, dadas las propiedades y condiciones hidráulicas del sistema, generan una distribución del nivel de agua resultante del bombeo, a un caudal y un programa específicos.

Cada sistema de software incluye una versión de demostración o prueba a la que se puede acceder sin costo alguno para explorar las funciones del programa. Además de estas herramientas disponibles comercialmente, los programas desarrollados por investigadores que incluyen métodos numéricos u hojas de cálculo a menudo se describen en la literatura sobre agua subterránea, aunque no se incluyen aquí. Una búsqueda bibliográfica puede proporcionar a un hidrogeólogo una herramienta no comercial aplicable que se puede utilizar para acceder a condiciones de prueba específicas.

Esta sección tiene la intención de describir ampliamente la función y las capacidades de los tres programas de software disponibles comercialmente más utilizados, pero no incluye detalles sobre el funcionamiento de cada programa. En los recuadros de referencia se proporcionan algunos detalles adicionales sobre las herramientas individuales. Se remite al lector a la extensa documentación incluida con los paquetes de software individuales para obtener información sobre funciones adicionales.

Cada sistema de software incluye una versión de demostración o prueba a la que se puede acceder sin costo alguno para explorar las funciones del programa. Además de estas herramientas disponibles comercialmente, los programas desarrollados por investigadores que incluyen métodos numéricos u hojas de cálculo a menudo se describen en la literatura sobre aguas subterráneas. Aquí se enumeran algunas opciones de software gratuito que se pueden utilizar para analizar los datos de las pruebas de bombeo.

- PyTheis-A python tool for analyzing pump test data, [doi.org/10.3390/w13162180](https://doi.org/10.3390/w13162180) (Chang et al., 2021)
- Wells-A multi-well, variable-rate, pumping-test analysis tool from Los Alamos National Laboratory in the USA, <https://wells.lanl.gov/>, (originally developed at the University of Mining and Geology, Sofia, Bulgaria, in 1992 by Velimir V. Vesselinov)
- Spreadsheets for the Analysis of Aquifer-Test and Slug-Test Data, <https://pubs.usgs.gov/of/2002/ofr02197/spreadsheets.html> (Halford & Kuniatsky, 2002)
- Simple Procedures for Analysis of Slug Tests in Formations of High Hydraulic Conductivity using Spreadsheet and Scientific Graphics Software [kgs.ku.edu/Hydro/Publications/OFR00\\_40/](https://kgs.ku.edu/Hydro/Publications/OFR00_40/) (Butler & Garnett, 2000)
- Automated Estimation of Aquifer Parameters from Arbitrary-Rate Pumping Tests in Python and MATLAB that can solve for aquifer-parameter using values from multiple wells <https://ngwa.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1111/gwat.13338> (Benson, 2023)
- DISOLV: A Python package for the interpretation of borehole dilution tests [https://nora.nerc.ac.uk/id/eprint/527089/1/Collins et al-2020-Groundwater.pdf](https://nora.nerc.ac.uk/id/eprint/527089/1/Collins%20et%20al-2020-Groundwater.pdf) (Collins & Bianchi, 2020)

Una búsqueda en la literatura puede brindar otras aplicaciones no comerciales que se pueden aplicar para evaluar condiciones específicas.

### 13.1 Paquetes de Software para Análisis de Pruebas de Bombeo

Los tres paquetes de software incluidos en esta sección incluyen AQTESOLV (<http://www.aqtesolv.com>), AcuiferoTest V12 ([waterloohydrogeologic.com](http://waterloohydrogeologic.com)), y Acuifero<sup>win32</sup> Versión 6 ([groundwatermodels.com](http://groundwatermodels.com)). Cada uno incluye una serie de modelos analíticos que se pueden utilizar para analizar las pruebas de bombeo en sistemas confinados, semi confinados, no confinados, y roca fracturada o en condiciones de doble porosidad. También proporcionan análisis de pruebas de abatimiento escalonadas y pruebas de carga variable. Se pueden evaluar tanto los datos de abatimiento como los de recuperación.

Cada programa proporciona al usuario una serie de métodos para evaluar las pruebas de bombeo. Por ejemplo, el software AQTESOLV aborda la aplicación de 13 técnicas de solución para condiciones de acuíferos confinados, siete para acuíferos semi confinados, cinco para sistemas no confinados, cinco para acuíferos fracturados y nueve soluciones para pruebas de carga variable (Figura 98).

### **Aqtesolv Methods for Hydraulic Test Analysis**

#### **Confined Aquifers**

Theis (1935)/Hantush (1961) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Theis (1935) Solution for a Recovery Test in a Confined Aquifer  
Theis (1935) Solution for a Step-Drawdown Test in a Confined Aquifer  
Cooper-Jacob (1946) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Moench-Prickett (1972) Solution for a Pumping Test in a Confined/Unconfined Aquifer  
Butler (1988) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Papadopoulos-Cooper (1967) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Dougherty-Babu (1984) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Dougherty-Babu (1984) Solution for a Step-Drawdown Test in a Confined Aquifer  
Hantush (1962) Solution for a Pumping Test in a Wedge-Shaped Confined Aquifer  
Murdoch (1994) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Daviau et al. (1985) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer  
Barker (1988) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer

#### **Leaky Aquifers**

Hantush-Jacob (1955)/Hantush (1964) Solution for a Pumping Test in a Leaky Aquifer  
Hantush-Jacob (1955) Solution for a Step-Drawdown Test in a Leaky Aquifer  
Hantush (1960) Solution for a Pumping Test in a Leaky Aquifer  
Cooley-Case (1973) Solution for a Pumping Test in a Confined Aquifer Overlain by a Water-Table  
Aquitard  
Neuman-Witherspoon (1969) Solution for a Pumping Test in a Leaky Aquifer  
Moench (1985) Solution for a Pumping Test in a Leaky Aquifer

#### **Unconfined Aquifers**

Theis (1935) Solution for a Pumping Test in an Unconfined Aquifer  
Cooper-Jacob (1946) Solution for a Pumping Test in an Unconfined Aquifer  
Neuman (1974) Solution for a Pumping Test in an Unconfined Aquifer  
Moench (1997) Solution for a Pumping Test in an Unconfined Aquifer  
Tartakovsky-Neuman (2007) Solution for a Pumping Test in an Unconfined Aquifer

#### **Fractured Aquifers**

Moench (1984) Solution for a Pumping Test in a Fractured Aquifer  
Gringarten-Witherspoon (1972) Solution for a Pumping Test in a Fractured Aquifer  
Gringarten-Ramey-Raghavan (1974) Solution for a Pumping Test in a Fractured Aquifer  
Gringarten-Ramey (1974) Solution for a Pumping Test in a Fractured Aquifer  
Barker (1988) Solution for a Pumping Test in a Fractured Aquifer

**Figura 98** - Ejemplo de soluciones analíticas que describen las condiciones en acuíferos confinados, semi confinado, no confinados, y fracturados, proporcionados por las versiones estándar y profesional de AQTESOLV. Las soluciones se organizan mediante pruebas de bombeo de acuíferos confinados, semiconfinados, no confinados y fracturados. Se enumeran las referencias de cada método de análisis incluido. Las referencias completas se proporcionan en la sección de referencias de este libro. Se utiliza el juicio profesional para hacer coincidir adecuadamente el modelo con las condiciones de campo, antes de aplicar uno de estos modelos (modificado de: <http://www.aqtesolv.com>).

Estos paquetes de software proporcionan referencias completas para las soluciones analíticas incorporadas e incluyen información detallada sobre los supuestos de

simplificación relacionados, las limitaciones y la aplicación de cada solución. Muchos de los métodos también se describen en el trabajo de Kruseman y de Ridder (2000), un libro que está disponible gratuitamente en [gw-project.org](http://gw-project.org) website.

Los usuarios deben familiarizarse con el modelo analítico específico antes de aplicarlo para analizar los datos de las pruebas hidráulicas. Se debe reconocer el modelo conceptual apropiado y las limitaciones correspondientes para evitar el uso indebido de una solución seleccionada.

Se presenta un ejemplo del tipo de documentación proporcionada por el software AQTESOLV para abordar los resultados de las pruebas de bombeo no confinada Figura 99.

### AQTESOLVE Explanation of the Neuman Method to Analyze Unconfined Conditions with Delayed Yield

**Equations**

The Neuman (1972) equations for unsteady flow to a partially penetrating well in an unconfined aquifer with delayed gravity response are as follows:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^t \frac{dQ}{dt} \left[ \frac{1}{r} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(\lambda_n r)}{\lambda_n} \right] d\lambda_n \quad (1)$$

$$\beta = \frac{r^2 K_v}{b^2 K_r} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{r}{S} \quad (3)$$

$$\lambda_n = \frac{T_n}{b} \quad (4)$$

$$\alpha_n = \frac{4rT_n}{Q} \quad (5)$$

Drawdown in a piezometer is found using the following equation:

$$s_w(t) = \frac{[1 - \exp(-\lambda_n^2 (y^2 - z^2))] \cos(\lambda_n y)}{[\lambda_n^2 (1 + \alpha) z^2 - (\lambda_n^2 - \alpha^2) r^2] \cos(\lambda_n y)} \frac{\sin(\lambda_n (1 - d_2)) - \sin(\lambda_n (1 - d_1))}{(1 - d_1) \sin(\lambda_n)} \quad (6)$$

$$s_w(t) = \frac{[1 - \exp(-\lambda_n^2 (y^2 + z^2))] \cos(\lambda_n y)}{[\lambda_n^2 (1 + \alpha) z^2 - (\lambda_n^2 - \alpha^2) r^2] \cos(\lambda_n y)} \frac{\sin(\lambda_n (1 - d_2)) - \sin(\lambda_n (1 - d_1))}{(1 - d_2) \sin(\lambda_n)} \quad (7)$$

The following equations are used to evaluate drawdown in a partially penetrating observation well:

$$s_w(t) = \frac{[1 - \exp(-\lambda_n^2 (y^2 - z^2))] [\sin(\lambda_n y) \cos(\lambda_n z) - \sin(\lambda_n z) \cos(\lambda_n y)]}{[\lambda_n^2 (1 + \alpha) z^2 - (\lambda_n^2 - \alpha^2) r^2] \cos(\lambda_n y)} \frac{\sin(\lambda_n (1 - d_2)) - \sin(\lambda_n (1 - d_1))}{(1 - d_2) \sin(\lambda_n) - (1 - d_1) \sin(\lambda_n)} \quad (8)$$

$$s_w(t) = \frac{[1 - \exp(-\lambda_n^2 (y^2 + z^2))] [\sin(\lambda_n y) \cos(\lambda_n z) - \sin(\lambda_n z) \cos(\lambda_n y)]}{[\lambda_n^2 (1 + \alpha) z^2 - (\lambda_n^2 - \alpha^2) r^2] \cos(\lambda_n y)} \frac{\sin(\lambda_n (1 - d_2)) - \sin(\lambda_n (1 - d_1))}{(1 - d_2) \sin(\lambda_n) - (1 - d_1) \sin(\lambda_n)} \quad (9)$$

The gamma terms in (8)-(9) are the roots of the following equation:

$$\alpha \lambda_n \cos(\lambda_n) - [\lambda_n^2 - \alpha^2] \cos(\lambda_n) = 0, \quad \lambda_n^2 < \alpha^2 \quad (10)$$

$$\alpha \lambda_n \sin(\lambda_n) + [\lambda_n^2 + \alpha^2] \sin(\lambda_n) = 0 \quad (11)$$

$$(2\alpha - 1)(\alpha/2) < \alpha_n < \alpha, \quad \alpha < 1$$

**Assumptions**

- aquifer has infinite axial extent
- aquifer is homogeneous, anisotropic and of uniform thickness
- control well is fully or partially penetrating
- aquifer is unconfined with delayed gravity response
- flow is unsteady
- diameter of a pumping well is very small so that storage in the well can be neglected

**Data Requirements**

- pumping and observation well locations
- pumping rate(s)
- observation well measurements (time and displacement)
- aquifer saturated thickness
- partial penetration depths (optional)

**Solution Options**

- variable pumping rates
- multiple pumping wells
- multiple observation wells
- partially penetrating pumping and observation wells
- boundaries

**Estimated Parameters**

- permeability
- specific storage coefficient
- specific yield
- partial penetration coefficient (optional)

**Curve Matching Tips**

- Plot the drawdown (depth) vs. time on a log-log plot.
- Identify the slope of the curve. The slope of the curve is related to the storage coefficient and the specific yield.
- Use the slope to estimate the storage coefficient and the specific yield.
- Use the intercept to estimate the permeability.
- Use the permeability to estimate the drawdown.
- Use the drawdown to estimate the specific storage coefficient and the specific yield.
- Use the specific storage coefficient and the specific yield to estimate the drawdown.

**Benchmark**

Comparison of AQTESOLV (drawdown) and Neuman (1972) drawdown for a fully penetrating well (100 ft) and piezometer (100 ft) installed at 100 ft in an unconfined aquifer.

**Example**

Drawdown (depth) vs. time for a partially penetrating well (100 ft) and piezometer (100 ft) installed at 100 ft in an unconfined aquifer.

**References**

Neuman, G. W. 1972. Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers exhibiting delayed gravity response. Water Resources Research, vol. 8, no. 3, pp. 653-661.

**Figura 99** - Explicación de la solución de Neuman para acuíferos no confinados tal como se presenta en AQTESOLV. Se proporciona una descripción general, suposiciones, la ecuación analítica, los requisitos de datos, las opciones de solución, los parámetros estimados, los consejos de coincidencia de curvas, el punto de referencia, el ejemplo y la referencia (referencia: [aqtesolv.com](http://aqtesolv.com) web site).

Con mucha frecuencia, algunos usuarios de software de intentan ajustar todos los modelos disponibles en un paquete de software a los datos de prueba hasta que encuentran

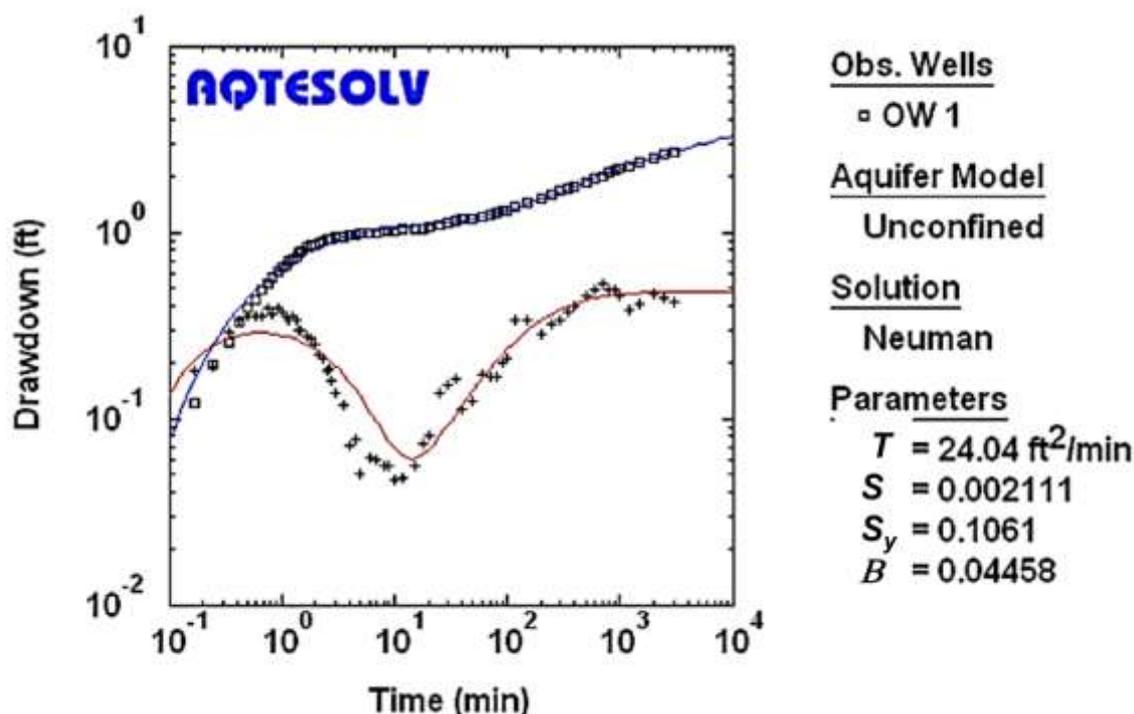
un ajuste. Sin embargo, un modelo analítico seleccionado debe coincidir con el modelo conceptual del sitio y las condiciones hidrológicas apropiadas. Una solución para roca fracturada confinada (Baker, 1988, Figura 98) puede no representar apropiadamente el comportamiento de un acuífero en arena y grava no confinado (o libre). Los usuarios experimentados expresan preocupaciones adicionales. Neville (comunicación personal, 2023) señala tres puntos importantes:

1. Los paquetes de interpretación asistida por computadora se aplican con frecuencia con análisis separados para el pozo de bombeo y los pozos de observación individuales. Esta práctica debe evitarse. El usuario es responsable de obtener estimaciones de parámetros internamente consistentes y de identificar aquellos pozos para los cuales las respuestas no son representativas de la formación. La obtención de estimaciones de parámetros variables mediante el ajuste de un modelo que asume parámetros constantes solo demuestra que los datos se están haciendo coincidir con el modelo incorrecto.
2. El software puede obtener estimaciones de parámetros sin un sentido físico. Depende del usuario identificar cuándo la estimación de un parámetro no es realista y comprender por qué.
3. Aunque el software puede informar estimaciones de parámetros con muchas cifras significativas, los hidrogeólogos nunca deben hacerlo.

Los paquetes de software disponibles son potentes y extremadamente útiles cuando se aplican correctamente.

## 13.2 Graficación de Datos y Métodos de Ajuste de Curva

Los paquetes de software permiten importar datos de abatimiento-tiempo desde hojas de cálculo o archivos de datos. Las opciones de trazado incluyen gráficos lineales, semilogarítmicos o logarítmicos. Además, se puede seleccionar como opción un gráfico del cambio en la pendiente de la curva de abatimiento. Esta gráfica de  $\Delta s/\Delta \log(t)$  se denomina gráfica derivada (Figura 100). Se puede utilizar un gráfico derivado de la curva tipo apropiada y los datos de campo para respaldar aún más el ajuste de curvas obtenido automáticamente o con ayuda visual (Figura 101). Generalmente, el software genera la derivada del abatimiento en intervalos de tiempo específico, calculados como se muestra en la Figura 101. Si el tamaño del intervalo de tiempo es pequeño, el gráfico de la derivada puede presentar alta dispersión o "ruido", lo que dificulta la identificación de tendencias. Normalmente, para mitigar este problema, se aplican métodos para reducir el ruido y suavizar los datos. AQTESOLV proporciona tres métodos para suavizar los datos de la derivada, incluidos los métodos de Bourdet y otros (1989), así como de Spane y Wurstner (1993).



**Figura 100** - Gráfico log-log del abatimiento temporal del pozo de observación (cuadrados) y datos calculados de la derivada en tiempo (signos más), para una prueba hidráulica de un acuífero no confinado producido en AQTESOLV (Neuman, 1972). Los parámetros se expresan en unidades de galones, pies y días. Se seleccionaron soluciones de curvas tipo derivadas, mediante la representación analítica de Neuman para la coincidencia de curvas (la línea azul es la curva tipo y la línea roja es la curva derivada calculada de la curva tipo seleccionada) (del sitio web de aqtesolv.com).

The following simple formula is used to compute the derivative:

$$\left( \frac{\partial s}{\partial \ln T} \right)_i = \frac{(\Delta S_{i-1} / \Delta \ln T_{i-1}) \Delta \ln T_{i+1} + (\Delta S_{i+1} / \Delta \ln T_{i+1}) \Delta \ln T_{i-1}}{\Delta \ln T_{i-1} + \Delta \ln T_{i+1}}$$

where  $T$  is an appropriate time function (e.g., elapsed time or Agarwal equivalent time). Essentially, this formula is a weighted average of slopes computed from data points on either side of data point  $i$ . In the above formula, the two slopes are

$$\Delta S_{i-1} / \Delta \ln T_{i-1}$$

and

$$\Delta S_{i+1} / \Delta \ln T_{i+1}$$

**Figura 101** - Explicación del método utilizado para calcular la derivada de los datos de abatimiento-tiempo y el tipo de curva presentada en AQTESOLV V4.5 Guía del usuario (2004-2007).

Estos programas de software también pueden ayudar al usuario a comprender la naturaleza del sistema de flujo subterráneo, ya que la forma característica de la curva de abatimiento vs tiempo en los diferentes dominios de representación (es decir, aritmética, semi-logarítmica, logarítmica y, en particular, el gráfico de la derivada) proporciona

información sobre el modelo conceptual más apropiado del acuífero y el comportamiento del pozo de bombeo.

Los programas populares de software de análisis de pruebas de bombeo en sistemas acuíferos son productos comerciales que utilizan softwares patentados que deben adquirirse (aunque hay disponibles versiones de demostración o para estudiantes). En este libro se incluyen recuadros que describen paquetes de software específicos, proporcionando una descripción general de sus capacidades y funciones, así como ejemplos de resultados. Sin embargo, no pretenden ser exhaustivos. Cada programa tiene una versión de demostración, prueba o estudiante descargable que se puede utilizar para obtener una introducción gratuita al software. Como se indicó anteriormente, estos tres paquetes de software se consideran los estándares de la industria. AQTESOLV V4.5 se describe en [Recuadro 5](#), AcuíferoTest V12 se describe en [Recuadro 6](#), and Acuífero<sup>win32</sup> V6 se describe en [Recuadro 7](#).

La mayoría de las agencias, consultores e instituciones educativas utilizan uno o más de estos tres paquetes de software para analizar los resultados de las pruebas hidráulicas. Cuando se requieren análisis de conjuntos de datos de pruebas hidráulicas de forma rutinaria, se sugiere que uno de los programas disponibles comercialmente se convierta en parte de sus herramientas básicas hidrogeológicas.

En la siguiente sección se describe la realización y el análisis de las pruebas de Pulso (Ensayo Slug).

## PARTE 2: PRUEBAS DE PULSO (ENSAYO SLUG)

Las pruebas hidráulicas en pozos sin bombeo se realizan con mayor frecuencia mediante el uso de métodos de prueba de pulso (*Slug Test*, en el idioma inglés). Las pruebas de pulso cambian rápidamente el nivel de agua almacenada en un pozo y luego registran la tasa de recuperación a medida que el nivel del agua vuelve a su condición estática. Una ventaja de esta prueba es que es fácil de realizar y a menudo, se completa en segundos o minutos.



La fotografía muestra un dispositivo sólido, *slug* (PVC blanco con tapón), caja de registro de transductor de presión, y sensor de cinta eléctrica para realizar una prueba de pulso en la zona Naval del centro de Warfare, New Jersey, USA (USGS, 2014).

## 14 Estimación de Propiedades Hidráulicas Usando un único Pozo sin Bombeo

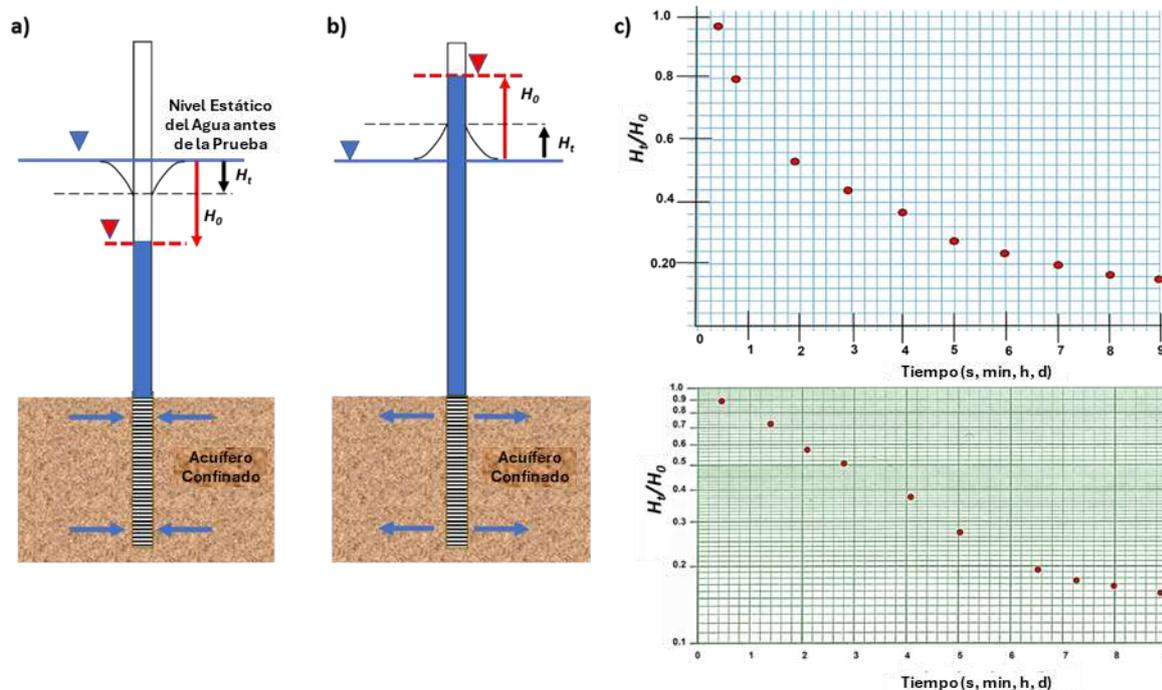
Esta sección se centra en la recopilación de información de las propiedades hidráulicas utilizando un único pozo sin bombeo. Las pruebas hidráulicas, conocidas como pruebas de pulso, se realizan perturbando el nivel del agua en un pozo y luego registrando la recuperación del nivel del agua con el tiempo. La tasa de recuperación se interpreta para estimar las propiedades hidrogeológicas.

### 14.1 Prueba de Pulso

Las pruebas de pulso se utilizan para obtener estimaciones de la conductividad hidráulica horizontal mediante la observación de la tasa de recuperación del cambio de nivel de agua inducido en un pozo. Por lo general, las propiedades de almacenamiento no se calculan; sin embargo, algunos métodos pueden proporcionar estimaciones del almacenamiento (p. ej., Butler, 1998; Cooper, et al., 1967).

Una prueba de pulso (ensayo Slug) ya sea que la carga hidráulica en el pozo se eleve rápidamente, agregando un *slug*, es decir un dispositivo de volumen sólido a un pozo, o disminuyendo el nivel de agua rápidamente extrayendo este volumen introducido. Una vez que se produce el cambio inicial en el nivel del agua, se registra la tasa de recuperación de este. Cuando el nivel estático del agua en un pozo aumenta o disminuye rápidamente, la tasa de recuperación del nivel es proporcional a la conductividad hidráulica horizontal (radial) del material adyacente a la parte perforada del pozo (Figura 102). Las pruebas de pulso se pueden realizar en formaciones de permeabilidad baja a alta, de sistemas confinados y no confinados.

Los tipos de prueba de pulso se denominan prueba de entrada de slug (*slug-in* o prueba de carga hidráulica descendente) o prueba de salida de slug (*slug-out* o prueba de carga hidráulica ascendente). Al realizar una prueba de entrada de slug, la altura del nivel aumenta inicialmente y luego disminuye (desciende) hasta alcanzar el nivel estático del agua. Cuando el nivel del agua se reduce rápidamente, se trata de una prueba de salida de slug, en la cual el nivel del agua aumenta (asciende) hasta volver a la posición de equilibrio (Figura 102).



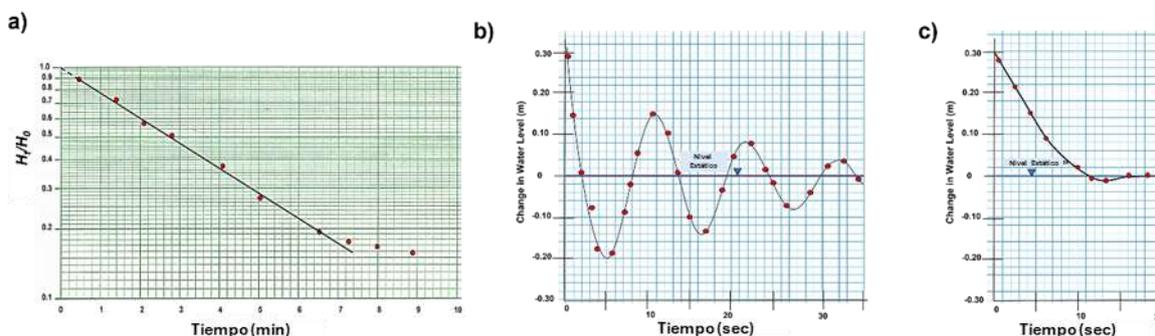
**Figura 102** - Esquema de las pruebas de pulso en las que el nivel del agua desciende o asciende instantáneamente en un pozo que penetra en un acuífero confinado. Las líneas negras horizontales muestran el intervalo perforado en comunicación con el acuífero. Los elementos rojos muestran las condiciones iniciales en el momento en que se retira o inserta un cilindro sólido (o slug), cuando el cambio abrupto del nivel del agua en el pozo crea un gradiente pronunciado entre la carga hidráulica en el pozo y la formación. a) Prueba de salida de slug o de nivel ascendente (slug-out). b) Prueba de entrada de slug o de nivel descendente (slug-in). c) Gráficos de la relación entre el nivel normalizado,  $H_t/H_0$  y el tiempo para una prueba con una respuesta de nivel de agua sobreamortiguada.  $H_0$  es el ascenso o descenso máximo inicial del nivel del agua y  $H_t$  es la altura no recuperada en un tiempo  $t$ . La gráfica superior es aritmética y la inferior es una gráfica semilogarítmica. La tasa de recuperación es generalmente logarítmica, como se muestra en este ejemplo.

La prueba de pulso (ensayo slug) se aplica para caracterizar las condiciones hidrogeológicas en las inmediaciones del intervalo perforado de un pozo no bombeado. Esta prueba analiza un volumen mucho menor de material hidrogeológico comparado con una prueba de bombeo. Se requiere precaución en la interpretación de los resultados, ya que suelen estar influenciados por las condiciones relacionadas con la perforación y el diseño del pozo, el grado de desarrollo del pozo y las propiedades hidrogeológicas de los materiales inmediatamente adyacentes al pozo (p. ej. Vonhof, 1975). Por lo tanto, los resultados de las pruebas de pulso (ensayo slug) son más representativos de las condiciones locales y menos representativos de las condiciones generales del acuífero.

Cuando se realizan varias pruebas de pulso en pozos con una construcción y desarrollo similares en un sitio de estudio, es posible estimar las condiciones generales del acuífero combinando los resultados de estas pruebas. Las pruebas de pulso o ensayo slug son fáciles de ejecutar, económicas, y pueden aplicarse a pozos existentes, incluidos pozos de monitoreo de diámetro pequeño y piezómetros. En consecuencia, las pruebas de pulso

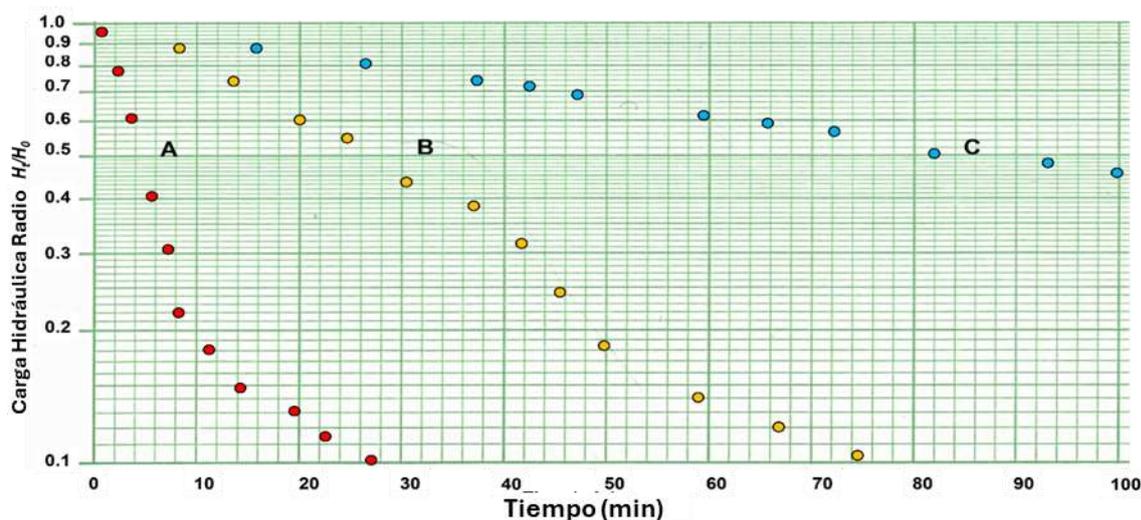
son la opción preferida en sitios donde no se dispone de pozos de bombeo o, en algunos casos, donde el sistema de aguas subterráneas está contaminado.

El tipo de respuesta del nivel de agua durante una prueba de pulso (o ensayo slug) se clasifica sobreamortiguada, subamortiguada o críticamente amortiguada (Figura 103).



**Figura 103** - Ejemplos de resultados de pruebas de pulso con respuesta sobreamortiguada, subamortiguada y críticamente amortiguada. a) Una respuesta sobreamortiguada trazada como el logaritmo de  $H_t/H_0$  vs tiempo (Figura 102). La línea recta negra se ajusta a la parte lineal de los datos. b) Una respuesta subamortiguada representada en escalas aritméticas como el cambio en el nivel del agua en función del tiempo. La respuesta es oscilatoria. c) Representación de una respuesta críticamente amortiguada. Esta respuesta muestra el cambio en el nivel del agua en función del tiempo, representado en escalas aritméticas. La respuesta críticamente amortiguada se considera transitoria, entre la respuesta sobre amortiguada y la respuesta subamortiguada.

La recuperación del nivel con respuesta sobreamortiguada se produce cuando el nivel de agua no recuperado  $H_i$  dividido por el nivel máximo de agua inicial al inicio del ensayo,  $H_0$ , disminuye logarítmicamente como se representa en Figura 103. La relación  $H_t/H_0$  se representa gráficamente en una escala logarítmica y la sección lineal resultante del conjunto de datos se ajusta con una línea recta. La pendiente de esta línea recta es proporcional a la conductividad hidráulica de la formación. Las respuestas sobreamortiguadas se observan en entornos con conductividad hidráulica baja a moderada. Los esquemas de las respuestas sobreamortiguadas de pruebas realizadas en formaciones ricas en arena, limo y arcilla se muestran en Figura 104.



**Figura 104** - Ejemplo hipotético de la respuesta sobre amortiguada (relación de carga o carga normalizada) de las pruebas de pulso realizadas en una formación rica en arena (A), una formación rica en limo (B) y una formación rica en arcilla (C). La pendiente de la curva es menor para una conductividad hidráulica horizontal más baja,  $K_A > K_B > K_C$ .

Los cambios de nivel de agua oscilatorios poco amortiguados se observan cuando se prueban formaciones de alta conductividad hidráulica (Figura 103). La conductividad hidráulica en estos entornos está relacionada con el grado de amortiguamiento, así como con el período y el tiempo de las oscilaciones (Butler et al., 2003). La respuesta críticamente amortiguada se observa cuando las conductividades hidráulicas están en un rango de moderadas y altas (Figura 103). Los datos de respuesta críticamente amortiguadas a menudo se analizan utilizando métodos desarrollados para respuestas sobre amortiguadas y sub amortiguadas.

Las pruebas de pulso (ensayo slug) se pueden completar en pozos de observación de pequeño diámetro y en pozos de suministro de agua sin bombear. En entornos con pozos de pequeño diámetro que penetran en materiales altamente permeables, se puede completar una prueba individual en unos pocos segundos. En el entorno opuesto, donde las permeabilidades son bajas, pueden ser necesarias horas, días o meses para alcanzar la recuperación completa de los niveles de agua de prueba. Las pruebas de pulso no se limitan a su uso en sistemas acuíferos (sistemas permeables que ceden agua a los pozos para un uso específico). También se utilizan para caracterizar unidades de baja permeabilidad, como acuitardos y rocas fracturadas, como se discute en la Sección 16.

## 14.2 Realización de una Prueba de Pulso

Las pruebas de pulso (o ensayo slug) casi siempre se realizan utilizando un único pozo. El método de prueba requiere que el nivel del agua en el pozo ascienda o descienda rápidamente (Figura 102). En la mayoría de las pruebas se asume que el nivel de agua en el pozo alcanza instantáneamente una nueva posición (sin pérdida de tiempo) en el tiempo

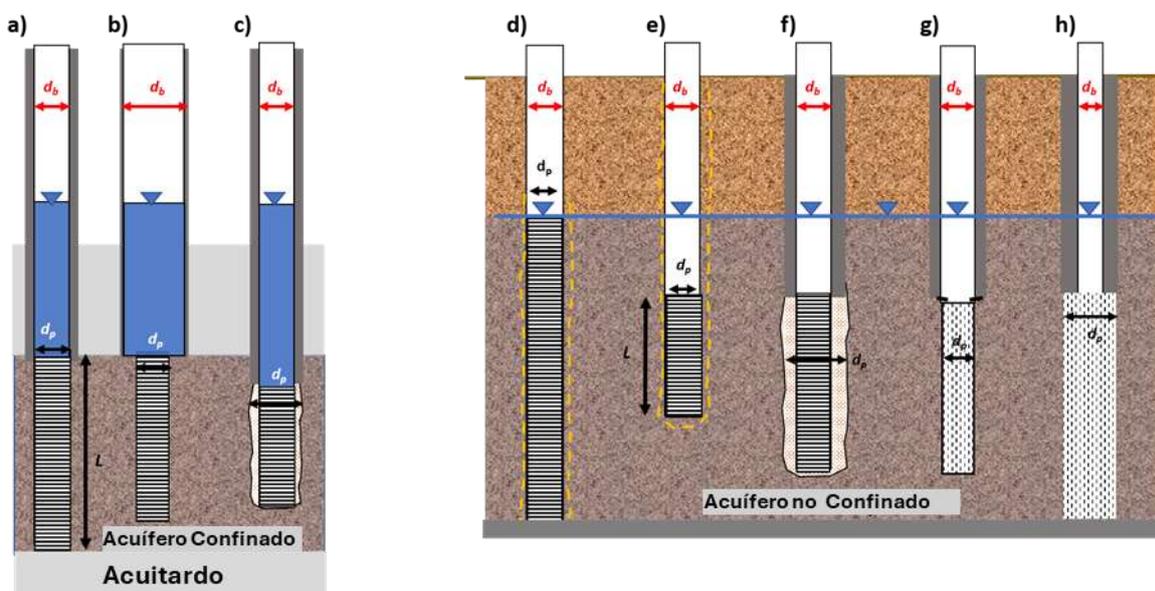
= 0. Sin embargo, algunos métodos de prueba permiten que el cambio en el nivel del agua ocurra durante un período de tiempo, cuando un breve intervalo de bombeo es seguido por un largo periodo de recuperación del nivel del agua. Estas pruebas pueden analizarse si la recopilación de datos del nivel del agua inicia inmediatamente después de alcanzar el cambio máximo de nivel. Se necesita una medición inicial del nivel estático del agua para establecer la condición previa a la prueba en todos los casos. Cuando se aplica un bombeo extenso antes de la recolección de datos, deben registrarse los datos de abatimiento del nivel en función del tiempo y aplicarse un método de análisis de recuperación.

La realización de una prueba de pulso (o ensayo slug) requiere una planificación cuidadosa, incluyendo la obtención de información sobre la construcción del pozo y las condiciones del sitio. El Servicio Geológico de Kansas, EE. UU., es reconocido por su investigación sobre la aplicación de métodos de prueba de pulso. Sus recomendaciones para llevar a cabo ensayos slug con éxito se incorporan en el siguiente material (Butler, 1998).

#### 14.2.1 Evaluando las Condiciones Hidrogeológicas del Sitio y la Construcción del Pozo

Se necesita un modelo conceptual del sitio para evaluar la naturaleza de las formaciones que se están ensayando. ¿Son las formaciones acuíferos o acuitardos (Woessner y Poeter, 2020)? ¿Están confinados o no? ¿Los pozos penetran completamente en las formaciones? ¿Podrían las condiciones de contorno afectar los resultados? Cada una de estas preguntas requiere una respuesta antes de realizar las pruebas y analizar los resultados.

Los pozos de suministro de agua, los pozos de observación o los pozos abiertos se pueden utilizar para realizar pruebas de pulso (o ensayos slug). El diseño de una prueba de pulso requiere el conocimiento de la longitud y la ubicación del pozo y el intervalo perforado o la longitud de la rejilla del pozo que penetra en la formación, la presencia de un paquete de grava y, el diámetro y las longitudes de los revestimientos ciegos del pozo (Figura 105).



**Figura 105** - Configuraciones generales de pozos utilizados para pruebas de pulso o ensayos slug en acuíferos confinados y no confinados. Las líneas horizontales y los guiones verticales representan intervalos de ademe o revestimiento ranurado (rejillas o filtros). El diámetro del pozo entubado es  $d_b$  y el diámetro de la tubería de ademe ranurada es  $d_p$ . Cuando se incluye un paquete de grava, el diámetro efectivo incluye al intervalo perforado y al diámetro del paquete de grava. La longitud del intervalo perforado ( $L$ ) y su posición en el acuífero pueden variar. Los pozos pueden ser total o parcialmente penetrantes (como se muestra). El sombreado gris oscuro representa la lechada o cementación colocada alrededor del ademe del pozo en blanco (por ejemplo, cemento o bentonita).

a) Pozo con penetración total en un acuífero confinado. El diámetro del ademe y el diámetro de la rejilla son iguales.

b) Pozo en un acuífero confinado parcialmente penetrante, con un diámetro de ademe o revestimiento mayor que el diámetro de la rejilla.

c) Pozo en un acuífero confinado parcialmente penetrante con un paquete de grava alrededor del intervalo ranurado. El diámetro efectivo del intervalo ranurado incluye la rejilla y el paquete de grava circundante.

d) Pozo de totalmente penetrante en un acuífero no confinado donde la línea amarilla discontinua indica que la instalación del pozo se realizó en pozo abierto, sin rellenar alrededor de la rejilla o el ademe, permitiendo que la formación colapse alrededor del pozo.

e) Pozo parcialmente penetrante en un acuífero no confinado donde la línea amarilla discontinua indica que la instalación del pozo se realizó en pozo abierto, sin llenar alrededor de la rejilla o el revestimiento y permitiendo que la formación colapse alrededor del pozo.

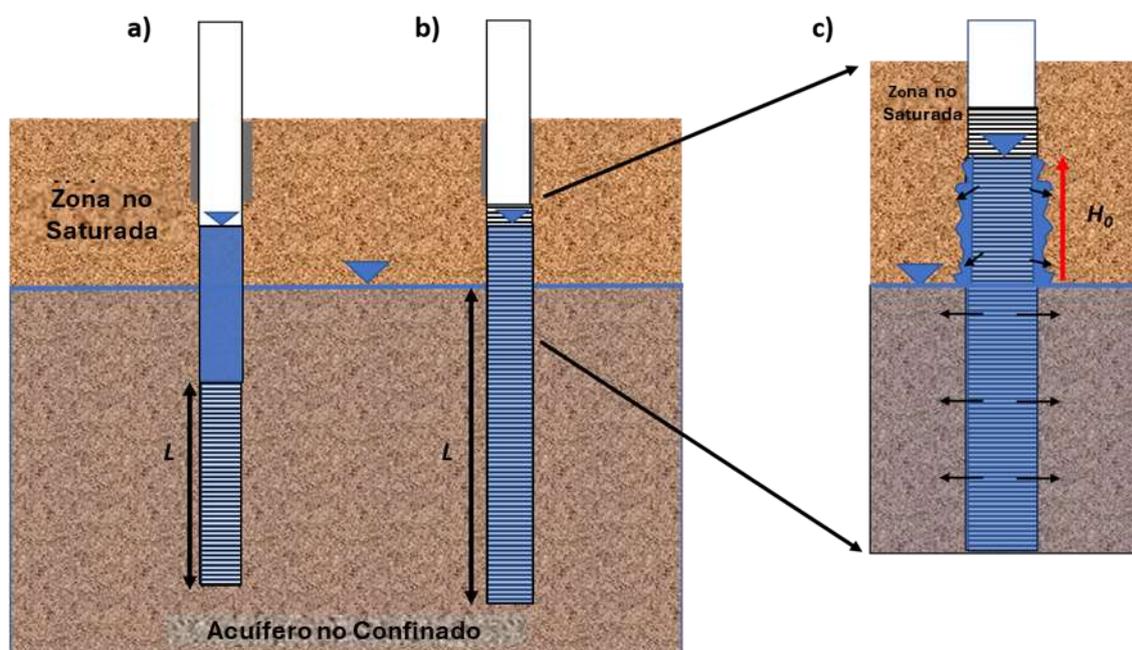
f) Pozo de penetración parcial en un acuífero no confinado donde se perfora un pozo de mayor diámetro y luego se coloca una tubería de revestimiento y una rejilla ensambladas en el pozo. El espacio fuera de la rejilla se llena con un paquete de filtro (paquete de grava) de material grueso (Sterrett, 2007) y luego se sella el intervalo de la tubería con cementación. Al analizar los datos de la prueba, el diámetro del ademe perforado generalmente incluye el paquete de grava, es decir el diámetro efectivo.

g) Pozo parcialmente penetrante en un acuífero no confinado donde el intervalo ranurado es de un diámetro menor que el ademe del pozo. Después de perforar el pozo hasta la profundidad de la rejilla, se colocó la tubería y se selló con cemento; luego se avanza un pozo de diámetro ligeramente más pequeño y se instala la rejilla.

h) Pozo parcialmente penetrante en un acuífero no confinado con un diámetro de ademe más pequeño que la rejilla del pozo. Se perfora un pozo de gran diámetro hasta la profundidad deseada, luego se colocan la tubería de ademe y la rejilla; finalmente, el pozo es cementado.

### 14.2.2 Consideraciones Especiales para Sistemas con Nivel de Agua

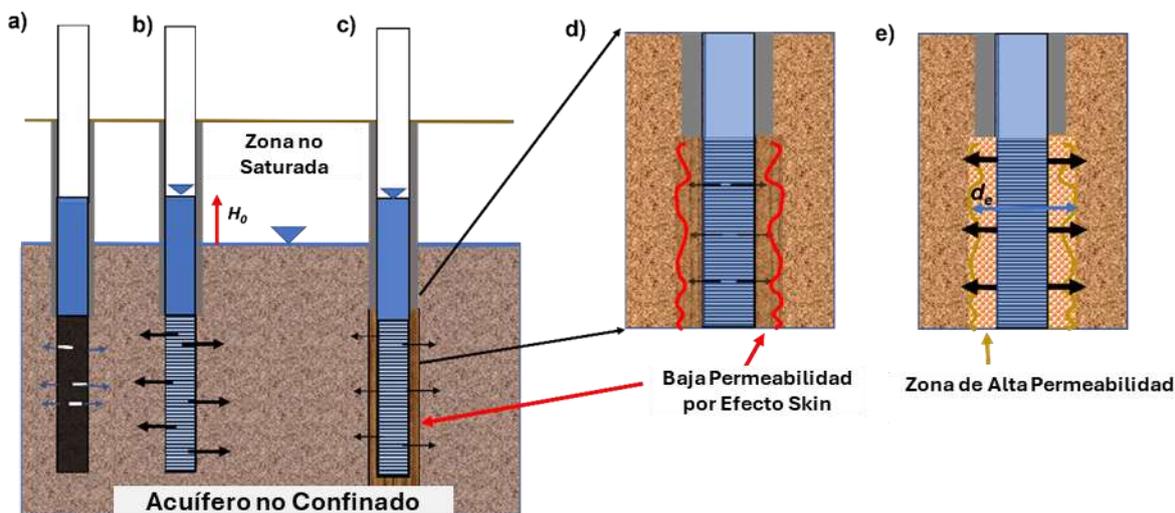
Las pruebas de pulso (o ensayo slug) se pueden realizar fácilmente en unidades acuíferas confinadas. También se pueden realizar cuando hay un nivel freático presente y el intervalo perforado o con filtros está por debajo de dicho nivel (Figura 105). Sin embargo, si el intervalo de filtros se extiende por encima del nivel freático, solo deben realizarse pruebas de salida de slug (slug-out) o carga hidráulica ascendente (Figura 106). En este caso, se evitan las pruebas de carga hidráulica descendente o de entrada de slug (slug-in) porque el nivel del agua al inicio de la prueba, tras la introducción del slug, sería más alto que el nivel estático del agua, extendiéndose hacia la zona vadosa. Cuando esto ocurre, el nivel del agua desciende más rápidamente de lo que lo haría en la parte saturada del acuífero, ya que fluye hacia la zona parcialmente saturada por encima del nivel freático. El análisis de los datos resultantes produce un valor de conductividad hidráulica mayor que el valor representativo de la unidad saturada (Todd y Mays (2005)).



**Figura 106** – El nivel del agua en un pozo dentro de un acuífero no confinado (o libre) después de la introducción de un *slug* o dispositivo sólido, al inicio de una prueba de pulso de entrada o salida de slug, varía según la ubicación de la rejilla de filtros del pozo en relación con el nivel freático. a) Cuando el intervalo perforado o de filtros se completa por debajo del nivel freático, las pruebas de pulso de entrada o salida de slug, se pueden completar con éxito. b) Si el intervalo ranurado se extiende por arriba del nivel freático, solo se deben realizar pruebas de pulso de salida de slug, ya que una prueba de pulso de entrada sobreestimaría la conductividad hidráulica horizontal saturada debido a que parte del agua fluiría hacia la zona no saturada. c) Ampliación de (b) que muestra los factores que afectan la tasa de disminución del nivel del agua cuando se realiza una prueba de pulso de entrada de slug en un pozo con intervalo ranurado extendido por encima del nivel freático. Durante la disminución del nivel del agua, una parte del agua fluye a la zona no saturada, lo que provoca que la velocidad de descenso sea mayor que si solo la porción saturada del acuífero estuviera controlando la tasa de descenso.

### 14.2.3 Intercambio Libre de Agua con la Formación

Otro criterio para llevar a cabo una prueba de pulso (ensayo slug) exitosa es que el intervalo ranurado o con filtros esté hidrológicamente bien conectado con la formación que se está ensayando. Esto significa que el número, tamaño y configuración de las perforaciones no debe inhibir el intercambio de agua entre la formación y el pozo. Si la configuración de las perforaciones (demasiado pequeñas o muy pocas) inhibe el flujo del agua hacia y desde la formación, la prueba puede reflejar la "conductividad hidráulica" de los materiales de construcción del pozo, en lugar de la formación geológica (Figura 107).



**Figura 107** - Esquema de una prueba de pulso de entrada de slug o de descenso de carga hidráulica en un pozo no bombeado que penetra en un acuífero no confinado (o libre).

a) Diseño de pozo con un intervalo ranurado (porción negra de la tubería de revestimiento con perforaciones blancas) que no está bien conectado a la formación. La recuperación de la carga hidráulica estará controlada por el intervalo perforado mal diseñado, no por las propiedades de formación.

b) Intervalo perforado que está totalmente conectado a la formación. El agua en el pozo se comunica libremente con la formación.

c) Intervalo perforado adyacente a una parte del pozo dañado durante la perforación, donde se ha dejado material más fino. La zona afectada por la perforación controlará la tasa de cambio del nivel de agua en el pozo, lo que se conoce como efecto de zona dañada (*skin effect*, en inglés).

d) Intervalo que muestra daños en la formación debido a la perforación, produciendo una zona de baja permeabilidad. Las flechas más pequeñas indican que la conexión con el acuífero circundante es deficiente.

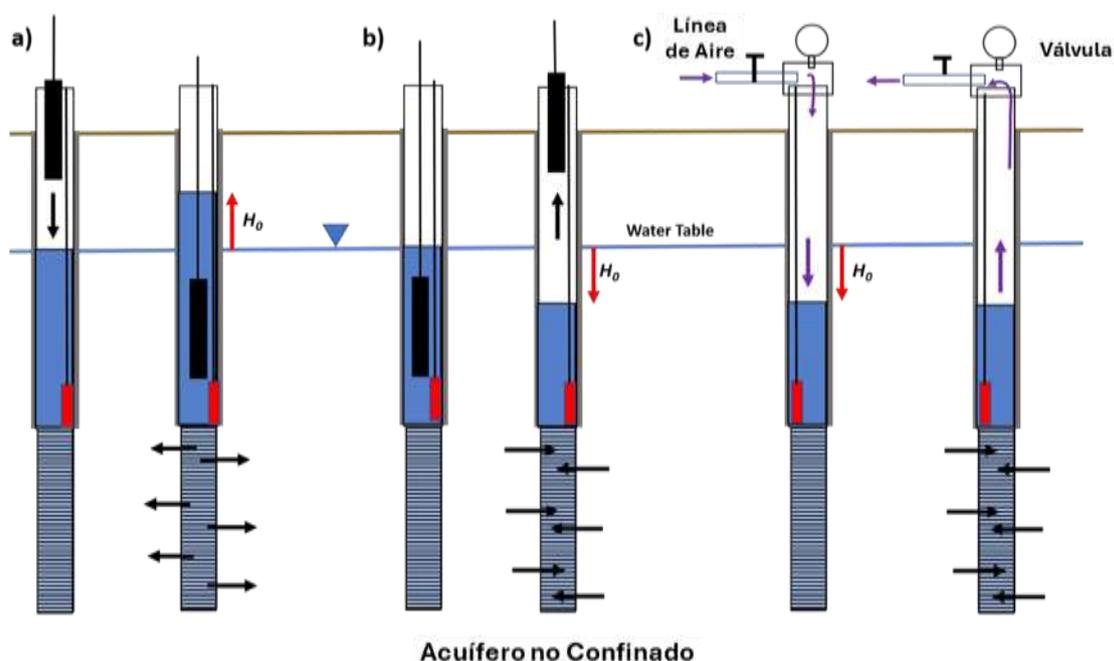
e) Ejemplo de una zona alrededor del intervalo ranurado de un pozo donde la permeabilidad ha sido mejorada. Esto puede ocurrir por la adición de un paquete de grava (material grueso colocado fuera de la tubería de revestimiento) o por la eliminación de finos naturales en la formación durante el desarrollo del pozo. Cuando hay un paquete de grava, el radio efectivo del intervalo ranurado incluye el paquete de grava.

A menudo, el material de la formación opuesto al intervalo perforado se vuelve menos permeable durante el proceso de perforación (Figura 107), especialmente en materiales de grano fino o cuando se utilizan fluidos de perforación en la construcción del pozo. En algunos casos, el proceso de perforación e instalación del pozo da como resultado

que el material más fino ingrese a la formación o que las arcillas presentes se acumulen a la pared del pozo. Esto se conoce como la “zona dañada”, donde se halla material de menor permeabilidad (*skin effect*). Este efecto de “zona dañada” (Fetter, 2001) restringe el intercambio de agua entre el pozo y la formación. Por lo tanto, los valores de conductividad hidráulica calculados a partir de los resultados de las pruebas subestimarán las propiedades de la formación. Los procedimientos de desarrollo del pozo como el bombeo intermitente, la extracción con balde (*bailing*) y el sobrebombeo, pueden aumentar la permeabilidad de la zona dañada y deben implementarse durante la construcción del pozo (p. ej., Sterrett, 2007). En algunas condiciones, un desarrollo excesivo no solo puede eliminar los finos que ingresaron a un material de formación durante la perforación, sino también eliminar el material fino natural de la formación. Esto puede crear una zona de conductividad hidráulica más alta de lo normal alrededor de la rejilla de filtros y, si esta zona se extiende una distancia significativa dentro de la formación, puede afectar los datos de la prueba. En este caso, el pozo puede recuperarse más rápidamente debido a la presencia de esta zona de alta conductividad hidráulica. Como resultado, los valores de conductividad hidráulica serán más altos que el valor de formación. Finalmente, en muchos pozos de observación o suministro de agua, se agrega un paquete de grava para mejorar la permeabilidad alrededor del intervalo perforado para asegurar que las perforaciones no se taponen con material fino de la formación. Cuando se utiliza este diseño, el diámetro efectivo del intervalo perforado debe incluir el paquete de grava (Figura 107e).

#### 14.2.4 Elevación y Descenso del Nivel de Agua

Por lo general, la inducción instantánea de un cambio en el nivel del agua en el pozo de prueba se logra sumergiendo o retirando un dispositivo de volumen sólido en el pozo, o *slug*. Estas acciones dan como resultado un aumento o descenso del nivel del agua en el pozo. La magnitud del cambio es una función del volumen del dispositivo y del volumen de agua por unidad de longitud del pozo (Figura 108).



**Figura 108** - Métodos de prueba de pulso utilizados para ascender o descender el nivel del agua en un pozo sin bombeo. Este ejemplo muestra un acuífero no confinado (o libre), sin embargo, los métodos aplicados a un acuífero confinado serían los mismos. Los rectángulos negros representan un dispositivo sólido de un volumen conocido (*slug*). Los rectángulos rojos son transductores suspendidos en el pozo.  $H_0$  es el cambio máximo en el nivel del agua medido a partir de la estática al inicio de la prueba.

a) Una prueba de pulso de entrada de slug, o de carga hidráulica descendente (*slug-in*). El cilindro sólido se deja caer en el agua del pozo para que quede totalmente sumergido. Esto provoca un aumento instantáneo en el nivel del agua.

b) Una prueba de pulso de salida de slug o de carga hidráulica ascendente (*slug-out*). El cilindro sólido se coloca en el pozo y se deja que el nivel del agua vuelva al equilibrio (nivel de agua estático). Luego, se retira rápidamente el cilindro del pozo y se recopilan los datos de ascenso del nivel del agua.

c) Una prueba de pulso de carga hidráulica ascendente con presión neumática. El nivel del agua disminuye inicialmente mediante un aumento de la presión del aire dentro del pozo cerrado. Se bombea aire al pozo hasta que el nivel del agua se deprime al nivel deseado. En ese momento, se cierra una válvula en la tapa hermética del pozo. El aire comprimido se libera al abrir la válvula, permitiendo que el nivel del agua se recupere mientras un transductor mide los cambios en el nivel del agua.

Si se requiere realizar una prueba de descenso de carga hidráulica o prueba de pulso de entrada de slug (*slug-in*), el dispositivo se suspende de un cable y se deja caer en el pozo hasta que esté totalmente sumergido. Esto desplaza un volumen conocido de agua, lo que resulta en un ascenso del nivel del agua. Sobre la base del volumen de agua desplazado, se puede calcular la altura máxima a la que ascenderá el nivel de agua y compararlo con el nivel máximo observado. Posteriormente, se registra el descenso del nivel del agua vs tiempo. Usando un *slug* o dispositivo sólido, se puede lograr una prueba de carga hidráulica ascendente, bajando el dispositivo en un cable en el pozo, permitiendo que se sumerja por completo y esperando que el nivel del agua se estabilice. Una vez que el nivel del agua en el pozo este en equilibrio (condiciones estáticas), el dispositivo se retira

totalmente fuera del pozo o a una altura suficientemente alta como para que se ubique por encima del nivel estático del agua. Esto da como resultado un rápido descenso del nivel del agua, lo que se conoce como prueba de pulso de salida de slug (slug-out). Luego, se registra el ascenso del nivel del agua a lo largo del tiempo.

Si el nivel del agua en el pozo está cerca de la superficie, se puede usar una barra sólida continua como slug, insertándola en el pozo hasta una distancia conocida. El volumen de la barra sumergida y luego retirada del pozo, o el volumen de la varilla insertado por debajo del nivel del agua, es necesario para calcular los valores de  $H_0$  al inicio de la prueba.

También se puede usar un cilindro hueco (*bailer*) para reducir el nivel del agua en un pozo de prueba. El método utiliza el cilindro hueco para extraer un volumen de agua. El cilindro hueco (o *bailer*) se baja al pozo hasta que queda totalmente sumergido, y se permite que los niveles de agua en el pozo vuelvan al equilibrio. Luego, al comienzo de la prueba, se retira el cilindro hueco o *bailer* del pozo lleno de agua, provocando una rápida caída del nivel del agua. Se monitorea la recuperación del nivel del agua a lo largo del tiempo. Lo mejor es retirar totalmente el *bailer* del pozo para evitar que el agua se filtre de nuevo al pozo. Un segundo método se conoce como método de rescate (o *bail-down*), en el que el *bailer* se utiliza para extraer agua varias veces, para reducir el nivel del agua hasta alcanzar la profundidad deseada. Una vez logrado, se detiene la extracción y se registra la recuperación del nivel del agua. Este método es apropiado en materiales con baja conductividad hidráulica y cuando no se estiman las propiedades de almacenamiento, ya que supone que la disminución no instantánea del nivel del agua permite estimaciones para  $K$  asumiendo una condición de estado semi estacionario. Ninguno de los métodos con *bailer* es adecuado en pozos con agua contaminada, ya que a menudo se requieren medidas especiales para eliminar el agua contaminada. Para evitar impactos en la calidad del agua, cuando se usa un dispositivo sólido para realizar una prueba en un pozo contaminado, debe desinfectarse antes de usarse en otros pozos.

Un tercer método implica el uso de aire comprimido para crear una prueba de carga hidráulica ascendente (Figura 108c). Un aumento en la presión de aire dentro del pozo se utiliza para abatir el nivel del agua y mantenerlo a una profundidad determinada, por debajo del nivel estático. El pozo está equipado con una tapa hermética, un manómetro y una línea de aire con una válvula. El manómetro también se puede reemplazar por un segundo transductor que mida la presión del aire en el pozo. Se utiliza un pequeño compresor o bomba manual para aumentar la presión de aire entre la superficie del agua y la tapa del pozo. El manómetro registra la presión en el pozo en relación con la presión atmosférica. Las lecturas de presión se pueden convertir en unidades de altura del nivel del agua (pies o metros). Una vez que se establece el aumento del nivel de presión en el pozo, se cierra la válvula y se retira la línea de aire comprimido. Para iniciar la prueba, la válvula

de línea de aire se abre, permitiendo que el aire sobrepresurizado del pozo se libere. El nivel del agua, previamente deprimido, comienza a recuperarse debido a la restauración de la presión atmosférica en el pozo. El transductor sumergido mide el cambio en el nivel del agua durante la recuperación.

Finalmente, se puede verter un volumen de agua en el pozo lo más rápido posible para crear un aumento en el nivel del agua. Esto es un desafío si se necesitan grandes volúmenes de agua para realizar un cambio medible en el nivel (por ejemplo, en pozos con grandes diámetros de revestimiento o acuíferos con alta conductividad hidráulica). En algunos entornos, la adición de agua para la prueba puede influir negativamente en otras condiciones del sitio, incluyendo el cambio de la calidad química del agua. Este método puede ser apropiado en un estudio fluvial en el que se instalan piezómetros de pequeño diámetro (aproximadamente un centímetro de diámetro) en el lecho del río y se realizan pruebas de pulso agregando un volumen de agua del río a los pozos (por ejemplo, Woessner, 2020). Sin embargo, en sistemas de aguas subterráneas contaminadas, la adición de agua con diferente calidad podría afectar los resultados de futuros análisis de calidad del agua.

#### 14.2.5 Registro de Cambios en el Nivel del Agua

Los métodos para medir los niveles de agua en los pozos se presentan en la Sección 4 de este libro. Al igual que con las pruebas hidráulicas que utilizan pozos de bombeo, es importante registrar los cambios iniciales en el nivel del agua. Cuando las pruebas se llevan a cabo introduciendo o extrayendo dispositivos sólidos (slug) o huecos (bailers), los dispositivos de medición como los registradores de flotador no son apropiados porque los cables a menudo se enredan. Además, cuando los pozos se recuperan rápidamente (segundos o unos minutos), las cintas de acero e incluso las cintas eléctricas a menudo no se pueden manipular lo suficientemente rápido como para obtener suficientes datos iniciales para un análisis sólido. El mejor método para obtener datos de nivel de agua es mediante un transductor/registrador de datos de presión instalado a una profundidad suficiente para que el uso de un dispositivo sólido o hueco no perturbe el instrumento. Si los niveles de agua se recuperan lentamente, se pueden usar cintas eléctricas o de acero para registrar los niveles.

Al inicio de una prueba, se debe registrar el nivel de agua estático con una cinta de acero o eléctrica para establecer un punto de referencia (condiciones estáticas o de equilibrio). Los registros del transductor se vinculan con el nivel estático del agua para convertir las lecturas de presión en cambios en la altura del nivel del agua (desplazamiento). Se debe utilizar un micro barómetro simultáneamente, cuando se utilizan transductores cerrados o absolutos, para determinar si es necesario hacer ajustes a los datos en función de la presión atmosférica. Sin embargo, dado que la prueba se puede

completar en un intervalo de corto tiempo (por ejemplo, en decenas de minutos), es posible que no sea necesaria la corrección por cambios barométricos.

Cuando se utilizan dispositivos de cilindro sólidos (slug), el ascenso o descenso máximo inicial del nivel del agua también se puede calcular en función del volumen de la tubería de revestimiento del pozo por unidad de longitud y el volumen conocido del dispositivo. Por ejemplo, si el nivel del agua de un pozo de PVC de 10 cm de diámetro se ve perturbada sumergiendo un dispositivo sólido de 5 cm de diámetro y 30 cm de longitud, el volumen de agua desplazado por el cilindro se calcula con la fórmula del volumen de un cilindro:  $\text{volumen} = \pi * (\text{radio del cilindro})^2 * (\text{altura del cilindro}) = 3.14 (2.5 \text{ cm})^2 (30 \text{ cm}) = 589 \text{ cm}^3$ . Un pozo de 10 cm de diámetro contiene  $78.5 \text{ cm}^3$  de agua en cada centímetro de su longitud, es decir:  $3.14 (5 \text{ cm})^2 (1 \text{ cm}) = 78.5 \text{ cm}^3$ . Así, el nivel del agua subirá 1 cm por cada  $78.5 \text{ cm}^3$  de agua añadidos. La adición del slug de  $589 \text{ cm}^3$  daría como resultado una elevación máxima de  $589 \text{ cm}^3 / 78.5 \text{ cm}^3 / 1 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}$ . Por lo tanto, la medida inicial ( $H_0$ ) debe ser de aproximadamente unos 7.5 cm.

#### 14.2.6 Prueba de Repetibilidad

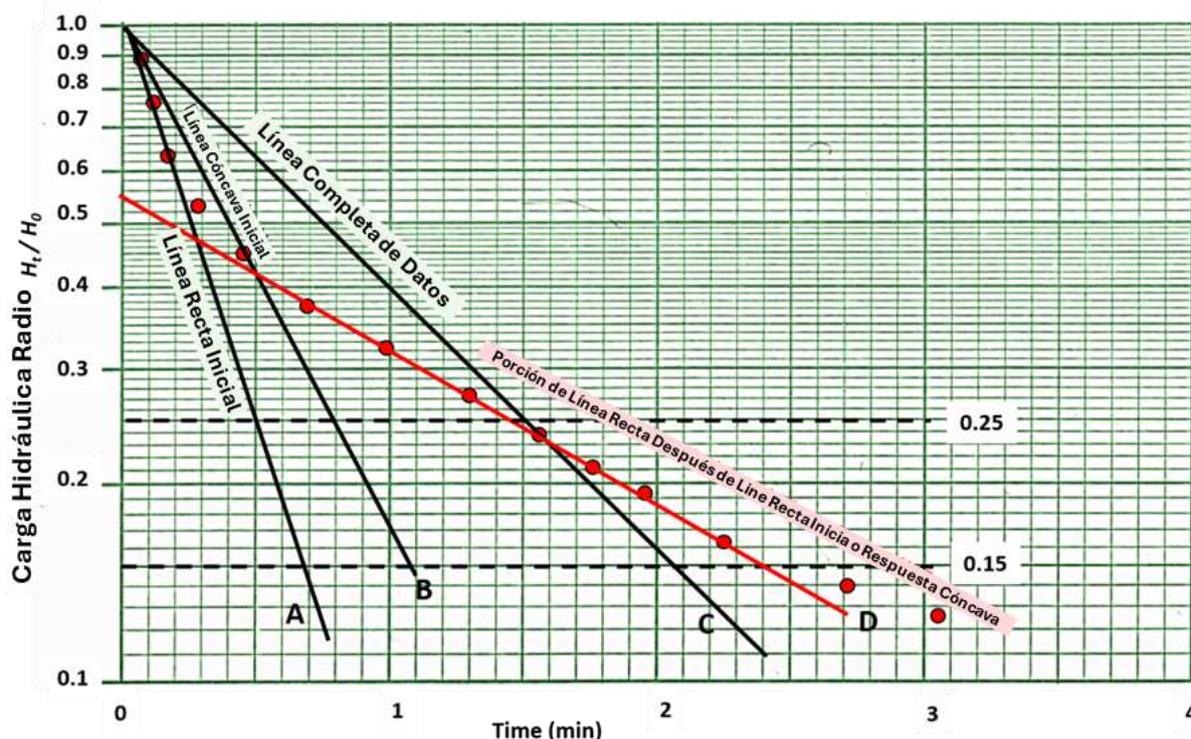
Las pruebas de pulso son relativamente fáciles de realizar. Butler (1998) sugiere que se deben realizar múltiples pruebas en un pozo. Recomienda que un pozo se someta a pruebas al menos tres veces y posteriormente promediar los valores, para producir un valor representativo de conductividad hidráulica horizontal. En algunos casos, el proceso de realizar una prueba de pulso también puede generar desarrollo del pozo (remoción de sedimentos finos en la zona perforada o filtrante) o a la obstrucción de la formación (desplazamiento de más partículas finas hacia la zona perforada o filtrante). Si los valores de la prueba cambian constantemente durante múltiples pruebas (aumentan o disminuyen secuencialmente), es posible que se necesite un desarrollo adicional del pozo, antes de que los valores se consideren confiables y reproducibles. Este problema puede verificarse calculando el cambio máximo medido de la carga hidráulica para cada prueba; el cambio de carga hidráulica normalizado debe ser  $\geq 0.9$  para cada prueba, lo que indicaría que no se están produciendo cambios en la formación durante la prueba (Butler, 1998).

### 14.3 Datos de Campo: Respuestas Sobreamortiguadas, Subamortiguadas y Críticamente Amortiguadas del Nivel en Pruebas de Pulso

La respuesta del nivel del agua (desplazamiento) en una prueba de pulso se puede clasificar como sobreamortiguada, subamortiguada o críticamente amortiguada (Figura 103).

La recuperación sobreamortiguada se produce cuando la relación de la carga hidráulica normalizada (es decir, el nivel de agua no recuperado  $H_t$ , dividido por el nivel máximo de agua al inicio de la prueba,  $H_0$ ) disminuye logarítmicamente como se muestra

en Figura 109. Cuando los datos de la prueba sobreamortiguada se representan como el logaritmo de la relación  $H_t/H_0$  vs tiempo, una parte de los datos forma una línea recta que se puede utilizar para extraer información y calcular K con la ecuación adecuada (por ejemplo, Hvorslev, 1951, como se discute en la Sección 14.4.1). Sin embargo, Butler (1996, 1998) señala que la selección de la sección en línea recta puede ser complicada cuando la gráfica tiene más de una sección recta. Algunas gráficas tienen dos secciones rectas, una en la parte inicial y una segunda en tiempos posteriores (Figura 109).



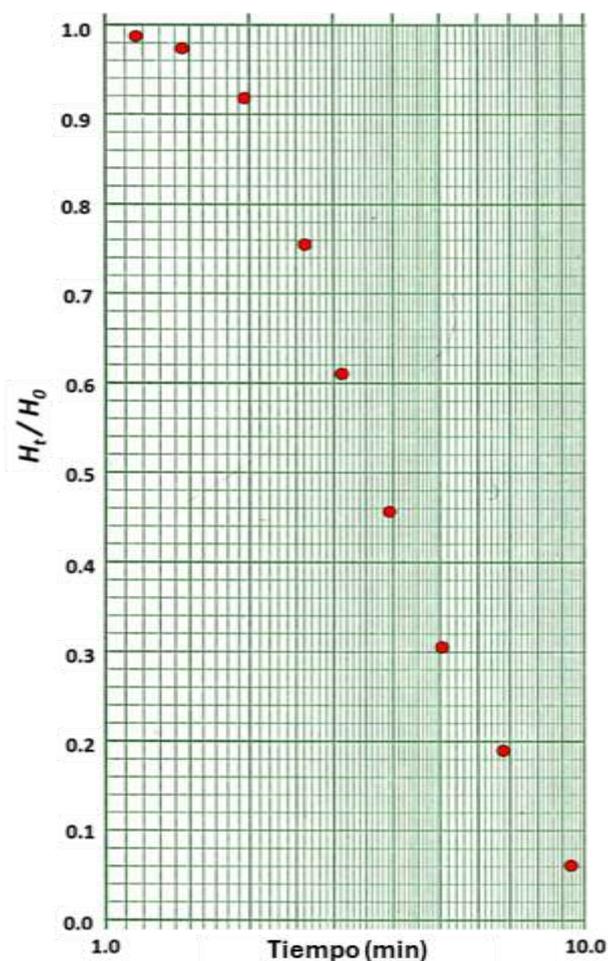
**Figura 109** - Esquema de un conjunto de datos de una prueba de pulso con respuesta sobreamortiguada que exhibe una línea recta temprana y una tendencia ascendente cóncava. En este ejemplo, las líneas ajustadas A, B y C tienen mayores pendientes que la línea roja D, que se considera representativa de las propiedades de la formación (Butler, 1996). Lo más probable es que los primeros datos de la línea A reflejen la liberación de agua de un paquete de grava o una filtración de agua a lo largo de un pozo mal sellado. La parte cóncava ascendente de la curva muestra que el almacenamiento elástico es un componente inicial del cambio observado en el nivel del agua. La línea B ajustada incorpora esta tendencia. Cuando todo el conjunto de datos se ajusta a una línea recta, C, la conductividad hidráulica calculada será mayor que el valor de formación, ya que la respuesta incluye el efecto del paquete de grava y el almacenamiento. La línea D se ajusta a la parte en línea recta de la gráfica que aparece después de que los efectos de filtración o del paquete de grava dejan de dominar los datos. Butler (1996) recomienda que cuando ocurran tendencias tempranas en los datos, la selección de la parte en línea recta debe realizarse utilizando la segunda sección lineal de los datos. Sugiere que se empleen los datos entre los valores de la relación de carga de 0.25 y 0.15 (líneas negras discontinuas) para representar las propiedades de la formación, es decir, la línea D.

Los datos de los primeros instantes que forman una sección inicial en línea recta a menudo se relacionan con la liberación de agua de un pozo empacado con grava o de agua que se filtra por un pozo sin sellar (Figura 107). Butler (1996, 1998) advierte sobre la interpretación errónea de una tendencia temprana como representativa de la respuesta de la formación. Butler (1996) sugiere que, cuando se presente una sección en la línea recta en la parte temprana o una tendencia cóncava hacia arriba, se debe ajustar una línea a la segunda parte de línea recta del conjunto de datos, que generalmente se encuentra entre los valores de 0.25 y 0.15 (Figura 108). Los análisis de Butler (1996) de un conjunto de datos mostraron que, cuando se aplicó el método de Hvorslev (1951) utilizando la porción en línea recta comprendida entre 0.25 y 0.15, los valores de  $K$  estaban dentro del 5 % de los valores obtenidos utilizando otro método de prueba de pulso (o ensayo slug) basado en curvas tipo (Cooper et al., 1967).

Los datos de los primeros instantes también pueden exhibir una tendencia cóncava hacia arriba (Figura 109). Esta tendencia a menudo refleja los efectos del almacenamiento elástico de la formación sobre la recuperación inicial del nivel del agua. Esta sección de datos debe ignorarse al ajustar una línea, y se debe utilizar la segunda parte lineal de los datos para representar la respuesta del nivel del agua de formación. Para algunos conjuntos de datos, se puede aplicar un segundo enfoque que no se basa en interpretaciones lineales y tiene en cuenta el almacenamiento (es decir, Cooper et al., 1967; Hyder et al., 1994).

Cuando las respuestas de la prueba de pulso están sobreamortiguadas, la duración de la prueba puede variar dependiendo de las propiedades hidrogeológicas del material. En materiales de mayor conductividad hidráulica, con un cambio de carga máximo más pequeño e intervalos perforados o filtrantes más largos, la recuperación del nivel de agua será más rápida. En materiales de permeabilidad extremadamente baja, la recuperación completa puede requerir semanas o incluso más.

Los datos de las pruebas de pulso con respuesta sobreamortiguada en acuíferos confinados también pueden representarse como la relación entre  $H_t/H_0$  frente al logaritmo del tiempo y ajustarse a curvas tipo desarrolladas por Cooper y otros (1967), como se muestra en Figura 110. Una pendiente curva en los primeros instantes se interpreta como una respuesta al almacenamiento de la formación. Los métodos para analizar estos datos se presentan en la Sección 14.4.



**Figura 110** - Ejemplo de datos de una prueba de pulso en un acuífero confinado, representados como  $H_t/H_0$  vs el logaritmo del tiempo. El análisis de estos datos se completa mediante el emparejamiento de curvas tipo descritas por Cooper y otros (1967).

Las respuestas subamortiguadas del nivel del agua, producen una respuesta oscilatoria (Figura 103b). Los cambios en el nivel del agua decaen exponencialmente hasta que se alcanza la condición estática inicial. Esta respuesta se observa con mayor frecuencia cuando los pozos penetran en unidades acuíferas con alta conductividad hidráulica. Las pruebas a menudo se completan en decenas de segundos. En la Sección 14.5 se describen los métodos desarrollados para analizar los datos de pruebas que muestran una respuesta subamortiguada.

Butler (1998) señala que, en ocasiones, las respuestas de las pruebas de pulso muestran una respuesta transitoria entre las condiciones sobreamortiguadas y subamortiguadas (Figura 103c). Este estado se conoce como críticamente amortiguado. La curva muestra una curvatura cóncava descendente en tiempos posteriores, especialmente cuando se grafica como el logaritmo de la carga hidráulica vs el tiempo. Las técnicas de análisis aplicadas a estos datos transicionales pueden abordarse utilizando enfoques analíticos de pruebas sobreamortiguadas o subamortiguadas. Butler (1998) y Butler et al.

(2003) analizan en detalle la interpretación de conjuntos de datos críticamente amortiguados.

## 14.4 Métodos de Interpretación de Pruebas de Pulso Sobreamortiguadas

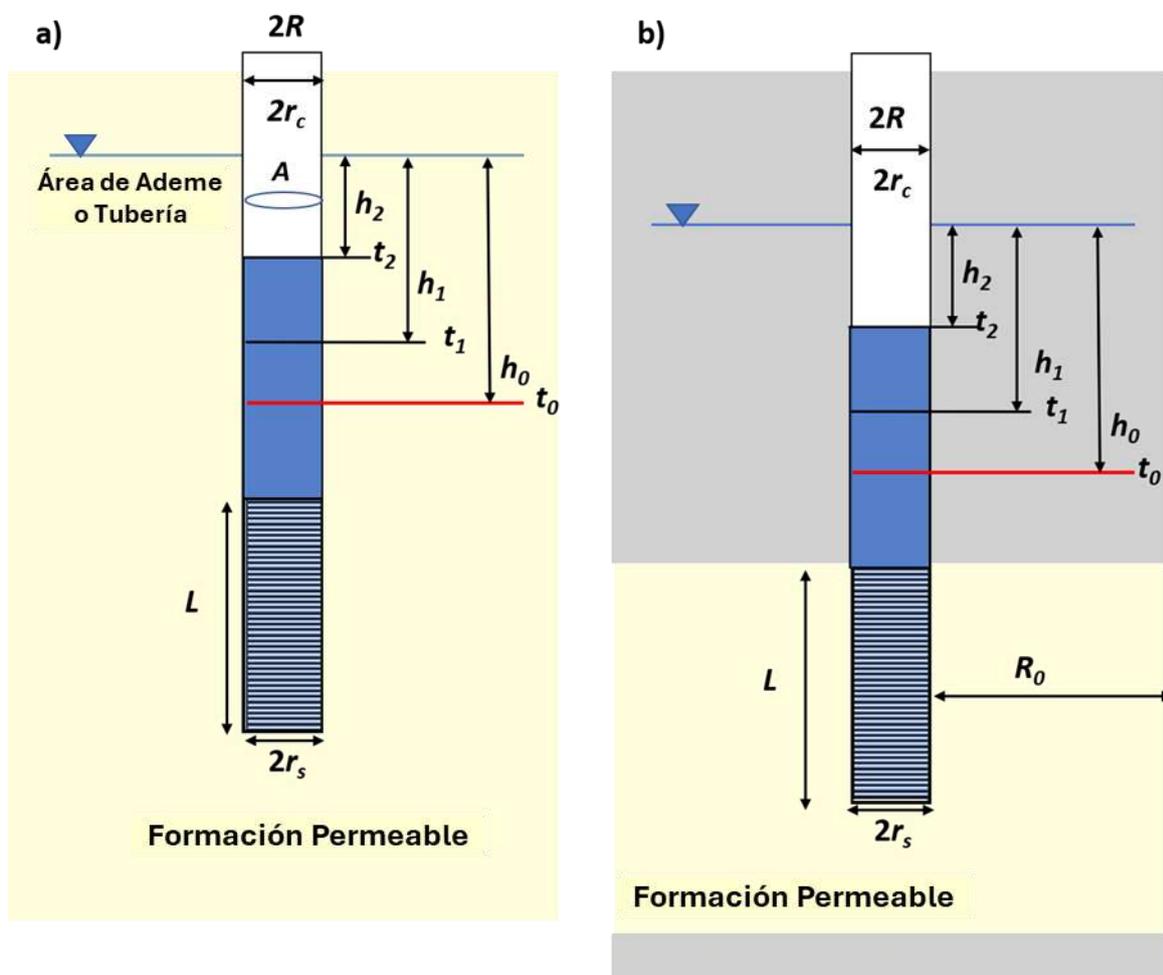
Esta sección presenta el desarrollo, los supuestos básicos y las aplicaciones de los métodos más comunes utilizados para analizar los datos de pruebas de pulso sobreamortiguadas. Estos métodos incluyen los desarrollados por Hvorslev (1951), Bouwer y Rice (1976) y Bouwer (1989), Cooper y otros (1967), y Hyder y otros (1994).

### 14.4.1 Método de Hvorslev para Prueba de Pulso

Hvorslev (1951) preparó un informe para el Cuerpo de Ingenieros de la Estación Experimental de Vías Navegables del Ejército de US, que abordaba sus experimentos y observaciones, los cuales examinaban cómo respondían los niveles de agua en perforaciones, piezómetros y pozos de monitoreo, cuando los niveles de agua se elevaban o reducían intencionalmente. El informe describe cómo las propiedades hidráulicas de la formación y el diseño del pozo (factores de forma) influyen en la recuperación del nivel del agua en función del tiempo.

Hvorslev (1951) desarrolló una solución semi analítica aplicando un enfoque de estado cuasi-estacionario, asumiendo que el almacenamiento elástico puede ser despreciado. Otros supuestos simplificadores incluyen que la formación ensayada es isotrópica, homogénea y de espesor uniforme. La solución puede aplicarse a pozos de penetran parcial o totalmente la formación, y su formulación se basa en condiciones confinadas, aunque los análisis se pueden aplicar tanto a sistemas confinados como no confinados (o libres). Los datos de la prueba de la carga hidráulica descendente o ascendente, se analizan utilizando un gráfico semilogarítmico y una línea recta interpolada (Figura 109).

Hvorslev (1951) desarrolló varias ecuaciones empíricas para representar el diseño de pozos en diferentes formaciones. Su método no se considera el nivel freático como un límite fijo o móvil. Además, permite el uso de rejillas filtrantes de diferentes diámetros y longitudes. En algunos casos, los pozos pueden estar abiertos solo en la parte inferior o pueden estar parcialmente rellenos con sedimentos. La notación utilizada por Hvorslev (1951) se muestra en Figura 111.



**Figura 111** - Notación general de los parámetros utilizados en el método de prueba de Hvorslev, definido para las Ecuaciones (105) y (106). a) Un ejemplo de un pozo en un sistema no confinado (o libre). b) Un ejemplo de un pozo en un sistema confinado (las unidades grises son impermeables).  $R_0$  es la distancia a la ubicación donde  $h$  no cambia.

Se formularon ecuaciones generales que describen la relación entre la conductividad hidráulica, el área de la sección transversal del pozo, un factor de forma que representa la configuración del pozo y la pendiente de la carga normalizada, expresada como  $1/(t_2-t_1) \ln (h_1/h_2)$ . La Ecuación (105) indica que la conductividad hidráulica es directamente proporcional al área del revestimiento del pozo y a la pendiente de los datos de la prueba de pulso (o ensayo slug), e inversamente proporcional al factor de forma del pozo. La pendiente de la gráfica de datos se determina utilizando la diferencia entre dos valores de la carga normalizada en diferentes momentos ( $h_1$  y  $h_2$ ) y la diferencia en los dos tiempos correspondientes ( $t_1$  y  $t_2$ ) (Figura 112). Hvorslev define la carga hidráulica normalizada  $H_t/H_0$  como  $H$  en su trabajo. La Ecuación (106) utiliza lo que se conoce como el método básico de retraso en el tiempo (*basic time-lag method*) para determinar la pendiente de los datos de la prueba de pulso. Este enfoque representa la pendiente utilizando la

relación en la que el valor de la carga normalizada es igual a 0.37 (logaritmo de 0.368 = -1),  
y el tiempo correspondiente  $T_{0.37}$ , puede leerse directamente de la gráfica (Figura 112).

$$K = \frac{A}{F} \left( \frac{1}{t_2 - t_1} \right) \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (105)$$

$$K = \frac{A}{F} \frac{1}{T_{0.37}} \quad (106)$$

donde:

$K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )

$A$  = área de la sección transversal del revestimiento del pozo,  $\pi r_c^2$  ( $L^2$ )

$F$  = factor de forma que para algunas configuraciones depende de una o más  
de  $L, R, r_c, r_s$  (adimensional)

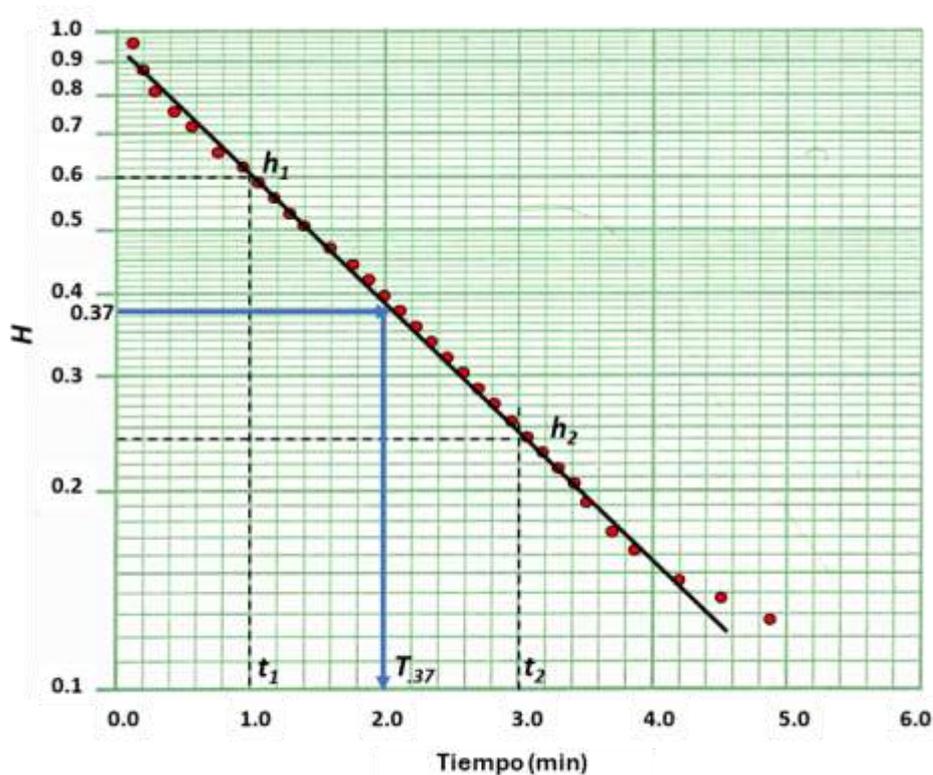
$h_1$  = carga hidráulica normalizada al tiempo  $t_1$  (L)

$h_2$  = carga hidráulica normalizada al tiempo  $t_2$  (L)

$t_1$  = tiempo en la carga hidráulica  $h_1$  (T)

$t_2$  = tiempo en la carga hidráulica  $h_2$  (T)

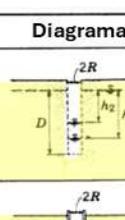
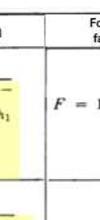
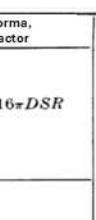
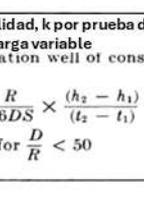
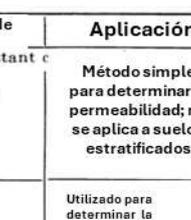
$T_{0.37}$  = desfase de tiempo básico (T)



**Figura 112** - Gráfico semilogarítmico de los resultados de la prueba de pulso (puntos rojos) y una línea recta ajustada. La pendiente de la línea está determinada por dos puntos de valores de carga normalizados ( $H$ ),  $h_1$  y  $h_2$  y los valores de tiempo  $t_1$  y  $t_2$ . La carga normalizada en el gráfico ( $H$ ) representa la carga

hidráulica no recuperada, medida desde el nivel estático del agua dividido por la profundidad o altura a la que el nivel del agua desciende o asciende al comienzo de la prueba, que se expresa como  $H/H_0$  indicado en la Figura 111. También se muestra el procedimiento para leer  $T_{0.37}$  del gráfico, usado en el método de retraso en el tiempo cuando el valor de  $H/H_0$  es 0.37.

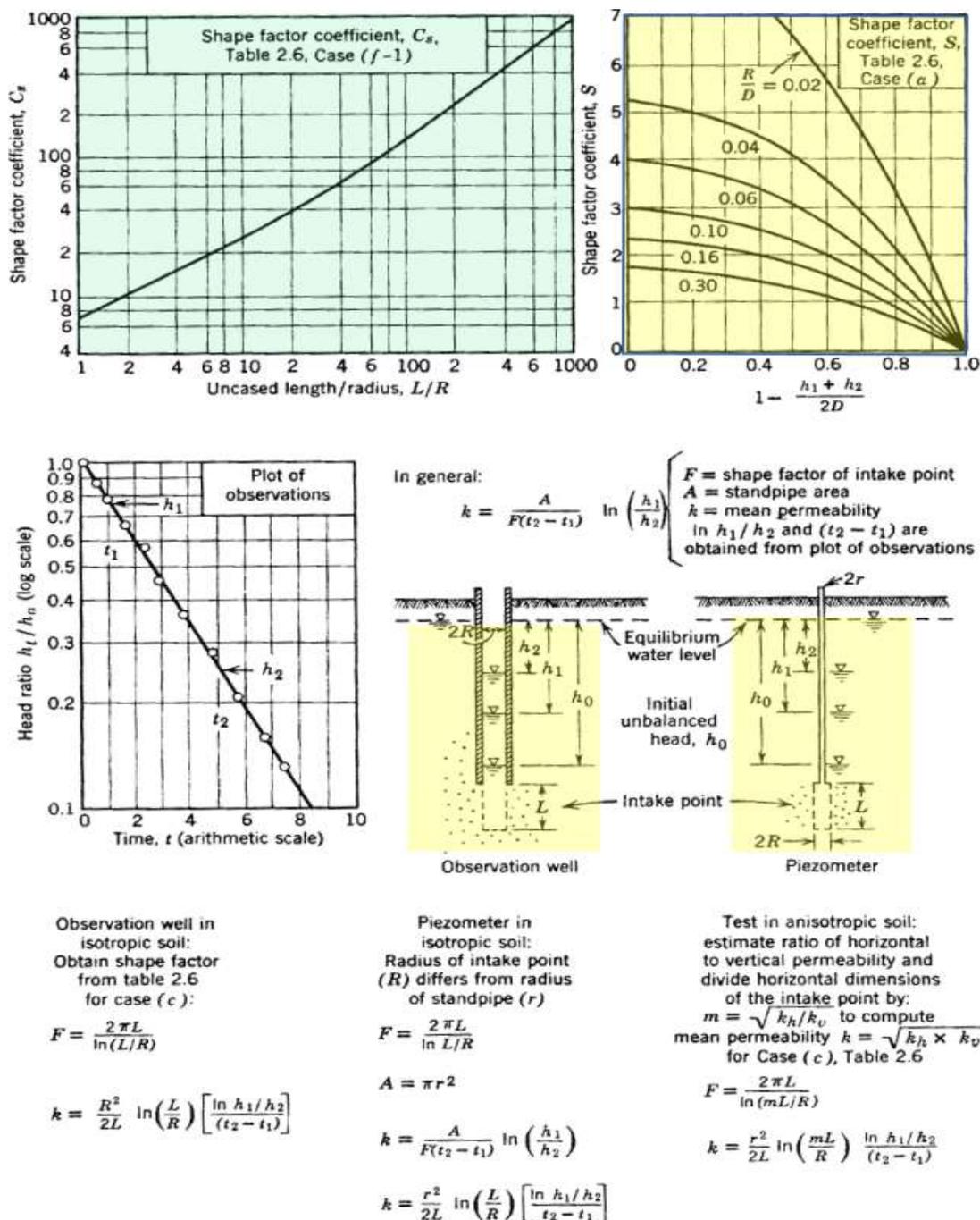
El factor de forma en las Ecuaciones (105) y (106) se obtiene empíricamente para la configuración del pozo y su posición en la formación ensayada, utilizando soluciones analíticas de flujo en estado estacionario. Las notaciones generales para los pozos se presentan en la Figura 111. En la Figura 113 se incluyen cuatro factores de forma y ecuaciones para calcular  $K$  en condiciones no confinadas y dos conjuntos de condiciones para sistemas confinados. La Figura 114 proporciona gráficos de constantes empíricas y una ecuación para determinar  $K$  en un entorno anisotrópico no confinado.

Condición	Diagrama	Forma, factor	Permeabilidad, k por prueba de carga variable (for observation well of constant c)	Aplicación	
Pozo de Observación o piezómetro en acuífero saturado isótropo con estrato de profundidad infinita	a) Pozo sin ademe	 $F = 16\pi DSR$	$k = \frac{R}{16DS} \times \frac{(h_2 - h_1)}{(t_2 - t_1)}$ for $\frac{D}{R} < 50$	Método simple para determinar la permeabilidad; no se aplica a suelos estratificados	
	b) Pozo ademado, suelo con descarga en fondo	 $F = \frac{11R}{2}$	$k = \frac{2\pi R}{11(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ for 6 in. $\leq D \leq 60$ in.	Utilizado para determinar la permeabilidad a profundidades someras; puede generar resultados no confiables en cargas descendentes con enjarra en el pozo	
	c) Pozo con ademe, sin ademe en la extensión L	 $F = \frac{2\pi L}{\ln(L/R)}$	$k = \frac{R^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{L}{R}\right) \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ for $\frac{L}{R} > 8$	Se aplica para determinar la permeabilidad a grandes profundidades debajo del nivel de agua	
	d) Pozo con ademe, columna de suelo dentro del ademe	 $F = \frac{11\pi R^2}{2\pi R + 11L}$	$k = \frac{2\pi R + 11L}{11(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Se aplica para determinar la permeabilidad Vertical en suelos	
Pozo de Observación o piezómetro en acuífero con capa superior impermeable	e) Pozo ademado, Flujo en la parte superior	 $F = 4R$	$k = \frac{\pi R}{4(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Se aplica para determinar la permeabilidad cuando la superficie impermeable es relativamente delgada	
	f) Pozo ademado, Sin ademe o con perforación extendida dentro de un acuífero de espesor finito: 1) $L_1/T < 0.20$ 2) $0.2 < L_1/T < 0.85$ 3) $L_3/T = 1.0$		(1) $F = C_s R$	$k = \frac{\pi R}{C_s(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Se aplica para determinar la permeabilidad cuando la profundidad es alrededor de 5 ft
			(2) $F = \frac{2\pi L_2}{\ln(L_2/R)}$	$k = \frac{R^2 \ln(L_2/R)}{2L_2(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ for $\frac{L_2}{R} > 8$	Se aplica para determinar la permeabilidad a grandes profundidades
(3) $F = \frac{2\pi L_3}{\ln(R_0/R)}$			$k = \frac{R^2 \ln(R_0/R)}{2L_3(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$	Supone un valor de $R_0/R = 200$ para estimaciones a menos que el pozo de observación estén hechos para determinar un valor de $R_0$	

[From U.S. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command (1982)].

Figura 113 - Condiciones del pozo, factores de forma y ecuaciones para calcular la conductividad hidráulica ( $K$  = permeabilidad, representada también como  $k$  en la tabla). La Figura 114 es la figura referida como

2.17 en el texto, en el lado izquierdo de la columna. Los valores de  $C_s$  y  $S$  están también definidos en la Figura 114 (U.S. Departamento de Marina, 1982).



**Figura 114** - La constante empírica,  $C_s$  en relación con  $L/R$  (U.S. Departamento de la Marina, 1982). Esta es la figura referenciada como 2.17 en el texto de la Figura 113. La tabla de factores de forma para  $S$  en la esquina superior derecha está modificada de Spangler (1963). La permeabilidad es equivalente a la conductividad hidráulica.  $F$  es el factor de forma. Otros parámetros se definen en el texto y en la Figura 111 y Figura 113. El diagrama y el texto de la esquina inferior derecha presentan un factor de forma para una formación anisotrópica en un entorno no confinado.

Los libros de texto de hidrogeología a menudo incluyen una sola ecuación para el método de Hvorslev que es idéntica a la condición (c) en Figura 113 y las ecuaciones en la

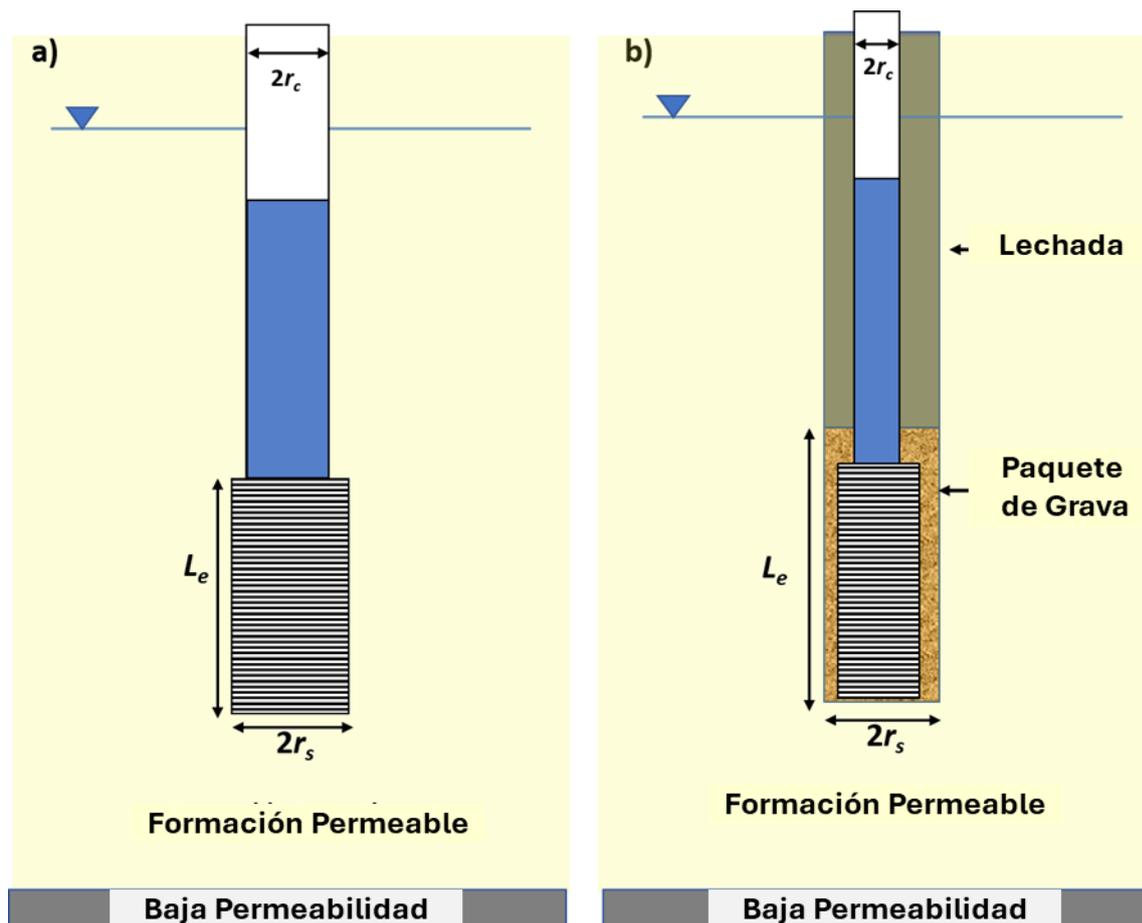
parte inferior izquierda de la Figura 114. La ecuación establece como criterio que la relación  $L/R > 8$ , que es el caso en la mayoría de los pozos de monitoreo o piezómetros de diámetro pequeño, donde la longitud de la rejilla filtrante ( $L$ ) es mucho mayor que el radio de la tubería de revestimiento ( $R$ ). La ecuación incluye el factor de forma que se muestra en Figura 113c. La condición c de la Figura 113 está asociada con la Ecuaciones (107) y (108). Esas ecuaciones son válidas para una diferencia en radio del ademe del pozo ( $r_c$ ) y el radio de la rejilla filtrante ( $r_s$ ). La longitud de la rejilla se define como la longitud efectiva de la rejilla, y el radio de la misma también incluye el paquete de grava si está presente, como se muestra en Figura 115b. Tanto la Ecuación (107) o (108) se pueden aplicar para calcular  $K$  (Figura 113c). La Figura 115 es una representación esquemática de las propiedades usadas para desarrollar las Ecuaciones (107) and (108).

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e (t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (107)$$

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e T_{.37}} \quad (108)$$

donde:

- $h_1/h_2$  = radio de valores aplicado para definir la pendiente (adimensional)
- $t_2-t_1$  = tiempos correspondientes para el cambio en la carga hidráulica normalizada,  $h_2$  y  $h_1$  (T)
- $L_e$  = longitud efectiva de la rejilla (L)
- $r_c$  = radio del ademe (L)
- $r_s$  = radio del intervalo de rejilla (L)
- $T_{.37}$  = tiempo asociado con el valor de  $H_t/H_0 = 0.368$  (T)
- $K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )

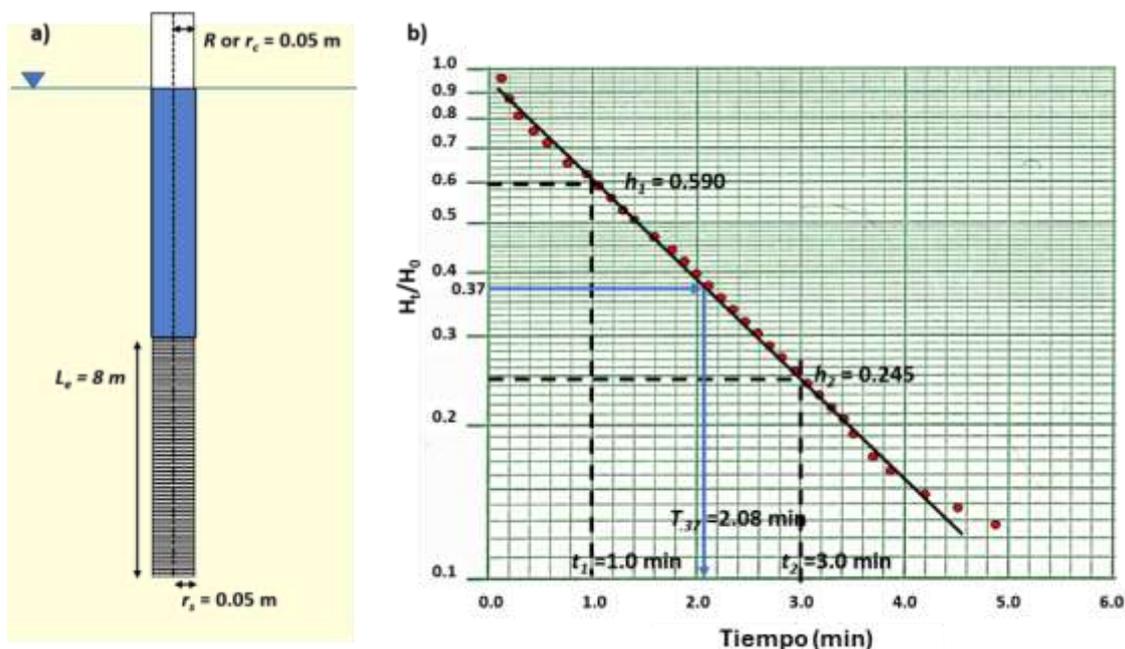


**Figura 115** – Parámetros utilizados para obtener la conductividad hidráulica de acuerdo con las definiciones de las Ecuaciones (107) y (108). La longitud efectiva de la rejilla del pozo es  $L_e$ . a) Diseño de pozo en el que el radio de la rejilla del pozo es mayor que el radio del ademe del pozo. b) Pozo empacado de grava donde el radio efectivo y la longitud efectiva de la rejilla de filtros del pozo, incluyen tanto a la rejilla como al paquete de grava.

La longitud efectiva de la rejilla del pozo,  $L_e$ , corresponde a la longitud de la rejilla filtrante o la longitud del paquete de grava que rodea la rejilla. El radio de la pantalla también incluye las dimensiones del paquete de grava cuando está presente. En algunas funciones de forma (p.ej., el  $f(3)$  de Figura 113) se especifica un valor denominado radio efectivo de la prueba de pulso o ensayo slug ( $R_o$ ). Este valor representa la distancia que el agua en la tubería del pozo recorre desde una prueba de carga descendente hasta la formación, o la distancia que el agua de formación viaja hacia el pozo en una prueba de carga ascendente. Es un valor empírico y generalmente se asume que es igual a la longitud de la rejilla filtrante del pozo ( $L_e$ ) o 200 veces el radio efectivo de la rejilla filtrante del pozo (incluida la capa de grava cuando está presente) (Departamento de Marina de los Estados Unidos, 1982; Butler 1996).  $R_e$  se utiliza como el radio efectivo de influencia en otros métodos de prueba de pulso o ensayos slug (por ejemplo, Bouwer y Rice, 1976).

## Ejemplo

Supongamos que se realizó una prueba de pulso con cilindro en un pozo con rejilla filtrante que penetra en una formación no confinada, diseñada como se muestra en Figura 116.



**Figura 116** - Diseño del pozo y datos de la prueba de pulsorecopilados durante la prueba de un pozo sin bombear. a) Parámetros del pozo. b) Gráfico semilogarítmico de los resultados de la prueba de pulso o ensayo slug. Se muestran los valores de  $h_1$ ,  $t_1$ ,  $h_2$ ,  $t_2$  y el desfase  $T_{0.37}$ .

Al examinar el diseño del pozo y reconociendo que está construido en un acuífero no confinado, el método presentado en Figura 113c es apropiado si se cumple la restricción de  $L_e/R > 8$ . Se comprueba ese factor:  $8 \text{ m}/0.05 \text{ m} = 160$ , por lo que se cumple el criterio. Por lo tanto, se aplica la Ecuación (107).

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e (t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

$$K = \frac{(0.05 \text{ m})^2 \ln\left(\frac{8 \text{ m}}{0.05 \text{ m}}\right)}{2 (8 \text{ m}) (3 \text{ minutos} - 1 \text{ minuto})} \ln\left(\frac{0.59 \text{ m}}{0.245 \text{ m}}\right) = 0.00035 \frac{\text{m}}{\text{minuto}}$$

$$K = 0.0003 \frac{\text{m}}{\text{minuto}} \frac{1440 \text{ minuto}}{1 \text{ day}} = 0.50 \frac{\text{m}}{\text{día}}$$

La conductividad hidráulica también se puede calcular utilizando la ecuación de retardo de tiempo, Ecuación (108).

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e T_{0.37}} = \frac{(0.05 \text{ m})^2 \ln\left(\frac{8 \text{ m}}{0.05 \text{ m}}\right)}{2 (8 \text{ m}) (2.08 \text{ minutos})} = 0.00038 \left(\frac{\text{m}}{\text{minuto}}\right)$$

$$K = 0.00038 \frac{\text{m}}{\text{minuto}} \frac{1440 \text{ minuto}}{1 \text{ día}} = 0.54 \frac{\text{m}}{\text{día}}$$

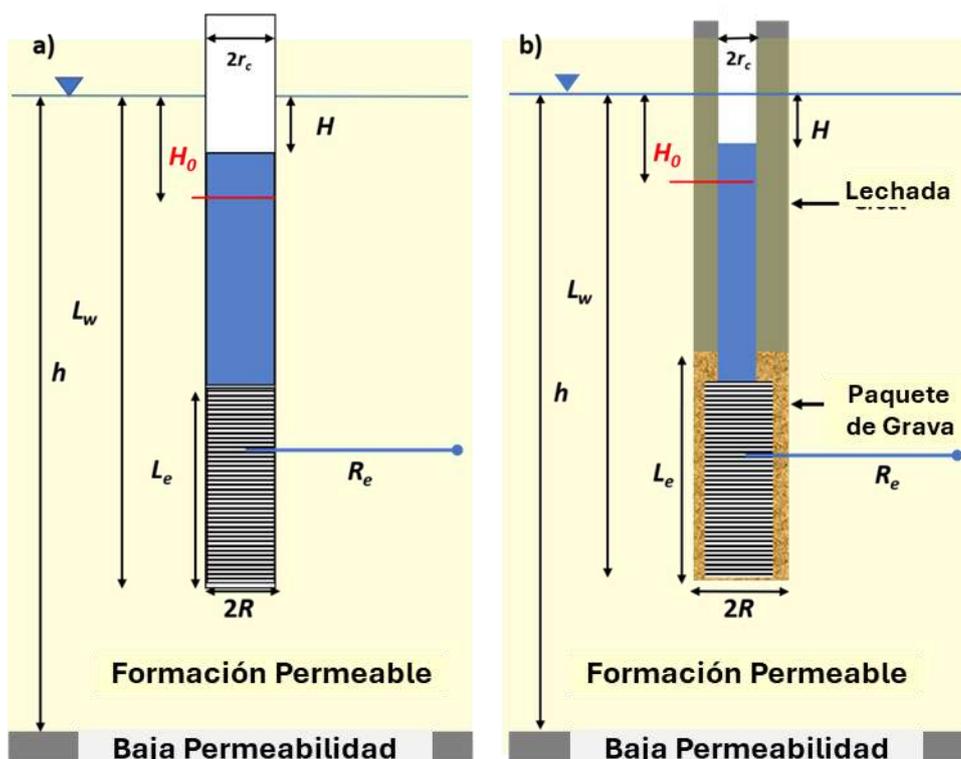
Aunque los valores no son idénticos, esto es de esperar, ya que las lecturas de los parámetros del gráfico contendrán cierto grado de error.

#### 14.4.2 Método de Bouwer y Rice para Prueba de Pulso o Slug

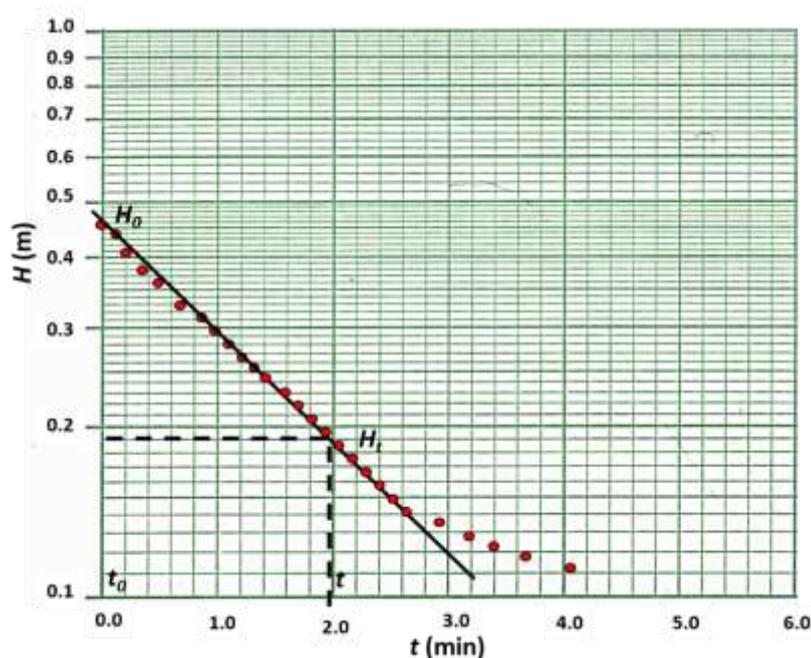
El método Bouwer y Rice se basa en el trabajo de Bouwer y Rice (1976) y Bouwer (1989). El modelo conceptual subyacente es idéntico al análisis de Hvorslev, pero utiliza una representación diferente para el factor de forma.

La metodología de prueba se aplica a perforaciones abiertas y pozos que penetran total o parcialmente en formaciones no confinadas (o libres). El nivel freático se considera un límite fijo, en lugar de un límite que puede verse afectado por la prueba. También se puede utilizar en condiciones confinadas si la unidad de confinamiento superior tiene fugas (permeable) y con un acuicludo como límite inferior. Se asume que las formaciones son de espesor constante y una extensión lateral infinita; el nivel freático es casi horizontal y no cambia durante la prueba, y los efectos de almacenamiento de la formación son despreciables. Además, asume que las condiciones son isotrópicas y homogéneas, y que el espesor saturado de la formación que se está ensayando no cambia. También se asume que los cambios en el nivel del agua inducidos por la prueba de pulso o ensayo slug son instantáneos (Kruseman y de Ritter, 2000).

El método se basa en un modelo matemático basado en la ecuación de estado estacionario para el flujo radial. Las definiciones de los parámetros se muestran en Figura 117. Los datos de campo se trazan como el logaritmo del abatimiento restante en función del tiempo (Figura 118).



**Figura 117** - Definiciones de los parámetros utilizados en el método Bouwer y Rice. Este ejemplo muestra la respuesta a una prueba de nivel ascendente en la que  $H_0$  es el abatimiento inicial en  $t_0$  y  $H$  es descenso restante en el tiempo  $t$ .  $R_e$  es el radio efectivo de la prueba de pulso. a) Un pozo donde el radio del revestimiento y la rejilla filtrante del pozo son iguales. b) Configuración en la que el radio de la tubería del pozo es menor que el radio de la rejilla filtrante. La longitud de la rejilla,  $L_e$ , incluye la longitud del paquete de grava. El radio de la rejilla,  $R$ , también incluye el radio del paquete de grava cuando está presente.



**Figura 118** - Gráfico de datos semilogarítmicos de una prueba de pulso de carga ascendente. El logaritmo del valor  $H$  (abatimiento restante) se representa a lo largo del tiempo. El valor inicial de  $H$  es  $H_0$ .

Se ajusta una línea recta a los datos de los tiempos iniciales (Figura 118). Al hacerlo, se deben tener en cuenta las cuestiones que se examinan en la sección sobre respuestas sobreamortiguadas (Figura 109).

Bouwer y Rice (1976) desarrollaron una solución analítica con varios parámetros empíricos, como se muestra en Ecuación (109) (Butler, 1998). Los parámetros se ilustran en la Figura 117.

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{R}\right)}{2 L_e t} \ln \frac{H_0}{H_t} \quad (109)$$

donde:

$H_0$  = máximo cambio del nivel de agua (abatimiento en una prueba ascendente al tiempo  $t_0$ ) (L)

$H_0$  o  $H_t$  = abatimiento remanente en una prueba de carga ascendente al tiempo  $t$  (L)

$t$  = tiempo asociado con  $H_t$  (T)

$r_c$  = radio del ademe (L)

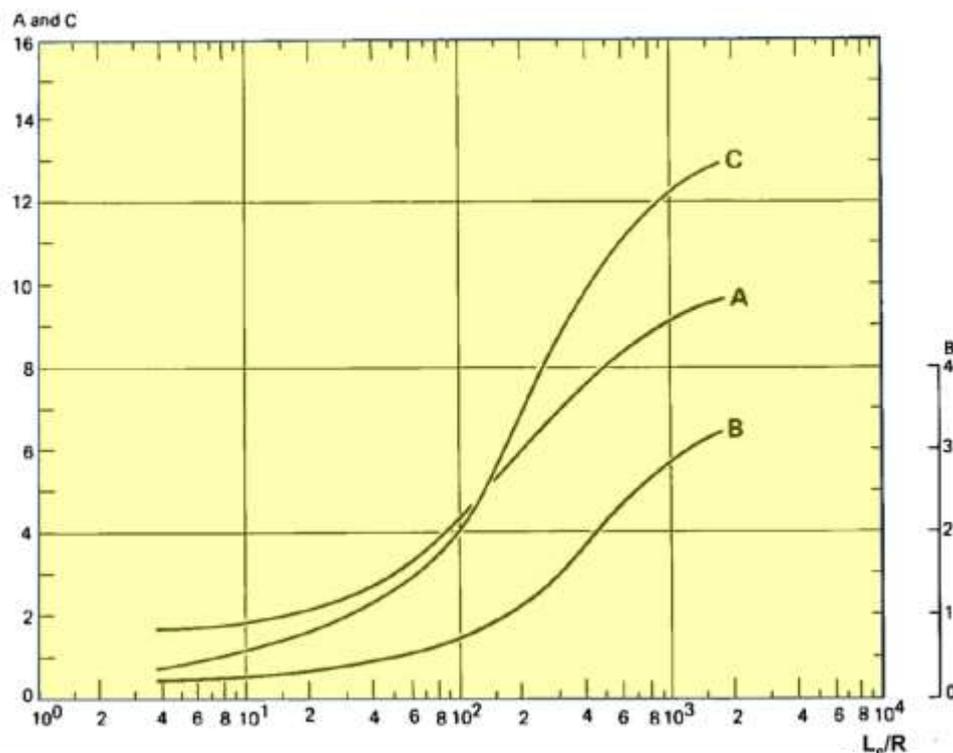
$R$  = radio del intervalo ranurado, incluido el paquete de grava, si está presente (L)

$L_e$  = longitud efectiva de la rejilla incluyendo el sello de grava, si aplica (L)

$R_e$  = radio efectivo de la influencia de la prueba de pulso (L)

$K$  = conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )

El parámetro  $R_e$  representa el radio de influencia de la prueba de pulso o ensayo slug en la formación y se define empíricamente. Se calcula como una constante,  $\ln(R_e/R)$ . Bouwer y Rice (1976) y Bouwer (1989) estimaron la relación adimensional de  $\ln(R_e/R)$  en la Ecuación (109). Considerando Figura 117, utilizaron dos enfoques para esta estimación basados en la posición del pozo en la formación no confinada. El proceso de estimación incluye constantes empíricas no lineales adicionales, que se obtienen a partir de la Figura 119 o se calcular con las ecuaciones que definen las curvas proporcionadas por Butler (1998, page 109).



**Figura 119** - Constantes empíricas utilizadas en la estimación de  $\ln(R_e/R)$  en el Método Bouwer y Rice (Kruseman & de Ritter, 2000).

Si se cumple la condición en la que  $L_w$ , la distancia del fondo del pozo al nivel freático, es menor que  $h$ , el espesor saturado del acuífero (Figura 117), entonces se aplica la Ecuación (111) para estimar  $\ln(R_e/R)$ . Los parámetros de las Ecuaciones (110) y (111) están definidos en la Figura 117. Los parámetros empíricos A, B and C se obtienen de la Figura 119. Si  $L_w$  es igual a  $h$ , entonces se aplica la Ecuación (111).

$$\ln\left(\frac{R_e}{R}\right) = \left( \frac{1.1}{\ln\left(\frac{L_w}{R}\right)} + \left( \frac{(A + B) \ln\left[\frac{h - L_w}{R}\right]}{\frac{L_e}{R}} \right) \right)^{-1} \quad (110)$$

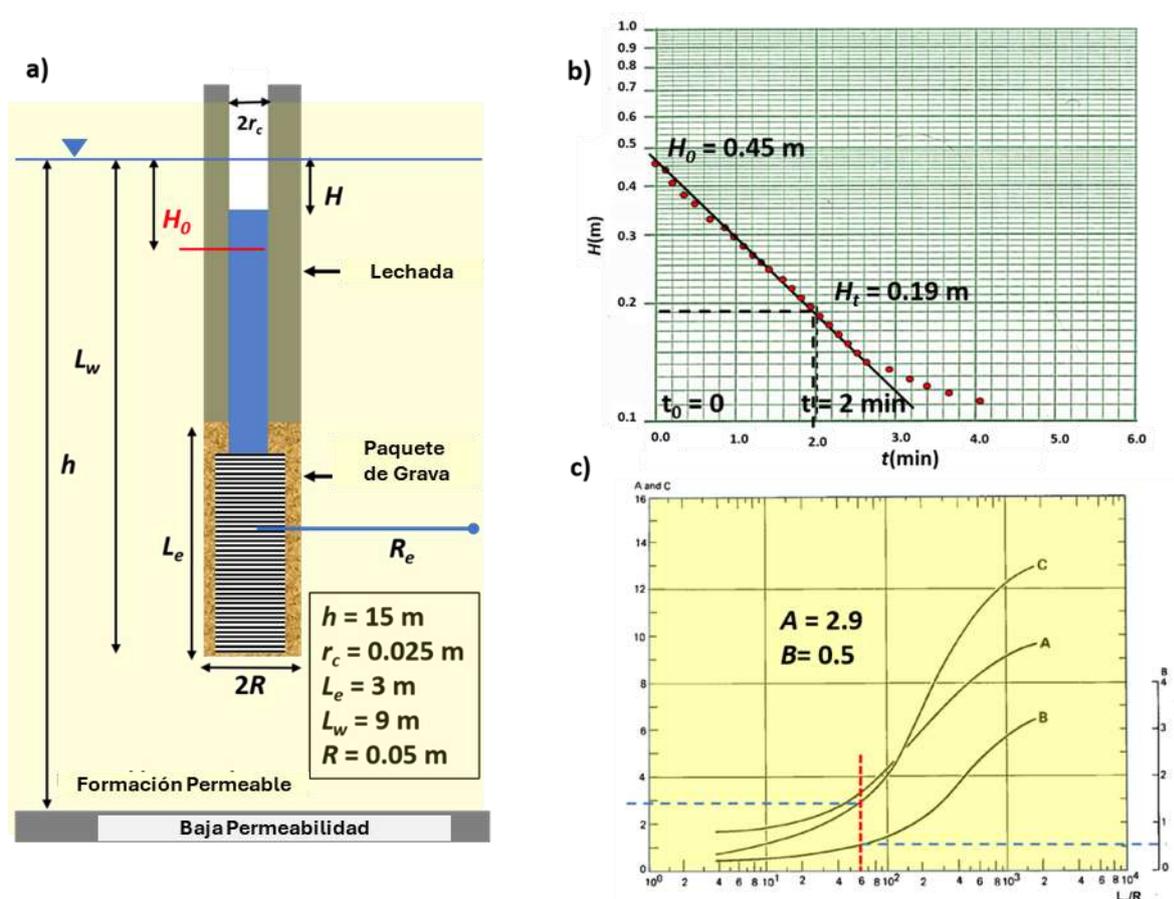
$$\ln\left(\frac{R_e}{R}\right) = \left[ \frac{1.1}{\ln\left(\frac{L_w}{R}\right)} + \frac{C}{\frac{L_e}{R}} \right]^{-1} \quad (111)$$

Zlotnik (1994) desarrolló un método para incluir las condiciones de anisotropía en la formación que se está ensayando durante la prueba de pulso. Definió  $R$ , el radio de la rejilla filtrante del pozo, como  $R^* = R(K_z/K_r)^{0.5}$ , donde  $K_z$  es la conductividad hidráulica vertical y  $K_r$  es la conductividad hidráulica radial u horizontal. El valor de  $R^*$  se substituye por  $R$  en las Ecuaciones (109) a (111) cuando las condiciones son anisótropas. La prueba de pulso o ensayo slug no permite medir directamente la conductividad hidráulica vertical.

Generalmente, se asume que la conductividad hidráulica vertical es un orden de magnitud menor que la horizontal en rocas o sedimentos estratificados. Sin embargo, en algunos entornos, la relación entre la conductividad hidráulica horizontal y vertical puede ser de hasta 1000:1 (Anderson et al., 2015).

## Ejemplo

Si los datos graficados en la Figura 118 representan una prueba de pulso de salida de slug (*slug-out*) o de nivel ascendente, y la formación ensayada es isotrópica, homogénea y no confinada (o libre) como se muestra en la Figura 120, entonces la conductividad hidráulica se puede calcular utilizando la Ecuación (109).



**Figura 120** - Condiciones en las que se llevó a cabo una prueba de pulso de salida de slug (*slug-out*) o nivel ascendente. a) Parámetros del pozo de ensayo. b) Gráfico semilogarítmico de los datos de campo para el logaritmo de  $H$  en función del tiempo. c) Relaciones empíricas de  $A$ ,  $B$  y  $C$  en función de  $L_e/R$  (modificado de Kruseman & de Ritter, 2000).

El primer paso es estimar  $\ln(R_e/R)$  utilizando la Ecuación (110). Como  $L_w = 9$  m, es menor que  $h = 15$  m, las constantes obtenidas de la Figura 120 son  $A=2.9$  y  $B=0.5$ .

$$\ln\left(\frac{R_e}{R}\right) = \left( \frac{1.1}{\ln\left(\frac{R}{L_w}\right)} + (A + B) \ln\left(\frac{h - L_w}{\frac{R}{\frac{L_e}{R}}}\right) \right)^{-1}$$

$$= \left( \frac{1.1}{\ln\left(\frac{0.05 \text{ m}}{9 \text{ m}}\right)} + (2.9 + 0.5) \ln\left(\frac{15 \text{ m} - 9 \text{ m}}{\frac{0.05 \text{ m}}{\frac{3 \text{ m}}{0.05 \text{ m}}}}\right) \right)^{-1} = 2.14$$

El valor de  $K$  es calculado usando la Ecuación (109).

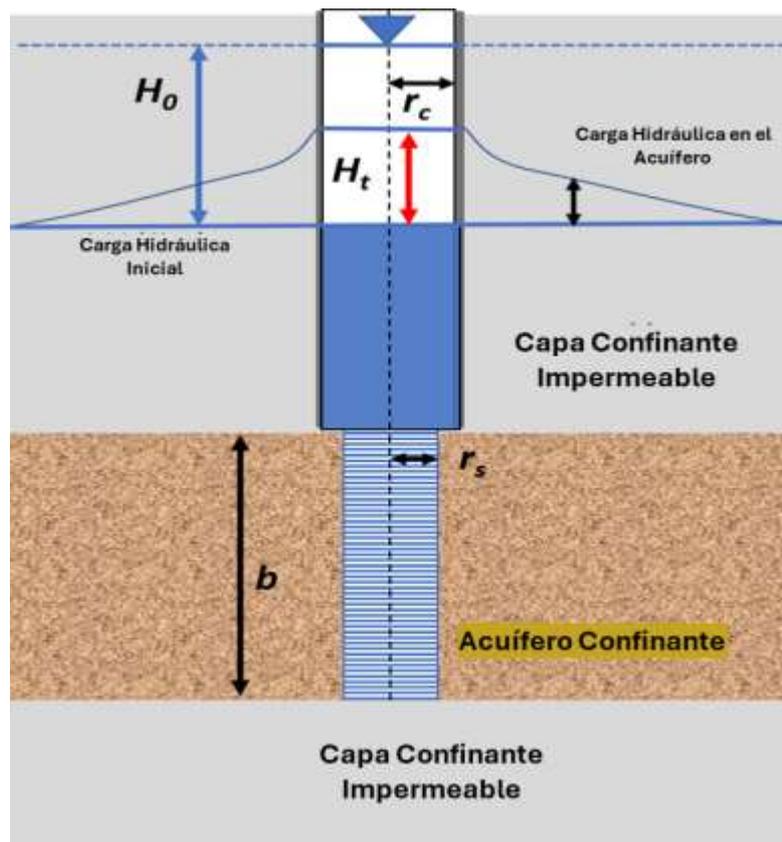
$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{R}\right)}{2 L_e t} \ln \frac{H_0}{H_t} = \frac{(0.025 \text{ m})^2 2.14}{2 (3 \text{ m}) 2 \text{ minutos}} \ln \frac{0.45 \text{ m}}{0.19 \text{ m}} = 0.000096 \frac{\text{m}}{\text{minuto}}$$

$$K = 0.000096 \frac{\text{m}}{\text{minuto}} \frac{1440 \text{ minuto}}{1 \text{ dia}} = 0.14 \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

#### 14.4.3 Método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos para Prueba de Pulso o Ensayo Slug

El método desarrollado por Cooper et al. (1967) se utiliza para evaluar los resultados de las pruebas de pulso (o ensayos slug) en pozos que penetran completamente en un acuífero confinado. El método se conoce comúnmente como el Método Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos en honor a los autores.

El método requiere que el intervalo perforado del pozo de prueba penetre completamente en la unidad geológica totalmente confinada que se está evaluando. Se asume que la unidad que se está ensayando es infinita en extensión lateral, isotrópica y homogénea. Se calculan los valores de  $T$  y  $S$ . La configuración y la nomenclatura de la prueba se presentan en la Figura 121.



**Figura 121** - Configuración de la prueba de pulso de entrada de slug o de nivel ascendente, y parámetros utilizados para el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos. El sistema confinado de espesor  $b$ , es penetrado completamente por el intervalo de rejilla filtrante de radio  $r_s$ . El radio del ademe o tubería del pozo es  $r_c$ . Al inicio de la prueba, el nivel del agua en el pozo se eleva instantáneamente a una posición  $H_0$  por encima del nivel estático del agua. La disminución del nivel del agua a lo largo del tiempo se mide como  $H_t$  (según Cooper, et al., 1967).

Cooper et al. (1967) desarrollaron una solución analítica para la variación del nivel de agua en un pozo de penetración total en un acuífero totalmente confinado. Su método incluye los supuestos generales para el desarrollo de soluciones analíticas en acuíferos confinados discutidos en las Secciones 6 y 8. Los supuestos adicionales incluyen que: la carga hidráulica en el pozo es estática al comienzo de la prueba y cambia instantáneamente en  $t_0 = 0$ ; el diámetro del pozo es finito, por lo que se debe considerar el agua almacenada en el interior del pozo; en respuesta a un cambio instantáneo en el nivel del agua en el pozo, el caudal a la que el agua fluye desde o hacia el pozo (prueba de nivel descendente o ascendente) es igual a la tasa de cambio del volumen de agua en la tubería del pozo; y que la pérdida de carga en el pozo es despreciable (Kruseman y de Ridder, 2000)..

La solución resultante es una función  $F(\alpha, \beta)$  con dos variable de integración,  $\alpha$  y  $\beta$  (Kruseman & de Ridder, 2000) como se muestra en las Ecuaciones (112) y (113).

$$\frac{H_t}{H_0} = F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_0^{\infty} \frac{\exp\left(-\frac{\beta u^2}{\alpha}\right)}{u f(u, \alpha)} du \quad (112)$$

y

$$f(u, \alpha) = [uJ_0(u) - 2\alpha J_1]^2 + [uY_0(u) - 2\alpha Y_1(u)]^2 \quad (113)$$

donde:

$H_t$  = carga hidráulica al tiempo  $t$  después de que ocurre el máximo cambio de carga (L)

$H_0$  = cambio instantáneo de carga hidráulica al tiempo  $t_0$  (L)

$F(\alpha, \beta)$  = una función incluyendo una integral con variables  $\alpha$  y  $\beta$  (adimensional)

$J_0$  and  $J_1$  = funciones de Bessel de primer tipo, orden 1 y 2

$Y_0$  and  $Y_1$  = funciones de Bessel del segundo tipo, orden 1 y 2

La definición completa de la función del pozo se encuentra en Kruseman y de Ridder (2000, página 239). Las variables de integración están definidas por Ecuaciones (114) y (115).

$$\alpha = \frac{r_s^2 S}{r_c^2} \quad (114)$$

$$\beta = \frac{Tt}{r_c^2} \quad (115)$$

donde:

$\alpha$  = abreviatura de parámetro (adimensional)

$\beta$  = abreviatura de parámetro (adimensional)

$r_s$  = radio de la rejilla filtrante (L)

$r_c$  = radio del ademe o tubería (L)

$S$  = almacenamiento (adimensional)

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

$t$  = tiempo (T)

Las curvas tipo se trazan a partir de tablas generadas mediante el uso de varios valores de  $\alpha$  and  $\beta$  (Figura 122 y Figura 123). Se pueden trazar valores de tabla adicionales y curvas tipo utilizando las soluciones analíticas e ingresando valores adicionales de  $\beta$  y  $\alpha$ . En la mayoría de los casos, las curvas se calculan utilizando métodos asistidos por ordenador (Sección 14.6).

**a)** **Tabla 1.**  $10^{-10} \leq \alpha \leq 10^{-6}$

$\beta$	$\alpha = 10^{-6}$	$\alpha = 10^{-7}$	$\alpha = 10^{-8}$	$\alpha = 10^{-9}$	$\alpha = 10^{-10}$
0.001	0.9994	0.9996	0.9996	0.9997	0.9997
0.002	0.9989	0.9992	0.9993	0.9994	0.9995
0.004	0.9980	0.9985	0.9987	0.9989	0.9991
0.006	0.9972	0.9978	0.9982	0.9984	0.9986
0.008	0.9964	0.9971	0.9976	0.9980	0.9982
0.01	0.9956	0.9965	0.9971	0.9975	0.9978
0.02	0.9919	0.9934	0.9944	0.9952	0.9958
0.04	0.9848	0.9875	0.9894	0.9908	0.9919
0.06	0.9782	0.9819	0.9846	0.9866	0.9881
0.08	0.9718	0.9765	0.9799	0.9824	0.9844
0.1	0.9655	0.9712	0.9753	0.9784	0.9807
0.2	0.9361	0.9459	0.9532	0.9587	0.9631
0.4	0.8828	0.8995	0.9122	0.9220	0.9298
0.6	0.8345	0.8569	0.8741	0.8875	0.8984
0.8	0.7901	0.8173	0.8383	0.8550	0.8686
1.0	0.7489	0.7801	0.8045	0.8240	0.8401
2.0	0.5800	0.6235	0.6591	0.6889	0.7139
3.0	0.4534	0.5033	0.5442	0.5792	0.6096
4.0	0.3613	0.4093	0.4517	0.4891	0.5222
5.0	0.2893	0.3351	0.3768	0.4146	0.4487
6.0	0.2337	0.2759	0.3157	0.3525	0.3865
7.0	0.1903	0.2285	0.2655	0.3007	0.3337
8.0	0.1562	0.1903	0.2243	0.2573	0.2888
9.0	0.1292	0.1594	0.1902	0.2208	0.2505
10.0	0.1078	0.1343	0.1620	0.1900	0.2178
20.0	0.02720	0.03343	0.04129	0.05071	0.06149
30.0	0.01286	0.01448	0.01667	0.01956	0.02320
40.0	0.008337	0.008898	0.009637	0.01062	0.01190
50.0	0.006209	0.006470	0.006789	0.007192	0.007709
60.0	0.004961	0.005111	0.005283	0.005487	0.005735
80.0	0.003547	0.003617	0.003691	0.003773	0.003863
100.0	0.002763	0.002803	0.002845	0.002890	0.002938
200.0	0.001313	0.001322	0.001330	0.001339	0.001348

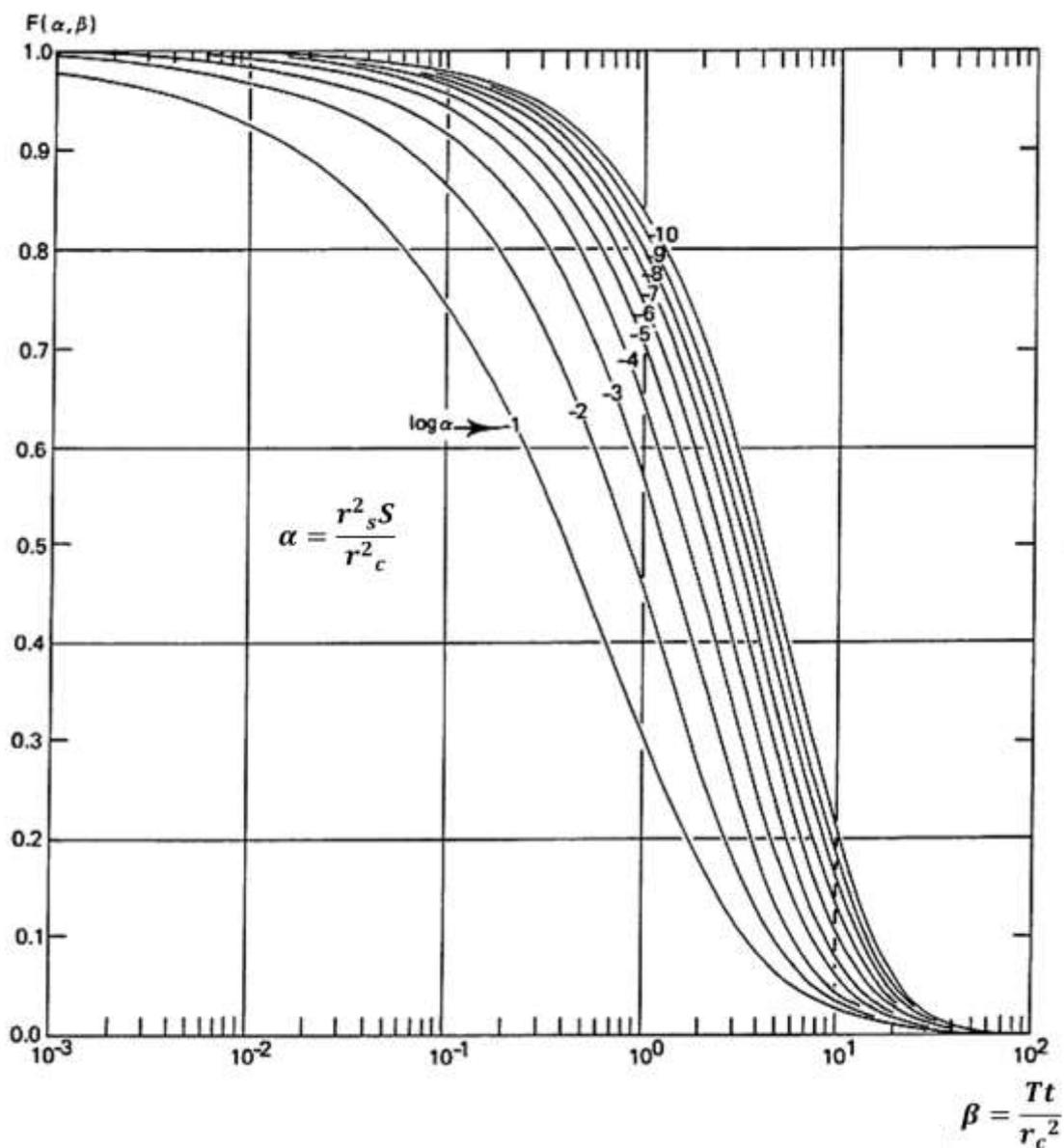
**b)** **Tabla 2.**  $10^{-5} \leq \alpha \leq 10^{-1}$

$\beta$	$\alpha = 10^{-5}$	$\alpha = 10^{-4}$	$\alpha = 10^{-3}$	$\alpha = 10^{-2}$	$\alpha = 10^{-1}$
$1.00 \times 10^{-3}$	0.9771	0.9920	0.9969	0.9985	0.9992
$2.15 \times 10^{-3}$	0.9658	0.9876	0.9949	0.9974	0.9985
$4.64 \times 10^{-3}$	0.9490	0.9807	0.9914	0.9954	0.9970
$1.00 \times 10^{-2}$	0.9238	0.9693	0.9853	0.9915	0.9942
$2.15 \times 10^{-2}$	0.8860	0.9505	0.9744	0.9841	0.9888
$4.64 \times 10^{-2}$	0.8295	0.9187	0.9545	0.9701	0.9781
$1.00 \times 10^{-1}$	0.7460	0.8655	0.9183	0.9434	0.9572
$2.15 \times 10^{-1}$	0.6289	0.7782	0.8538	0.8935	0.9167
$4.64 \times 10^{-1}$	0.4782	0.6436	0.7436	0.8031	0.8410
$1.00 \times 10^0$	0.3117	0.4598	0.5729	0.6520	0.7080
$2.15 \times 10^0$	0.1665	0.2597	0.3543	0.4364	0.5038
$4.64 \times 10^0$	0.07415	0.1086	0.1554	0.2082	0.2620
$7.00 \times 10^0$	0.04625	0.06294	0.08519	0.1161	0.1521
$1.00 \times 10^1$	0.03065	0.03780	0.04821	0.06355	0.08378
$1.40 \times 10^1$	0.02092	0.02414	0.02844	0.03492	0.04426
$2.15 \times 10^1$	0.01297	0.01414	0.01543	0.01723	0.01999
$3.00 \times 10^1$	0.009070	0.009615	0.01016	0.01083	0.01169
$4.64 \times 10^1$	0.005711	0.005919	0.006111	0.006319	0.006554
$7.00 \times 10^1$	0.003722	0.003809	0.003884	0.003962	0.004046
$1.00 \times 10^2$	0.002577	0.002618	0.002653	0.002688	0.002725
$2.15 \times 10^2$	0.001179	0.001187	0.001194	0.001201	0.001208

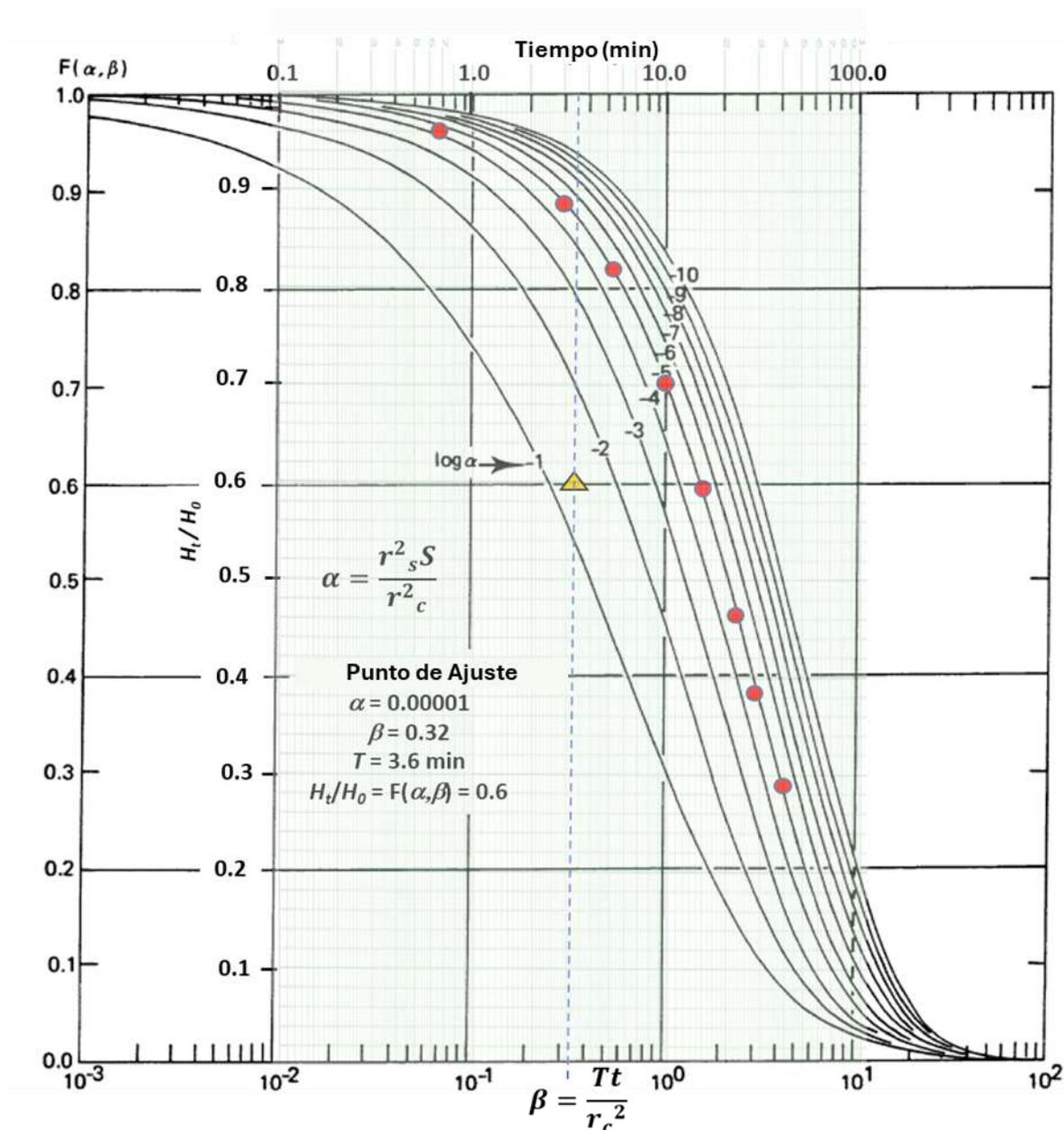
**c)** **Tabla 3.**  $10^{-1} \leq \alpha \leq 10$

$\beta$	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 1$	$\alpha = 2$	$\alpha = 5$	$\alpha = 10$
0.000001	0.9993	0.9990	0.9984	0.9977	0.9968	0.9948	0.9923
0.000002	0.9990	0.9986	0.9977	0.9968	0.9955	0.9927	0.9894
0.000004	0.9986	0.9980	0.9968	0.9953	0.9936	0.9898	0.9853
0.000008	0.9982	0.9975	0.9961	0.9943	0.9922	0.9876	0.9822
0.000016	0.9977	0.9968	0.9954	0.9935	0.9910	0.9857	0.9796
0.000032	0.9971	0.9961	0.9947	0.9927	0.9900	0.9841	0.9773
0.000064	0.9964	0.9955	0.9940	0.9920	0.9890	0.9828	0.9756
0.000128	0.9955	0.9945	0.9930	0.9910	0.9878	0.9811	0.9738
0.000256	0.9944	0.9934	0.9918	0.9897	0.9863	0.9791	0.9718
0.000512	0.9931	0.9920	0.9904	0.9883	0.9848	0.9774	0.9698
0.001024	0.9917	0.9906	0.9890	0.9869	0.9833	0.9757	0.9679
0.002048	0.9902	0.9891	0.9874	0.9853	0.9817	0.9739	0.9660
0.004096	0.9886	0.9875	0.9858	0.9837	0.9800	0.9721	0.9642
0.008192	0.9869	0.9858	0.9841	0.9820	0.9783	0.9703	0.9624
0.016384	0.9851	0.9840	0.9823	0.9802	0.9765	0.9684	0.9605
0.032768	0.9833	0.9822	0.9805	0.9784	0.9747	0.9666	0.9587
0.065536	0.9815	0.9804	0.9787	0.9766	0.9729	0.9648	0.9569
0.131072	0.9797	0.9786	0.9769	0.9748	0.9711	0.9630	0.9551
0.262144	0.9779	0.9768	0.9751	0.9730	0.9693	0.9612	0.9533
0.524288	0.9761	0.9750	0.9733	0.9712	0.9675	0.9594	0.9515
1.048576	0.9743	0.9732	0.9715	0.9694	0.9657	0.9576	0.9497
2.097152	0.9725	0.9714	0.9697	0.9676	0.9639	0.9558	0.9479
4.194304	0.9707	0.9696	0.9679	0.9658	0.9621	0.9540	0.9461
8.388608	0.9689	0.9678	0.9661	0.9640	0.9603	0.9522	0.9443
16.777216	0.9671	0.9660	0.9643	0.9622	0.9585	0.9504	0.9425
33.554432	0.9653	0.9642	0.9625	0.9604	0.9567	0.9486	0.9407
67.108864	0.9635	0.9624	0.9607	0.9586	0.9549	0.9468	0.9389
134.217728	0.9617	0.9606	0.9589	0.9568	0.9531	0.9450	0.9371
268.435456	0.9600	0.9589	0.9572	0.9551	0.9514	0.9433	0.9354
536.870912	0.9582	0.9571	0.9554	0.9533	0.9496	0.9415	0.9336
1073.741824	0.9565	0.9554	0.9537	0.9516	0.9479	0.9398	0.9319
2147.483648	0.9547	0.9536	0.9519	0.9498	0.9461	0.9380	0.9301
4294.967296	0.9530	0.9519	0.9502	0.9481	0.9444	0.9363	0.9284
8589.934592	0.9512	0.9501	0.9484	0.9463	0.9426	0.9345	0.9266
17179.869184	0.9495	0.9484	0.9467	0.9446	0.9409	0.9328	0.9249
34359.738368	0.9478	0.9467	0.9450	0.9429	0.9392	0.9311	0.9232
68719.476736	0.9461	0.9450	0.9433	0.9412	0.9375	0.9294	0.9215
137438.953472	0.9444	0.9433	0.9416	0.9395	0.9358	0.9277	0.9198
274877.906944	0.9428	0.9417	0.9400	0.9379	0.9342	0.9261	0.9182
549755.813888	0.9411	0.9400	0.9383	0.9362	0.9325	0.9244	0.9165
1099511.627776	0.9395	0.9384	0.9367	0.9346	0.9309	0.9228	0.9149
2199023.255552	0.9379	0.9368	0.9351	0.9330	0.9293	0.9212	0.9133
4398046.511104	0.9363	0.9352	0.9335	0.9314	0.9277	0.9196	0.9117
8796093.022208	0.9348	0.9337	0.9320	0.9299	0.9262	0.9181	0.9102
17592186.044416	0.9332	0.9321	0.9304	0.9283	0.9246	0.9165	0.9086
35184372.088832	0.9317	0.9306	0.9289	0.9268	0.9231	0.9150	0.9071
70368744.177664	0.9301	0.9290	0.9273	0.9252	0.9215	0.9134	0.9055
140737488.355328	0.9286	0.9275	0.9258	0.9237	0.9200	0.9119	0.9040
281474976.710656	0.9271	0.9260	0.9243	0.9222	0.9185	0.9104	0.9025
562949953.421312	0.9256	0.9245	0.9228	0.9207	0.9170	0.9089	0.9010
1125899906.842624	0.9241	0.9230	0.9213	0.9192	0.9155	0.9074	0.8995
2251799813.685248	0.9226	0.9215	0.9198	0.9177	0.9140	0.9059	0.8980
4503599627.370496	0.9211	0.9200	0.9183	0.9162	0.9125	0.9044	0.8965
9007199254.740992	0.9196	0.9185	0.9168	0.9147	0.9110	0.9029	0.8950
18014398509.481984	0.9182	0.9171	0.9154	0.9133	0.9096	0.9015	0.8936
36028797018.963968	0.9168	0.9157	0.9140	0.9119	0.9082	0.9001	0.8922
72057594037.927936	0.9154	0.9143	0.9126	0.9105	0.9068	0.8987	0.8908
144115188075.855872	0.9140	0.9129	0.9112	0.9091	0.9054	0.8973	0.8894
288230376151.711744	0.9127	0.9116	0.9099	0.9078	0.9041	0.8960	0.8881
576460752303.423488	0.9113	0.9102	0.9085	0.9064	0.9027	0.8946	0.8867
1152921504606.846976	0.9100	0.9089	0.9072	0.9051	0.9014	0.8933	0.8854
2305843009213.693952	0.9087	0.9076	0.9059	0.9038	0.8999	0.8918	0.8839
4611686018427.387904	0.9074	0.9063	0.9046	0.9025	0.8986	0.8905	0.8826
9223372036854.775808	0.9061	0.9050	0.9033	0.9012	0.8973	0.8892	0.8813
18446744073709.551616	0.9048	0.9037	0.9020	0.9000	0.8961	0.8880	0.8801
36893488147419.103232	0.9035	0.9024	0.9007	0.8986	0.8947	0.8866	0.8787
73786976294838.206464	0.9022	0.9011	0.8994	0.8974	0.8935	0.8854	0.8775
147573952597676.412928	0.9009	0.8998	0.8981	0.8960	0.8921	0.8840	0.8761
295147905195352.825856	0.8996	0.8985	0.8968	0.8948	0.8909	0.8828	0.8749
590295810390705.651712	0.8983	0.8972	0.8955	0.8934	0.8895	0.8814	0.8735
1180591620781411.303424	0.8970	0.8959	0.8942	0.8922	0.8883	0.8802	0.8723
2361183241562822.606848	0.8957	0.8946	0.8929	0.8908	0.8869	0.8788	0.8709
4722366483125645.213696	0.8944	0.8933	0.8916	0.8896	0.8857	0.8776	0.8697
9444732966251290.427392	0.8931	0.8920	0.8903	0.8883	0.8844	0.8763	0.8684
18889465932502580.954784	0.8918	0.8907	0.8890	0.8870	0.8831	0.8750	0.8671
37778931865005161.909568	0.8905	0.8894	0.				



**Figura 123** - Curvas tipo para analizar los datos de pruebas de pulso en un acuífero confinado con un pozo totalmente penetrante utilizando el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos. Los valores de  $F(\alpha, \beta)$  se presentan en la escala vertical aritmética y  $\beta$  en la escala horizontal logarítmica (modificado de Kruseman & de Ritter, 2000).

Para analizar los datos de la prueba de pulso en un acuífero confinado, los datos de campo se representan como  $H_t/H_0$  en el eje vertical aritmético y el logaritmo de  $t$  en el eje horizontal. Tanto las curvas tipo como los datos de campo se trazan en las mismas escalas semilogarítmicas, manteniendo los ejes horizontales paralelos y ajustando las curvas horizontalmente. Los gráficos no se desplazan verticalmente. El ajuste de las curvas o punto de coincidencia proporciona los valores de  $F(\alpha, \beta)$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $H_t/H_0$ , y  $t$  (Figura 124). El valor ajustado de  $\alpha$  y  $\beta$  son utilizados para obtener  $T$  y  $S$ .



**Figura 124** – Método de coincidencia de curvas de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos. Los gráficos semilogarítmicos de los datos de la prueba y las curvas tipo se preparan en las mismas escalas. A continuación, los datos de la prueba se mueven horizontalmente, manteniendo los valores de los ejes verticales de ambas gráficas coincidentes hasta que los datos de observación coincidan con una de las curvas. Luego, se elige un punto de coincidencia en los campos superpuestos de los que se obtienen valores de  $\beta$  y  $t$ .  $a$  es el valor de la curva que coincide con los datos de campo. Para este método los valores de  $H_t/H_0$  y  $F(\alpha, \beta)$  son iguales y no se utilizan en el cálculo de  $T$  y  $S$ .

### Ejemplo

Supongamos que los datos presentados en la Figura 124 representan una prueba de pulso de nivel descendente en un acuífero totalmente confinado de 30 m de espesor ( $b$ ). El pozo es totalmente penetrante, y el radio del pozo y el radio de la rejilla filtrante son los mismos  $r_s = r_c = 10$  cm.

El punto de ajuste resulta en  $\beta = 0.7$  a  $t = 3.6$  min y  $a = 0.00001$ . Usando la Ecuación (115), y despejando para resolver  $T$ , resulta un valor de  $2.8 \text{ m}^2/\text{d}$ .

$$\beta = \frac{Tt}{r_c^2}$$

$$T = \frac{\beta r_c^2}{t} = \frac{0.7 \left(10 \text{ cm} \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}\right)^2}{\left(3.6 \text{ minuto} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ minuto}}\right)} = \frac{2.8 \text{ m}^2}{\text{d}}$$

$$K = \frac{T}{b} = \frac{\frac{2.8 \text{ m}^2}{\text{d}}}{30 \text{ m}} = \frac{0.09 \text{ m}}{\text{d}}$$

$S$  es calculado usando la Ecuación (114).

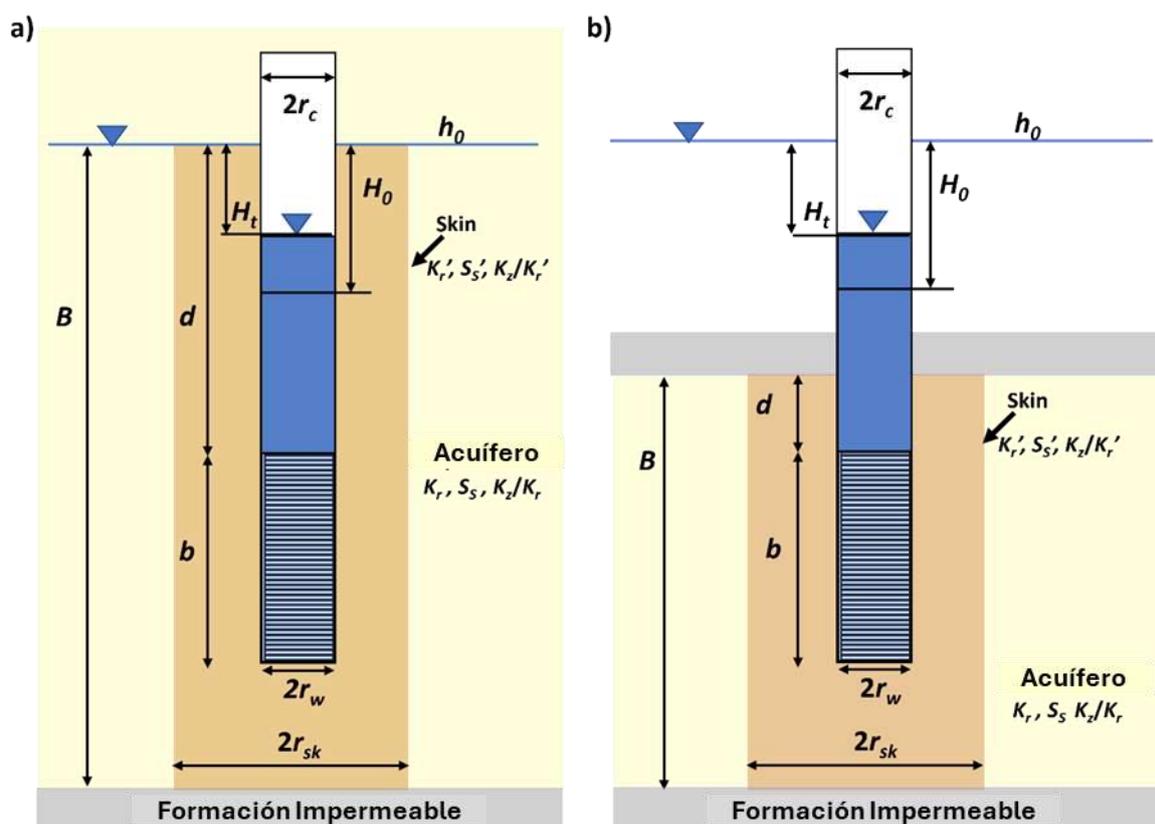
$$\alpha = \frac{r_s^2 S}{r_c^2}$$

$$S = \frac{\alpha r_c^2}{r_s^2} = \frac{0.00001 (10 \text{ cm})^2}{(10 \text{ cm})^2} = 0.00001$$

#### 14.4.4 Método de KGS para Prueba de Pulso o Ensayo Slug

El modelo de Cooper et al. (1960) utilizado para analizar una prueba de pulso en un acuífero confinado fue generalizado recientemente por Hyder et al. (1994). Como los autores principales estaban asociados con el Servicio Geológico de Kansas, el modelo se conoce como el modelo KGS (1994). El método KGS se incluye aquí porque es un método más general compatible con los paquetes de software.

El método KGS utiliza un método de acoplamiento de curvas que es similar al enfoque de Cooper y otros (1960). Tiene en cuenta la penetración parcial, la anisotropía, los efectos de zona dañada y se puede utilizar para analizar condiciones confinadas y no confinadas (o libres). Los parámetros del modelo se representan en la Figura 125.



**Figura 125** – Representación esquemática de los parámetros utilizados en el método KGS para pruebas de pulso (Hyder et al., 1994). El sombreado gris representa el material impermeable, el sombreado amarillo es el acuífero ( $K_r$ ,  $S_s$ ,  $K_z/K_r$ ), y el sombreado de color naranja claro representa el efecto de la zona dañada con diferentes propiedades hidráulicas ( $K'_r$ ,  $S'_s$ ,  $K_z/K'_r$ ).  $H_0$  es el cambio instantáneo de carga hidráulica desde el nivel estático ( $h_0$ ) al inicio de la prueba, y  $H_t$  es la medida de la carga hidráulica desde el nivel estático a algún tiempo durante la prueba.  $B$  es el espesor del acuífero.  $d$  es la longitud del ademe cerrado en el acuífero y  $b$  es la longitud de la rejilla filtrante.  $r_w$  es el radio de la rejilla,  $r_c$  es el radio del ademe y  $r_{sk}$  es el radio de la zona dañada. a) Una representación de condiciones no confinadas (o libre). b) Una representación de condiciones confinadas.

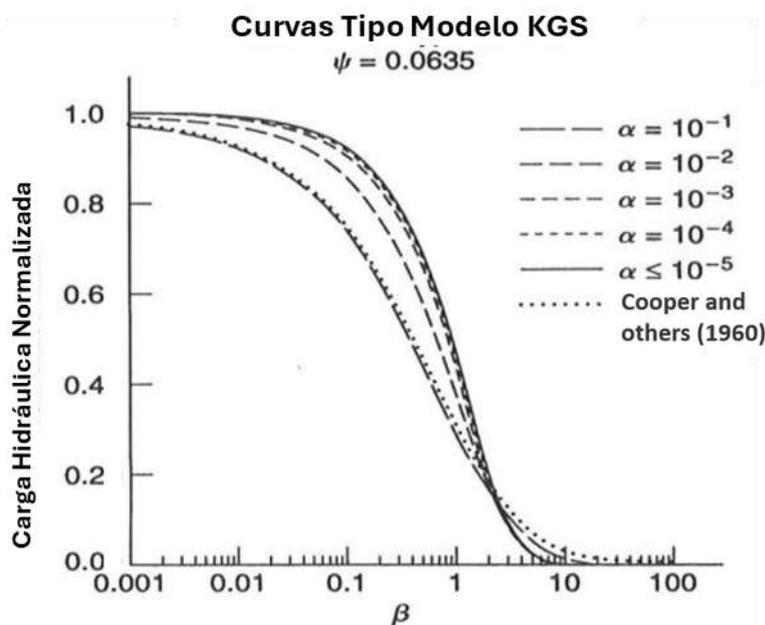
La solución analítica desarrollada por Hyder y otros (1994) se basa en las siguientes condiciones: el acuífero es infinito en extensión, homogéneo y de espesor uniforme; la superficie potenciométrica es inicialmente horizontal; el pozo es total o parcialmente penetrante; el cambio en el nivel del agua es instantáneo; las condiciones pueden ser confinadas o no confinadas; y el flujo es no estacionario. Se pueden considerar la anisotropía hidráulica y los efectos de zona dañada. Sin embargo, los autores enfatizan que, aunque es teóricamente posible incluir el almacenamiento específico, anisotropía y zona dañada, el modelo es poco sensible a estos parámetros. La solución analítica se escribe como se muestra en la Ecuación (116).

$$\frac{H_t}{H_0} = F\left(\beta, \alpha, \varphi, \frac{d}{b}, \frac{b}{B}\right) \quad (116)$$

donde:

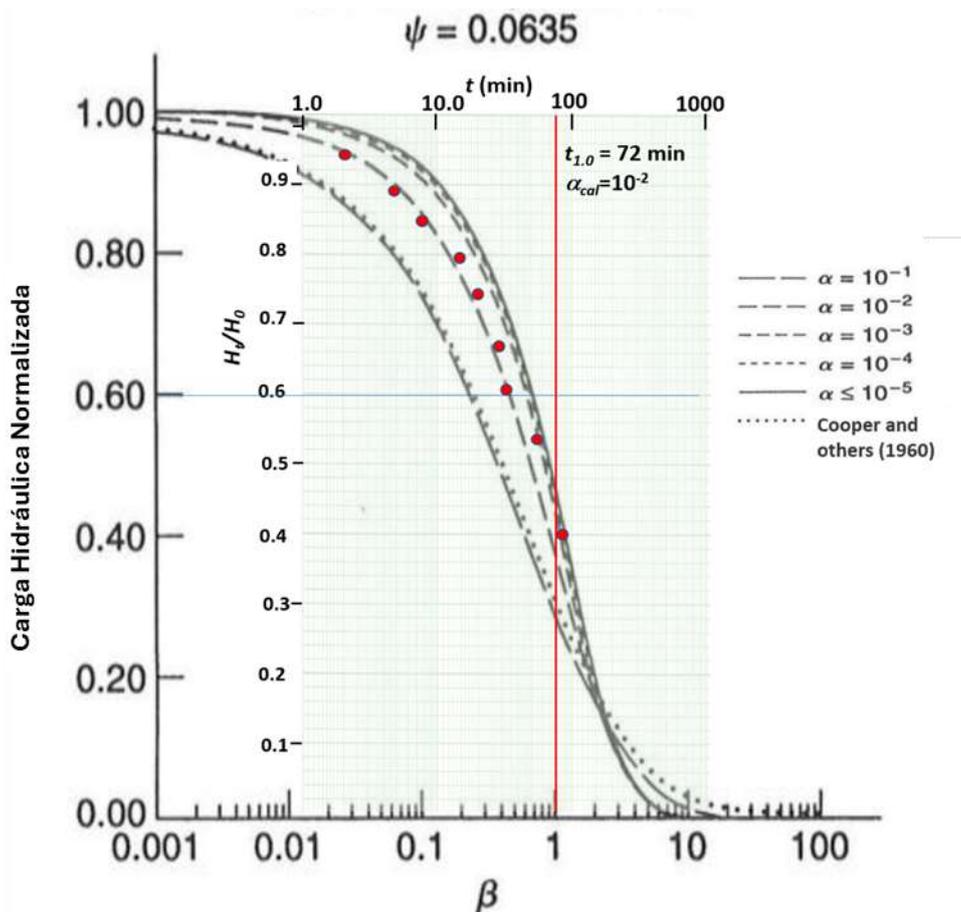
- $H_t$  = nivel del agua en el pozo al tiempo  $t$  (L)  
 $H_0$  = nivel del agua en el pozo al inicio de la prueba, al tiempo  $t_0$  (L)  
 $\beta$  =  $K_r B t / r^2$  (adimensional)  
 $\alpha$  =  $(r_w^2 S_s B) / r_c^2$  (adimensional)  
 $\psi$  =  $(K_z / K_r)^{0.5} (b / r_w)$  (adimensional)  
 $B$  = espesor saturado del acuífero (L)  
 $t$  = tiempo (T)  
 $K_r$  = conductividad hidráulica radial ( $LT^{-1}$ )  
 $r_c$  = radio del ademe del pozo (L)  
 $r_w$  = radio de la rejilla filtrante o del intervalo ranurado (L)  
 $S_s$  = almacenamiento específico del acuífero ( $L^{-1}$ )  
 $K_z$  = conductividad hidráulica vertical del acuífero ( $LT^{-1}$ )  
 $b$  = longitud de la rejilla filtrante o intervalo ranurado (L)

Las curvas tipo se generan trazando la carga hidráulica normalizada ( $H_t/H_0$ ) versus el logaritmo de  $\beta$  para los parámetros de configuración del pozo ( $\psi, d/b, b/B$ ). Un ejemplo se presenta en la Figura 126.



**Figura 126** - Curvas tipo para el método de prueba de pulso KGS donde  $\psi = 0.0635$ . Los valores de nivel normalizado se representan en el eje y y el logaritmo de  $\beta$  de en el eje x. Se muestran curvas tipo para varios valores de  $\alpha$ . Para comparación con el método de Cooper et al. (1960), se presenta la línea punteada equivalente a  $\alpha=0.1$  (Hyde et al., 1994; Butler, 1998).

Los datos de campo se trazan como  $H_t/H_0$  en función del tiempo transcurrido desde el inicio de la prueba, dividiendo el nivel recuperado en el tiempo  $t$  por el nivel al inicio de la prueba (Figura 127).



**Figura 127** - Ejemplo de ajuste de curvas con el método KGS. Los datos de campo se representan a la misma escala que las curvas tipo, como se hace cuando se utiliza el método de Cooper y otros (1960). La curva tipo se superpone a los datos de campo y se hace coincidir con una curva  $\alpha$  deslizando la curva tipo a lo largo del eje x. No se produce ningún movimiento vertical en ninguno de los gráficos. Una vez que se logra una coincidencia de curva, el valor de tiempo de campo ( $t_{1,0}$ ) correspondiente a  $\beta=1$  se lee desde el eje x y  $\alpha$  se estima desde el punto de coincidencia ( $\alpha_{cal}$ ). Con estos datos, la conductividad hidráulica radial se deriva de la definición de  $\beta$ .

$$K_r = \frac{r_c^2}{bt_{1,0}} \quad (117)$$

donde:

- $K_r$  = conductividad hidráulica radial ( $LT^{-1}$ )
- $r_c$  = radio del ademe o tubería del pozo (L)
- $b$  = longitud de la rejilla filtrante o intervalo ranurado (L)
- $t_{1,0}$  = ajuste de curva para dato de campo al tiempo correspondiente a  $\beta=1.0$  (T)

El almacenamiento específico se calcula teniendo en cuenta la penetración parcial.

$$S_s = \alpha_{cal} \frac{r_c^2}{r_w^2 b} \quad (118)$$

donde:

- $S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )  
 $\alpha_{cal}$  =  $\alpha$  valor de ajuste  
 $r_c$  = radio del ademe o tubería del pozo (L)  
 $r_w$  = radio de la rejilla filtrante o intervalo ranurado del pozo (L)  
 $b$  = longitud de la rejilla filtrante o del intervalo ranurado (L)  
 $t_{1.0}$  = tiempo correspondiente a los datos del campo de coincidencia de  
 curva para  $\beta=1.0$  (T)

### Ejemplo

Se realiza una prueba de pulso de salida de slug (*slug-out*) en un pozo parcialmente penetrante en un sistema no confinado de grano fino. El radio de la rejilla filtrante del pozo y del ademe es de 0.0248 m. La rejilla del pozo tiene una longitud de 0.39 m y penetra parcialmente en el acuífero de 4 m de espesor. No se identifica ningún efecto de zona dañada (*skin effect*) y se supone que el acuífero es isótropo ( $K_r=K_z$ ). El valor de  $\psi$  es 0.0635 para la configuración de este pozo. La conductividad hidráulica radial se calcula a partir del ajuste de la curva como se muestra en la Figura 127.

Utilizando el ajuste de la curva y los parámetros del pozo, se calcula  $K_r$  asumiendo que  $K_z/K_r = 1$ .

$$K_r = \frac{r_c^2}{bt_{1.0}}$$

$$K_r = \frac{(0.0248 \text{ m})^2}{0.39 \text{ m} \cdot 72 \text{ min} \cdot \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}} = \frac{0.032 \text{ m}}{\text{d}}$$

$$S_s = \alpha_{cal} \frac{r_c^2}{r_w^2 b}$$

$$S_s = 0.01 \frac{(0.0248 \text{ m})^2}{(0.0248 \text{ m})^2 \cdot 0.39 \text{ m}} = 0.26 \text{ m}$$

### Limitaciones del Método de KGS

Un estudio comparativo realizado por Ismael (2016) mostró que el modelo KGS (Hyder et al., 1994) proporcionó estimaciones de  $K$  similares a las del método de Hvorslev (1951) en dos entornos de acuíferos no confinados. Butler (1998) señala que cuando se utiliza el método KGS con un pozo que penetra completamente, las estimaciones de  $S_s$  pueden no ser fiables, especialmente cuando  $\psi > 0.005$ . Señala que cuando se utiliza el modelo KGS, es "... prácticamente imposible estimar la relación de anisotropía en aplicaciones de campo". Afirma que un cambio en los datos de campo que sugiera una disminución en la relación de anisotropía no puede distinguirse de uno causado por una disminución en la conductividad hidráulica radial. Butler (1998) sugiere que las

condiciones anisotrópicas se identifican mejor utilizando métodos de prueba de slug en múltiples pozos, presentados en su libro y en la literatura.

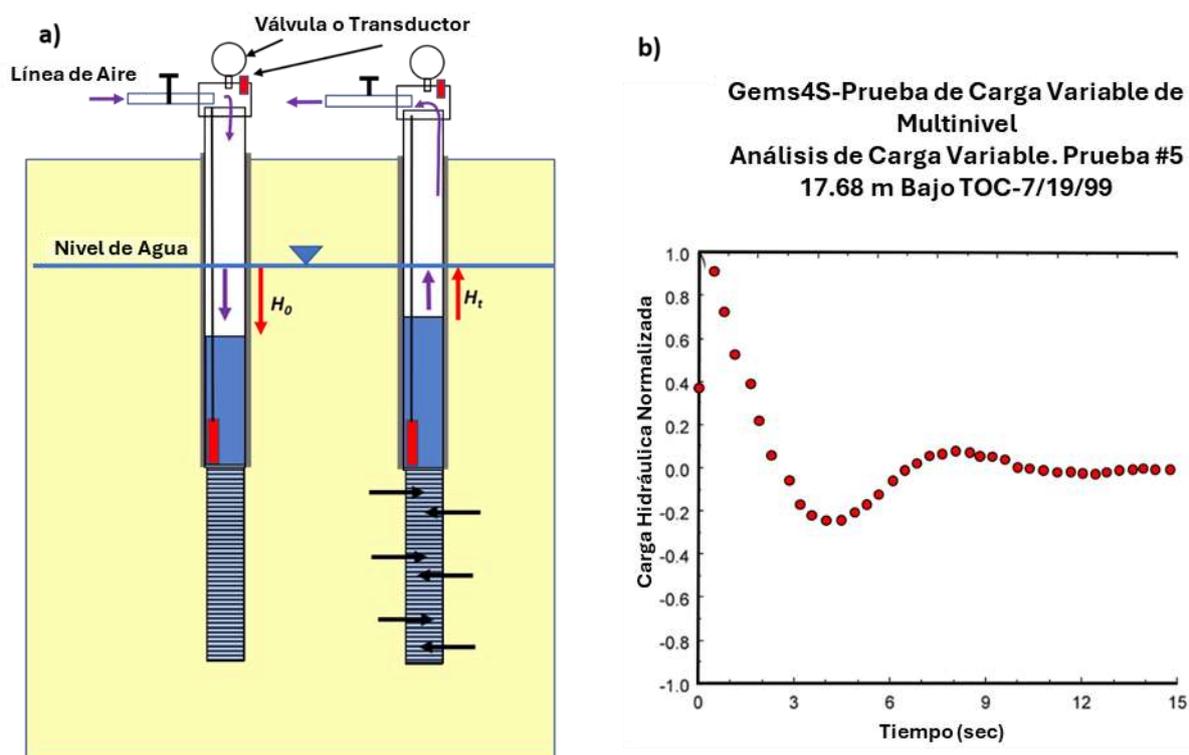
Al igual que con otros métodos de ajuste de curvas, el software puede proporcionar cálculos utilizando curvas tipo adecuadas para la configuración del pozo y aplicar metodologías de ajuste automatizadas. Sin embargo, el usuario debe especificar un valor inicial para la anisotropía, que a menudo se le asigna un valor de uno debido a la falta de información, aunque en la mayoría de los materiales la conductividad hidráulica vertical es generalmente menor. Una excepción notable es el loess (material eólico), que a menudo tiene una conductividad hidráulica vertical más alta debido a su deposición eólica. El ajuste manual de la coincidencia calculada automatizada mejora las estimaciones de los parámetros, como se explica en la Sección 14.6.

## 14.5 Método para Interpretar las Pruebas de Pulso Subamortiguadas

Una respuesta subamortiguada de un sistema de aguas subterráneas a una prueba de pulso o ensayo slug se encuentra comúnmente cuando la conductividad hidráulica de la formación es alta. La respuesta a una prueba de pulso de entrada de slug (*slug-in*) o de salida (*slug-out*) es oscilatoria, como se muestra en Figura 103. El comportamiento oscilatorio del nivel del agua es similar al de un resorte amortiguado como se describe en los libros de física donde la fuerza de gravedad sobre una masa suspendida en un resorte y la energía almacenada en este se contrarrestan, disipándose el movimiento gradualmente a medida que la energía cinética se convierte en energía térmica (por ejemplo, Kreyszig, 1979).

Varios autores han desarrollado métodos para analizar la respuesta subamortiguada en pruebas de pulso o ensayos slug, incluidos van der Kamp (1976), Kipp (1985), Springer y Gelhar, 1991), Wylie y Magnuson (1995), McElwee y Zenner (1998), Zurbuchen y otros (2002), Butler (1998) y Butler y otros (2003). Butler y Garnett (2000) elaboraron un informe de acceso abierto del Servicio Geológico de Kansas (KGS), y Butler y otros (2003) publicaron un artículo en una revista en el que presentan una metodología basada en curva tipo para evaluar los resultados de pruebas en formaciones confinadas y no confinadas, basada en las descripciones de Springer y Gelhar (1991) y Butler (1998). Desarrollaron dos modelos de alta conductividad hidráulica basados en las formulaciones de Bouwer y Rice (1976) y Hvorslev (1951), denominados modelos de Bouwer y Rice de alta  $K$  y Hvorslev de alta  $K$  (Butler y Garnett, 2000; Butler et al., 2003). Su trabajo utilizó modelos de hojas de cálculo para desarrollar curvas tipo y generar estimaciones de  $K$ . Se proporciona acceso gratuito a los modelos de hojas de cálculo en [KGS website](#)<sup>7</sup>. Los métodos se describen en un artículo de Butler y Garnett (2000) publicado por el KSG y en el artículo de la revista Butler y otros (2003). A continuación, se describe esta metodología.

Las pruebas de pulso o ensayos slug en formaciones de alta conductividad hidráulica (como arena y gravas, y gravas) requieren atención a los detalles, ya que la respuesta oscilatoria ocurre a menudo durante los primeros segundos o decenas de segundos de la prueba. En casos donde los volúmenes de desplazamiento del slug o dispositivo son pequeños y los intervalos de la rejilla filtrante son largos, la respuesta observable del nivel del agua puede durar solo unos segundos. Una prueba exitosa requiere un cambio instantáneo en el nivel del agua y un transductor configurado para registrar las variaciones en el nivel del agua con un intervalo de tiempo de una fracción de segundo, de ser posible. Butler et al. (2003) informan que el método neumático de desplazamiento de aire se recomienda para el desplazamiento del nivel del agua, ya que la liberación de la presión de aire al inicio de la prueba produce un cambio de carga hidráulica casi instantáneo (Figura 109, Figura 128). Los dispositivos sólidos o slug se utilizan cuando los métodos de prueba neumática no están disponibles.



**Figura 128** - Configuración de la prueba de pulso neumática y gráfico de los datos de cambio de nivel normalizado. Se realiza una medición inicial de la altura del nivel estático antes de iniciar la prueba. a) Prueba neumática se configurada como se describe en la Figura 108. La tubería de revestimiento está sellada y equipada con una válvula, una línea de aire y un manómetro y/o transductor de presión. Un segundo transductor se coloca por debajo del nivel máximo de agua,  $H_0$ . El nivel freático se deprime al presurizar la columna de agua en la tubería sellada. La válvula se cierra y  $H_0$  se calcula a partir de la lectura del manómetro o de un transductor de presión montado en la tapa (pequeño rectángulo rojo). En el momento cero, se abre la válvula y se permite que el nivel del agua se recupere. Un transductor (gran rectángulo rojo vertical) en el pozo registra la respuesta del nivel del agua. b) Gráfico de los datos normalizados de carga hidráulica de la prueba de pulso o slug (puntos rojos),  $H_t/H_0$ . Los datos de carga hidráulica normalizados se representan en una escala aritmética con un valor cero (nivel de agua estático totalmente recuperado) y valores positivos y negativos centrados en el nivel de agua estático.

Antes de iniciar la prueba, se mide el nivel estático del agua utilizando una cinta de medición de acero o electrónica. Al inicio de la prueba, el pozo se sella y la tubería de revestimiento se presuriza. El valor de desplazamiento  $H_0$  se estima a partir de la lectura del manómetro o del transductor ubicado en la tapa (la presión del aire deprime el nivel del agua). Se recomienda realizar múltiples pruebas utilizando diferentes desplazamientos  $H_0$ , ya que los valores de  $K$  no deben depender de  $H_0$ . Butler y Garnett (2000) y Butler et al. (2003), informan que la profundidad del transductor por debajo del nivel estático es un factor clave. Estos autores descubrieron que cuando el transductor del pozo se encontraba a menos de 0.5 m del nivel estático del agua, el valor máximo medido resultante de  $H_i/H_0$  era de 0.9 o superior. Sugieren que si se ejecuta la prueba y la altura máxima normalizada registrada es inferior a 0.9, la prueba debe repetirse con el transductor elevado a una nueva posición más cercana al nivel estático del agua. Sin embargo, el transductor debe estar por debajo del nivel de agua ( $H_0$ ) medido al inicio de la prueba. También es importante que el rango de sensibilidad, la precisión y el intervalo de grabación del transductor cumplan con el diseño de la prueba.

#### 14.5.1 Desarrollo de Ecuaciones de Curvas Tipo

Butler (1996), Butler y Garnett (2000) y Butler et al. (2003), proporcionan la teoría y las ecuaciones utilizadas para desarrollar curvas tipo para el análisis de datos oscilatorios. La metodología es aplicable a sistemas confinados y no confinados. A continuación, se muestra un ejemplo de análisis de datos mediante este método.

Curvas tipo basadas en  $C_D$ , un factor de amortiguamiento adimensional,  $t_d$  tiempo adimensional, y en  $w_d$  la desviación normalizada del nivel del agua, se generan utilizando las ecuaciones de curva tipo para respuestas sobreamortiguadas, basadas en la solución del resorte amortiguado (Kreyszig, 1979) como se muestra en las Ecuaciones (119), (120), y (121). Estas ecuaciones expresan la relación entre la carga hidráulica normalizada adimensional  $w_d$  en función del tiempo adimensional  $t_d$ , es decir,  $w(t_d)$  para varios valores del parámetro de amortiguamiento adimensional  $C_D$ . El término  $L_e$  es calculado como parte del proceso de ajuste de curvas (es decir,  $L_e = (t^*/t_d^*)^2 g$ , donde  $*$  denota un valor de ajuste de curva y  $g$  es la aceleración debido a la gravedad (modificado de Butler and Garnett, 2000; Butler et al., 2003).

$$w_d(t_d) = e^{-\frac{C_D}{2}t_d} \left[ \cos(\omega_d t_d) + \frac{C_D}{2\omega_d} \sin(\omega_d t_d) \right], C_D < 2 \quad (119)$$

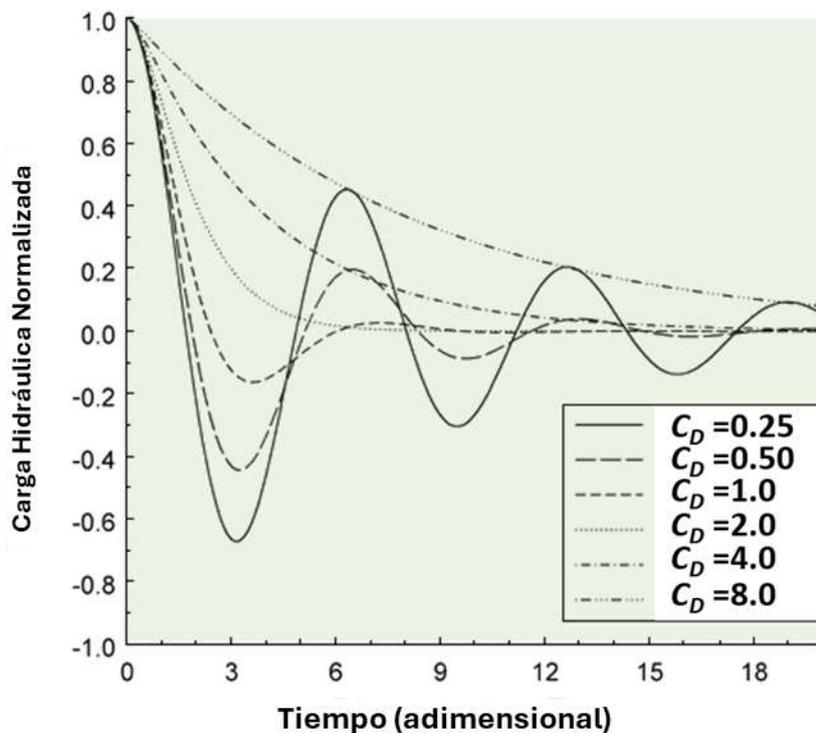
$$w_d(t_d) = e^{-t_d} [1 + t_d], C_D = 2 \quad (120)$$

$$w_d(t_d) = \left( \frac{1}{\beta_1 - \beta_2} \right) (\beta_1 e^{\beta_2 t_d} - \beta_2 e^{\beta_1 t_d}), C_D > 2 \quad (121)$$

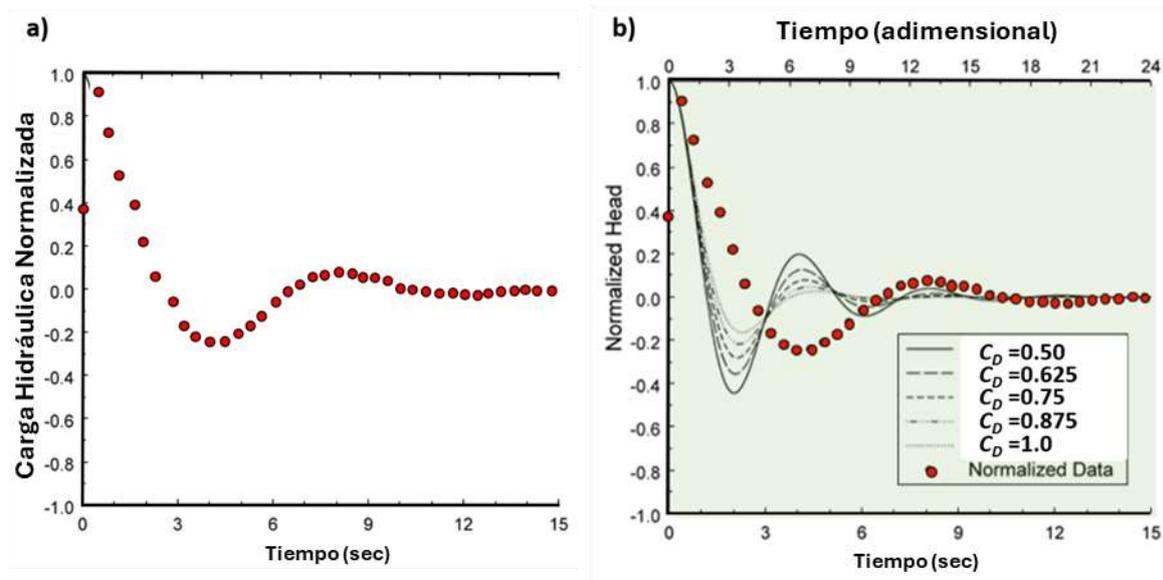
donde:

- $C_D$  = parámetro de amortiguación (adimensional)  
 $g$  = aceleración de la gravedad ( $LT^{-2}$ )  
 $H_0$  = cambio de nivel iniciando la prueba de pulso (desplazamiento inicial)  
(L)  
 $L_e$  = longitud efectiva de la columna de agua en el pozo calculada como  
parte del proceso de ajuste de curvas (i.e.,  $L_e = (t^*/t_d^*)^2 g$ , donde \* denota  
un valor de ajuste de curva y  $g$  es el valor de aceleración debido a la  
gravedad (L)  
 $t_d$  = parámetro de tiempo ( $(g/L_e)^{0.5} t$ ) donde  $t$  = tiempo (adimensional)  
 $w$  = desviación del nivel del agua desde el nivel estático en el pozo (L)  
 $w_d$  = desviación normalizada del nivel del agua (T)  
 $\omega_d$  = parámetro de frecuencia ( $|1 - (C_D/2)^2|^{0.5}$ ) (adimensional)  
 $\beta_1$  =  $-(C_D/2) - \omega_d$  (adimensional)  
 $\beta_2$  =  $-(C_D/2) + \omega_d$  (adimensional)

Para los valores de  $w_d$ ,  $t_d$ , y  $C_D$ , se generan curvas tipo y se representan en una escala aritmética, donde  $w_d = 0$  representa el nivel de agua estático normalizado (Figura 129). Los datos de la prueba de pulso o ensayo slug se trazan en la misma escala vertical que las curvas tipo que se utilizan (Figura 130).

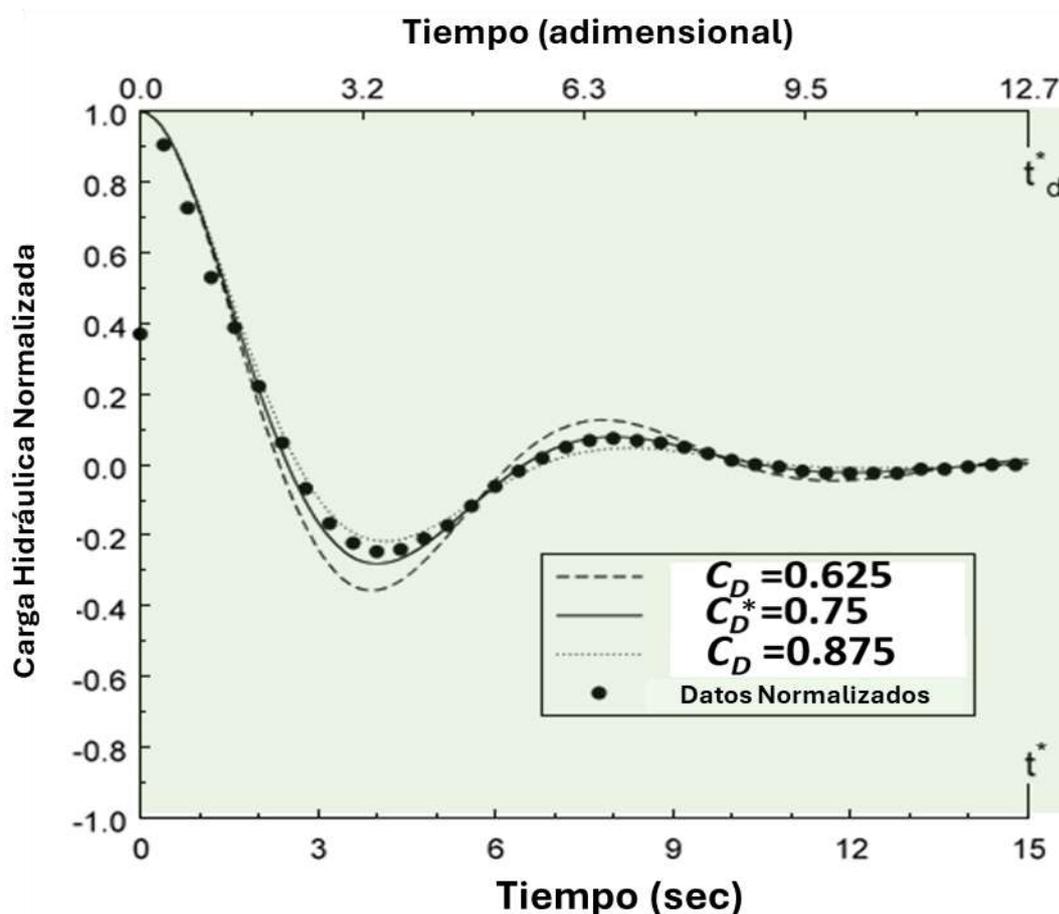


**Figura 129** - Curvas tipo utilizadas para analizar respuestas de pruebas de pulso sobreamortiguadas. El gráfico aritmético de la altura normalizada ( $w_d$ ) vs al tiempo adimensional ( $t_d$ ) para varios valores de parámetros de amortiguamiento  $C_D$  (Butler & Garnett, 2000).



**Figura 130** - Ejemplo de la prueba de pulso o ensayo slug GEMS4S presentada por Butler y Garnett (2000) realizada en el Sitio Experimental y de Monitoreo Geohidrológico (GEMS) en el condado de Douglas, Kansas, EE. UU. a) Resultados de la prueba se muestran en puntos rojos trazados como carga hidráulica normalizada vs el tiempo en la misma escala vertical que las curvas tipo. b) Datos de la prueba de pulso o slug superpuestos sobre las curvas tipo, representando curvas generadas para valores del parámetro de amortiguamiento dimensional  $C_D$  entre 0.50 y 1.0. Esta superposición ilustra el proceso de ajuste. Los datos de campo y las curvas tipo se ajustan hasta obtener una coincidencia. El eje x inferior representa el tiempo de la prueba de pulso, mientras que el eje x superior representa el tiempo adimensional de la curva tipo. En esta figura, las curvas tipo ilustradas y los datos no coinciden exactamente (Butler y Garnett (2000)).

Los datos de la prueba de pulso o slug se superponen al gráfico de curvas tipo, con escalas de carga normalizada y tiempo adimensional idénticas. La escala de tiempo de la prueba (eje x en la Figura 130) corresponde a los datos de tiempo de la prueba de pulso, mientras que el eje x superior corresponde al tiempo adimensional de la curva tipo. Para obtener la mejor coincidencia entre los datos de campo y la curva tipo, la gráfica de datos de campo permanece sin cambios mientras la curva tipo se estira y contrae horizontalmente, intentando generar la mejor coincidencia con los valores de  $C_D$ . La escala de los ejes verticales no cambia. Una vez que se determina una coincidencia, los valores de  $C_D^*$ ,  $t_d^*$ , y  $t^*$  (\* denota valores de coincidencia) son generados y utilizados para resolver  $K$ . La hoja de software Excel® proporcionada por Butler and Garnett (2000) [kgs.ku.edu/Hydro/Publications/OFR00\\_40/](http://kgs.ku.edu/Hydro/Publications/OFR00_40/) genera una familia de curvas tipo que coinciden con los datos de la prueba de pulso o slug y facilita el proceso de ajuste. El ajuste iterativo por parte del usuario es clave para generar coincidencias visuales entre los datos y las curvas tipo. Butler y otros (2003) describen el uso del generador de curvas tipo y las hojas de cálculo del estimador de Kalto (*High-K*). El proceso de ajuste de Butler y Garnett (2000) y los resultados de su problema de ejemplo se muestran en Figura 131.



**Figura 131** – Ajuste final de los datos de prueba de pulso o slug (puntos negros) presentado por Butler y Garnett (2000). Sola se muestran los valores de  $C_D$  que mejor se ajustan con los datos de campo, con un mejor ajuste de  $C_D^*=0.75$  en este ejemplo. Los valores adicionales de coincidencia son  $t_d^*=12.7$ , y el tiempo de los datos de la prueba de pulso o slug  $t^*=15$  seg (Butler & Garnett (2000)).

Butler y otros (2003) señalan que se pueden lograr coincidencias porque el valor  $t_d$  controla el periodo de duración y  $C_D$  controla el grado de curvatura o comportamiento oscilatorio. La coincidencia de curvas del ejemplo mostrado en la Figura 130 proporciona valores de  $C_D^* = 0.75$ ,  $t_d^* = 12.7$  y  $t^* = 15$  segundos (\* los denota como valores de coincidencia). Estos valores se utilizan para resolver  $K$  utilizando el modelo no confinado de K-alta (*High-K*) de Bouwer y Rice (Springer & Gelhar, 1991) o el modelo confinado-de K-alta (*High-K*) de Hvorslev (Butler, 1998). Los modelos de K-alta *High-K* están contenidos en la hoja de cálculo “Estimador High-K”, que también requiere datos de construcción del pozo y una estimación de la longitud efectiva de la columna de agua ( $L_e$ ).

#### 14.5.2 Modelo No confinado de K-Alta de Bouwer y Rice

El modelo no confinado de K-alta (*High-K*) de Bouwer y Rice, se basa en el trabajo de Springer y Gelhar (1991) presentado por Butler et al. (2003) y mostrado aquí como la Ecuación (122)

$$K_r = \frac{t_d^* r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{r_s}\right)}{t^* 2 b C_D^*} \quad (122)$$

donde:

- $t_d^*$  = tiempo de coincidencia de la curva (adimensional)
- $t^*$  = tiempo de coincidencia de la curva de la prueba (T)
- $r_c$  = radio del ademe del pozo corregido por el radio del cable del transductor (L)
- $r_s$  = radio de la rejilla filtrante del pozo en un acuífero isótropo, y  $r_s (K_z/K_r)^{0.5}$  para sistema anisótropo (L)
- $K_r$  = conductividad hidráulica radial (LT<sup>-1</sup>)
- $R_e$  = radio efectivo de la prueba de pulso calculado como  $\ln(R_e/r_s)$  de la Ecuación (110) o (111), donde  $h$  es el espesor del acuífero (unidades de L) y  $L_w$  es la distancia desde el fondo de la rejilla del pozo al nivel del agua (unidades de L), y  $L_e$  es la longitud efectiva de la rejilla del pozo ( $b$  como se define aquí) (unidades de L). Figura 121 brinda definiciones de estos parámetros. (adimensional)
- $b$  = longitud de la rejilla filtrante(L)
- $C_D^*$  = coincidencia del parámetro de amortiguamiento (adimensional)

El modelo de Bouwer y Rice de K-alta (*High-K*) se puede utilizar cuando la base de la rejilla filtrante del pozo está en contacto con un límite impermeable (límite inferior). El parámetro  $L_e$  utilizado para calcular  $R_e$ , se define en la Figura 116 como la longitud efectiva de la rejilla del pozo. Este no es el mismo factor  $L_e$  utilizado en los cálculos de la curva tipo de las Ecuaciones (119), (120), y (121) como se define en la lista de parámetros de la Ecuación (121). La hoja de cálculo "Estimador High K" ayuda a calcular el valor de  $K_r$ .

### 14.5.3 Modelo Hvorslev de K-Alta para Acuíferos Confinados

El modelo de alta-K de Hvorslev fue desarrollado por Butler et al. (2003) y está definido por la Ecuación (123).

$$K_r = \left(\frac{t_d^*}{t^*}\right) \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{b}{2r_s} + \left(1 + \left(\frac{b}{2r_s}\right)^2\right)^{0.5}\right)}{2 b C_D^*} \quad (123)$$

donde:

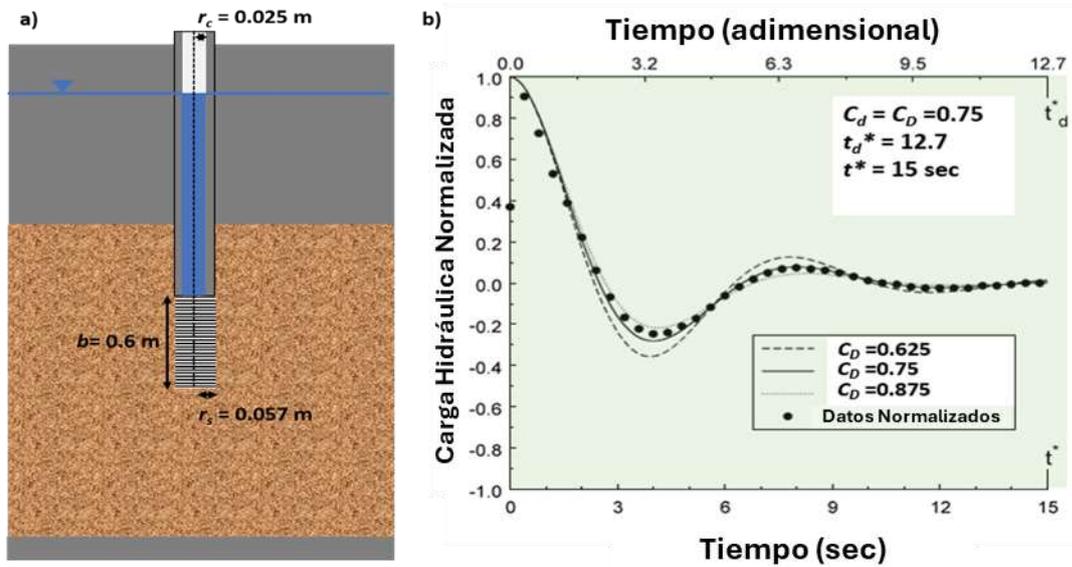
- $t_d^*$  = curva de ajuste de tiempo(adimensional)
- $t^*$  = curva de ajuste de tiempo en prueba de caudal variable (T)
- $r_c$  = radio del ademe del pozo corregido para el radio del cable del transductor (L)

- $r_s$  = radio de la rejilla del pozo en un acuífero isótropo,  $r_s (K_z/K_r)^{0.5}$  para un sistema anisótropo (L)
- $K_r$  = conductividad hidráulica radial ( $LT^{-1}$ )
- $b$  = longitud de la rejilla filtrante (L)
- $C_D^*$  = coincidencia del parámetro de amortiguación (adimensional)

El modelo de Alta-K de Hvorslev no representa condiciones en las que la parte inferior de la tubería esté adyacente a un límite inferior impermeable. Butler et al. (2003) afirman que, si se presenta esta condición, el término  $2r_s$  en el numerador de la Ecuación (123) debe ser remplazado con  $r_s$ . Asimismo, establecen que se pueden incorporar correcciones para pozos de pequeño diámetro.

### Ejemplo

Se realizó una prueba de tipo neumática en un acuífero confinado isótropo de alta conductividad hidráulica, como se muestra en Figura 132.



**Figura 132** - Configuración para una prueba de un acuífero confinado de arena y grava, isótropo y homogéneo, y una gráfica hipotética de los resultados de la prueba. a) Configuración del pozo. b) Resultados normalizados de la prueba de pulso y parámetros de coincidencia de curvas.

Los resultados de la prueba de pulso fueron normalizados y ajustados a las curvas tipo mostradas en la Figura 128. Los parámetros derivados del ajuste de la curva tipo son:  $C_D = 0.75$ ,  $t_d^* = 12.7$  y  $t^* = 15$  seg. Dado que la formación es confinada, se aplicó el modelo de Hvorslev de K-alta.

$$K_r = \left(\frac{t_d^*}{t^*}\right) \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{b}{2r_s} + \left(1 + \left(\frac{b}{2r_s}\right)^2\right)^{0.5}\right)}{2 b C_D^*}$$

$$= \left(\frac{12.7 \text{ s}}{15 \text{ s}}\right) \frac{(0.025\text{m})^2 \ln\left(\frac{0.6 \text{ m}}{2(0.057\text{m})} + \left(1 + \left(\frac{0.6\text{m}}{2(0.057\text{m})}\right)^2\right)^{0.5}\right)}{2 (0.6 \text{ m}) (0.75)} = 0.0014 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$K_r = 0.0014 \frac{\text{m}}{\text{s}} \frac{86400 \text{ s}}{\text{d}} = 121 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

#### 14.5.4 Respuestas Transicionales en Pruebas de Pulso

Los métodos de coincidencia de curvas descritos anteriormente también se han aplicado a las respuestas de pruebas de pulso no oscilatorias en entornos altamente conductivos. Los resultados pueden mostrar una combinación de respuestas, denominadas conjuntos de datos transicionales de prueba de pulso (Figura 103). Butler et al. (2003) proporcionan un ejemplo de un conjunto de curvas derivadas de una prueba de packer, en un intervalo de un acuífero altamente conductivo. Los datos se representan gráficamente y luego se aplica la metodología de ajuste de curvas y los cálculos de  $K_r$ . Los autores concluyen que los métodos y ecuaciones de ajuste de curvas subamortiguadas, proporcionaron buenas estimaciones de las propiedades de la formación cuando los valores de conductividad hidráulica son altos. Cuando los resultados de la coincidencia de curvas se compararon con los valores calculados mediante el método convencional de Hvorslev para respuestas sobreamortiguadas (aproximación de línea recta), el método convencional produjo valores un 13 % más altos que los obtenidos mediante el ajuste de curvas subamortiguadas. Los autores concluyeron que cuando los valores de  $C_D$  fueron mayores de tres, los métodos convencionales de subamortiguación proporcionaron valores razonables.

#### 14.6 Software Disponible para Analizar Pruebas de Pulso

Los mismos paquetes de software disponibles en el mercado que se utilizan para analizar las pruebas de bombeo, incluyen módulos para analizar los datos de las pruebas de pulso o ensayos slug. Al igual que con los análisis de software de prueba de bombeo, los métodos analíticos de pruebas de pulso están limitados por el entorno hidrogeológico y la configuración del pozo. Los paquetes de software comercial más utilizados son: AQTESOLV ([aqtesolv.com](http://aqtesolv.com)), AcuiferoTest V12 ([waterloohydrogeologic.com](http://waterloohydrogeologic.com)), y Acuifero<sup>win32</sup> Versión 6 ([groundwatermodels.com](http://groundwatermodels.com)). La información general sobre las capacidades de análisis de pruebas de pulso o slug de cada programa se encuentra en el [Recuadro 8](#). Los sitios Web de software individuales proporcionan detalles adicionales.

También hay disponibles paquetes de software gratuitos para analizar datos subamortiguados y sobreamortiguados. Un [software disponible de KGS](#) ha sido abordado en esta sección (Butler y Garnett, 2000). Una búsqueda en Internet puede encontrar softwares adicionales para analizar las respuestas sobreamortiguadas, por ejemplo: Wylie y Magnuson (1995) presentan un modelo de hoja de cálculo de una prueba de pulso utilizando el método de van der Kamp; Matos-Rosillo et al. (2018) proporcionan SlugIn 1.0, es una herramienta gratuita para el análisis automatizado de pruebas de pulso o slug; Halford y Kuniatsky (2002) ofrecen un informe de técnico titulado “Documentación de hojas de cálculo para el análisis de datos de pruebas de acuíferos y pruebas de pulso”. Esta publicación [USGS publication](#) incluye hojas de cálculo para los métodos de Bouwer y Rice, el método van der Kamp y el método Cooper, Bredehoeft y Papadopulos. El fabricante de herramientas y equipos de perforación Geoprobe desarrolló un sistema de prueba de pulso neumático y proporciona el software SLUG TEST (STA) (Geoprobe, 2016) para pruebas neumáticas de pulso, que se puede descargar desde el sitio de [Geoprobe](#).

La Parte 3 aborda los métodos utilizados para realizar pruebas hidráulicas en pozos abiertos. Las pruebas de packer se aplican con mayor frecuencia para caracterizar una porción aislada de un pozo sin revestimiento.

## 14.7 Una Oportunidad para Evaluar Propiedades Hidrogeológicas Utilizando Datos de Pruebas de Pulso

En la sección 14 se analizó la estimación de las propiedades hidráulicas utilizando datos de pruebas de pulso. El [Ejercicio 7](#) proporciona oportunidades prácticas para evaluar los datos de pruebas de pulso.

## PARTE 3: PRUEBAS DE PACKER

Las pruebas de Packer (de empacadores), se realizan para determinar las propiedades hidráulicas de las secciones de un pozo abierto o sin revestimiento. Se instalan packers extraíbles para aislar un tramo de la prueba. Se realizan pruebas de caudal constante o de carga constante para caracterizar las propiedades hidráulicas. En la Sección 15 se describen brevemente los métodos de pruebas de packer.



La fotografía muestra la instalación de dos sistemas de packer para aislar la sección de un pozo abierto (<http://www.usgs.gov/media/images/photograph-usgs-hydrologists-and-packers-pozo-testing>).

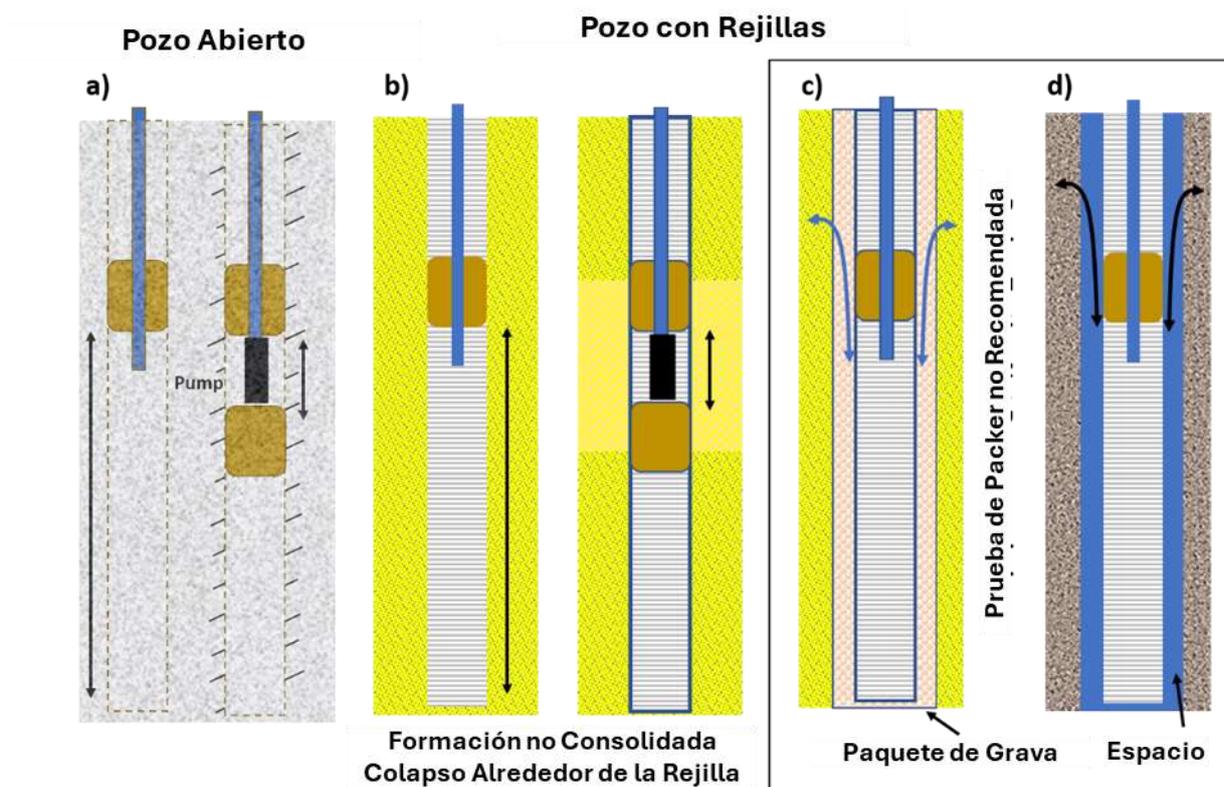
## 15 Pruebas Hidráulicas Básicas con Empacadores (o de Packer)

En esta sección se aborda cómo se pueden caracterizar las propiedades hidrogeológicas de las secciones de pozos. En algunos entornos, es deseable determinar las propiedades hidráulicas de una o más secciones de un pozo que penetran en materiales semi consolidados o consolidados. En otros, se puede caracterizar una porción de un intervalo con rejilla filtrante que penetra en una formación no consolidada que se ha colapsado alrededor de los filtros durante la terminación del pozo, utilizando empacadores colocados dentro de la rejilla.

Bradbury *et al.*, (2006) brindan un buen resumen de los métodos de caracterización de pozo en "[Transporte de Contaminantes a Través de Acuitardos : Guía Técnica para la evaluación de Acuitardos](#)", que está disponible para su descarga en el sitio [gw-project.org](http://gw-project.org). Proporciona información sobre la aplicación de herramientas geofísicas, instrumentación y métodos para estimar las propiedades hidráulicas. Se recomienda al lector revisar este documento para ampliar la discusión aquí presentada que se enfoca principalmente en el uso de empacadores (o packers) para aislar secciones del pozo y caracterizar las propiedades hidrogeológicas de estas secciones aisladas.

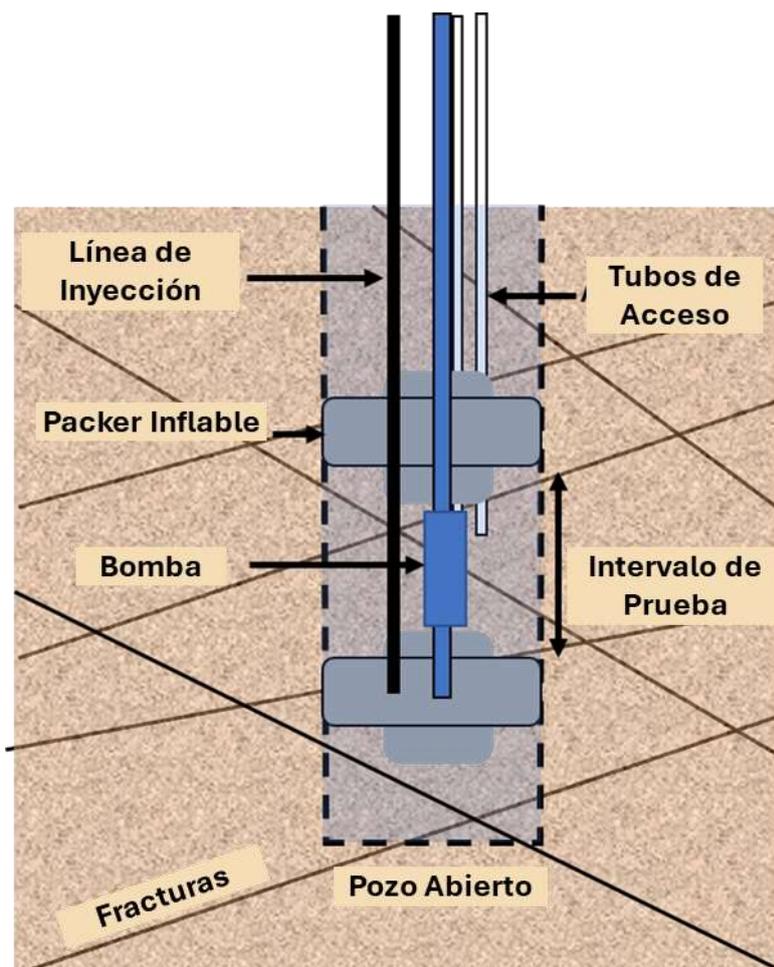
### 15.1 Prueba Con Empacadores (de Packer)

Las pruebas hidráulicas de secciones aisladas de un pozo generalmente se realizan utilizando empacadores (o packers) inflables para sellar el tramo de interés (Figura 133). Se pueden usar sistemas de empacadores simples para probar todo el perfil del pozo, debajo del empacador, o se puede instalar un sistema de empacador doble (a horcajadas) para probar la zona ubicada entre los empacadores.



**Figura 133** - Los empacadores u obturadores (rectángulos marrones) se utilizan para aislar una parte de un pozo o una zona perforada de un pozo para permitir la caracterización de la zona inferior (empacador simple) o de la zona intermedia entre los empacadores (obturador doble). Los rectángulos negros representan bombas. a) Sistemas de empacadores en un pozo abierto en roca no fracturada y fracturada (líneas en ángulo) en los que se pueden realizar pruebas de pulso, pruebas de bombeo o pruebas de inyección. b) Sistemas de empacado en un pozo ranurado en el que se puedan realizar pruebas de bombeo o inyección. La formación está bien conectada a la rejilla filtrante. c) Empacador único dentro de una rejilla de pozo rodeado por un paquete de grava que permite la fuga de agua de una parte del pozo por encima del empacador. No se recomienda realizar pruebas con empacadores (o packers) en esta condición. d) Empacador en una rejilla de pozo que no está asentada en la formación y tiene un espacio entre la rejilla y la formación. No se recomienda la prueba con empacador en esta condición.

Los empacadores generalmente están contruidos de caucho grueso u otro material flexible, y se inflan con nitrógeno, aire comprimido o agua para formar un sello hermético contra la pared del pozo. Los empacadores (simples o dobles), están diseñados con una parte central abierta que permite probar herramientas y la instalación de transductores de presión del nivel de agua (Figura 134).



**Figura 134** - Esquema de empacador inflable instalado en una roca fracturada (líneas en ángulo) en una perforación (líneas discontinuas) sin entubar (abierta). Los sistemas de packer doble también se denominan empacadores tipo horcajadas. El conjunto de empacadores que se muestra está suspendido por un tubo (azul). La tubería puede dejarse como una tubería abierta o una bomba instalada en la sección de prueba (rectángulo azul). Los empacadores se inflan usando una línea de aire en este diagrama (negro). El conjunto también incluye uno o más puertos de acceso (tuberías abiertas) que pueden equiparse con transductores o muestreadores de agua.

### 15.1.1 Selección del Intervalo de Prueba

Es importante tener un propósito claro para la prueba con empacadores. Un objetivo podría ser seleccionar sólo las zonas más productivas para la instalación de la rejilla filtrante al entubar un nuevo pozo de suministro de agua, para identificar las propiedades hidrogeológicas generales de la formación, o para determinar las características de las fracturas o zonas de falla.

El diseño de la prueba y los métodos de prueba dependerán de los objetivos establecidos y del modelo conceptual hidrogeológico del entorno. Esto incluye la hidroestratigrafía local, las direcciones del flujo del agua subterránea, las magnitudes anticipadas de las propiedades hidrogeológicas y un balance hídrico general. Cuando se evalúan sistemas fracturados, también es valiosa la información de la densidad probable y la conectividad de las características de permeabilidad.

La información del sitio se obtiene de la literatura, los registros de perforación y las herramientas de investigación, como la extracción de muestras y las investigaciones geofísicas de los pozos. Cuando se utilizan métodos tradicionales de perforación de pozos de agua para construir un pozo abierto, se revisan los registros de los perforadores y las muestras de los cortes. Además, es valioso revisar las notas del perforador sobre los cambios observados en la producción de agua.

En algunos contextos geológicos, los pozos se pueden construir mediante perforación de núcleos o corona. Este método puede proporcionar muestras continuas del material geológico que ayudan considerablemente en la selección de zonas de prueba. El equipo de perforación puede monitorear los cambios en la presión de inyección en el panel de control de la plataforma para estimar las diferencias relativas en la permeabilidad a lo largo del pozo. Las mediciones de la profundidad del nivel de agua recopiladas al comienzo de cada turno de perforación, también pueden ser útiles para estimar las cargas hidráulicas en diferentes partes del pozo.

Además de las observaciones realizadas durante la perforación del pozo, la mayoría de las veces se completan investigaciones adicionales en el pozo antes de seleccionar los intervalos de prueba con empacadores (de packer). Una vez que se completa el pozo, se puede implementar un conjunto de herramientas geofísicas de pozo para identificar ubicaciones precisas de cambios litológicos, así como zonas de mayor permeabilidad y fracturación. Los métodos incluyen un registro "Caliper" (de calibre) para evaluar el diámetro y la condición del pozo, y un registro de televisor acústico para identificar fracturas. Es posible que se necesiten registros adicionales dependiendo de las propiedades formativas y el propósito de la prueba. Shapiro (2007) recomienda que se realice un registro de medición del flujo bajo condiciones estáticas y en condiciones de bombeo, antes de determinar los intervalos de prueba. Los perfiles de temperatura detallados suelen ser útiles para caracterizar los sistemas fracturados (por ejemplo, Pehme *et al.*, 2014).

Al seleccionar un intervalo de prueba, se debe considerar que el proceso de perforación del pozo puede haber alterado la pared del pozo, creando una "zona dañada" de material de menor permeabilidad que recubre o tapona partes de la formación. Se recomienda una técnica apropiada de desarrollo del pozo antes de la prueba, como el bombeo intensivo, la inyección a chorro (*jetting*) o la sobrepresión (*surging*) para reducir la influencia de la zona dañada (Sterrett, 2007).

### 15.1.2 Configuración de un Sistema de Empacadores (Packer)

Shapiro (2007) describió los componentes y la configuración de un sistema de empacado denominado "Herramienta Multifunción de Prueba Transportable (MTD) de Acuífero de Lecho Rocoso". Su publicación proporciona un buen marco para comprender cómo se diseña e instala un sistema de empacador y se utiliza aquí para describir la instalación y operación general del sistema de empacador.

Se configura un sistema de empacado para un intervalo determinado del pozo. A menudo se conecta a una tubería rígida que se baja al pozo o, en algunos entornos, a un cable y cabrestante. Si se conecta a una tubería de acero, se agregan extensiones de tubería rígida al equipo de prueba para llegar a lugares más profundos. Debido al tamaño y el peso del equipo, y a la necesidad de subirlo y bajarlo en el pozo, a menudo se requiere un camión de servicio con pluma, cabrestante y cable para asegurar las herramientas mientras se baja, opera y eleva el sistema de empacado.

Se requiere suministro de energía eléctrica para operar dispositivos de registro como válvulas electrónicas y computadoras. A menudo se coloca una bomba sumergible eléctrica en el intervalo de prueba. Se utiliza un generador *in situ* cuando no hay energía disponible.

Se conectan tubos y conectores adicionales para permitir el inflado y vaciado de los empacadores, y para alojar transductores y otros equipos. Si se va a inyectar agua en la zona de prueba desde la superficie, se requiere un depósito para almacenamiento de agua.

Se recomienda seguir las instrucciones del fabricante al instalar, inflar y desinflar los empacadores. Shapiro (2007) proporciona más detalles sobre la configuración e instalación de equipos empacadores. Consulte las tablas de inflado/desinflado para la profundidad y diámetro del pozo para determinar la presión de inflado. Demasiada presión de inflado puede fracturar/dañar la pared del pozo, y muy poca presión puede provocar fugas a través del empacador.

Los intervalos de pozo de diámetro pequeño y poca profundidad a veces se aíslan utilizando empacadores flexibles hechos de espuma de celda cerrada unidos al exterior de una varilla o tubo rígido. En lugares con pozos poco profundos, estos se pueden colocar en su lugar y retirar manualmente. Los empacadores inflables de diámetro pequeño se pueden construir utilizando el hardware disponible o comprarse comercialmente.

## 15.2 Métodos de Prueba y Análisis

Las pruebas con empacadores (de packer) se aplican con mayor frecuencia a los pozos perforados en roca. Estos métodos de ensayo pueden examinar las propiedades generales como las propiedades de las fracturas individuales. El trabajo de Quinn et al. (2012) es una referencia integral sobre las pruebas en pozos perforados en roca fracturada y proporciona detalles sobre un sistema versátil de empacadores a horcajadas que desarrollaron para estimar la transmisividad. En su estudio, enumeran cuatro tipos de pruebas hidráulicas utilizadas en medios porosos que se aplican comúnmente a los pozos de roca fracturada. Estos también son aplicables a algunos pozos entubados con buena comunicación con la formación no perturbada (Figura 133). Las pruebas incluyen: la prueba escalonada de carga hidráulica constante, la prueba instantánea de carga puntual (ensayo slug), el bombeo a caudal constante, y la de recuperación después del bombeo a caudal

constante. En algunos entornos donde se requieren datos de velocidad del agua subterránea, se utilizan métodos de dilución en pozos que hacen circular un trazador en la sección aislada del pozo (p.ej., Maldaner et al., 2018). En esta sección se analizan las pruebas de pulso (ensayos slug), de bombeo a caudal constante, y de inyección/extracción de carga hidráulica constante. Véase Quinn et al. (2012) para la aplicación de otros métodos.

Los registros de las pruebas con empacadores (o de packer) deben incluir un registro del perforador, la configuración del pozo, las dimensiones del intervalo de prueba, las elevaciones superior e inferior de los empacadores, los datos de cambio de tiempo y nivel de agua, y las horas de inicio y finalización. Por lo general, se utiliza un sistema de transductores para monitorear la carga hidráulica en la zona de prueba. Cuando los registradores de datos están conectados a un sistema de registro y visualización *in situ*, se pueden observar los cambios de carga y los caudales en tiempo real.

Las secciones aisladas por empacadores en un pozo perforado se pueden evaluar utilizando los métodos estándar de prueba de pulso (ensayo slug) descritos en la Sección 14, las pruebas de bombeo para pozos individuales presentadas en la Sección 12, y las pruebas de inyección/extracción a carga constante, pruebas escalonadas de inyección y pruebas con vástago de perforación (*drill-stem*) descritas en esta sección.

### 15.2.1 Pruebas de Pulso (Ensayo Slug)

Se puede utilizar un sistema de empacador simple o doble para aislar una zona de interés de modo que se pueda ejecutar una prueba de pulso, ascendente o descendente del nivel de agua. Se instala un transductor ubicado en la zona de empaque y se registran los cambios en el nivel del agua en función del tiempo. Como se describe en la sección 14, la carga hidráulica asciende o desciende instantáneamente y se observa la respuesta de la carga hidráulica que se recupera. Se pueden aplicar los métodos estándar de análisis de pruebas de pulso dependiendo del tipo de formación (no confinada o confinada), como se describe en la Sección 14.

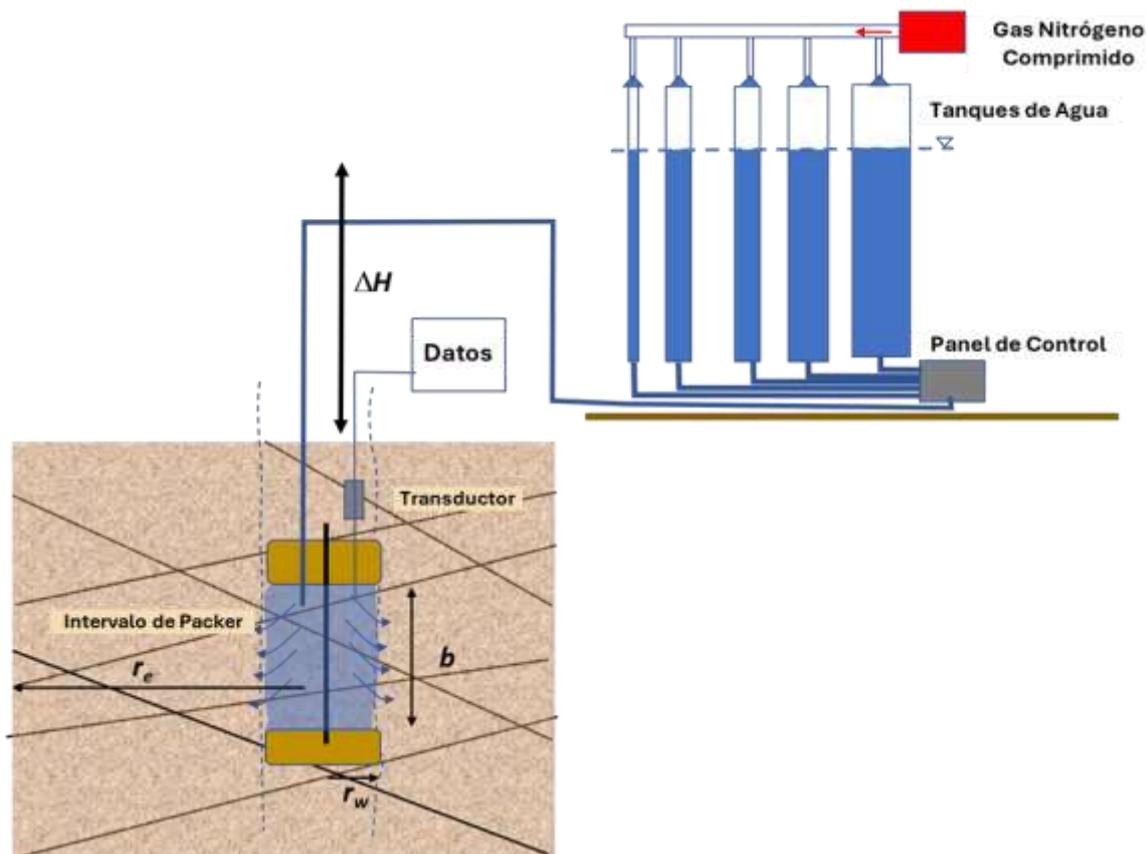
### 15.2.2 Pruebas de Bombeo a Caudal Constante

Cuando se instala una bomba entre un empacador doble o debajo de un empacador simple, se puede realizar una prueba de bombeo a caudal constante en un acuífero, permitiendo la estimación de la transmisividad ( $T$ ). Dado que los pozos de observación rara vez se utilizan, las estimaciones de  $S$  suelen ser poco precisas, como se explica en la Sección 12. Se pueden realizar pruebas en estado transitorio o en estado estacionario. En la mayoría de los casos, la prueba se realizará y analizará como una prueba de un único pozo. Los métodos de análisis se han descrito anteriormente en las secciones 7 a 10 y en la sección 12.

### 15.2.3 Prueba de Inyección/Extracción a Carga Constante

En esta sección se describe cómo se realiza una prueba de inyección a carga constante utilizando un sistema de empacador doble. Lapcevic et al. (1999) proporcionan una explicación completa de los métodos de prueba a carga constante.

Una prueba de inyección/extracción a carga constante (también conocida como prueba de Lugeon o prueba de presión constante) consiste en inyectar o extraer agua bajo una carga constante hacia o desde un intervalo de prueba aislado hasta que se alcanza un caudal constante. Este procedimiento simula condiciones de estado estacionario (Ziegler, 1976). Para lograr un caudal constante a una carga constante, se podría bombear agua al intervalo de prueba. Sin embargo, cuando la permeabilidad es baja, mantener una tasa de flujo estable puede ser difícil. Lapcevic et al. (1999) informan que lo más común es que se utilicen una serie de tanques llenos de agua de diferentes diámetros presurizados con nitrógeno para mantener caudales constantes (y a veces muy bajos) (Figura 135). Los manómetros están conectados a cada tanque para medir el nivel del tanque, y la altura constante se mantiene mediante un panel de control. El caudal se mide monitoreando la variación del nivel en los manómetros en cada tanque con la presión constante, a medida que los tanques se vacían. Lapcevic et al. (1999) informan que esta configuración genera una amplia gama de caudales, de modo que se pueden medir transmisividades de zona en un rango de  $1 \times 10^{-10}$  a  $1 \times 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s. Recomiendan que se realicen múltiples pruebas aumentando progresivamente la presión aplicada durante cada prueba.



**Figura 135** - Configuración de una prueba de inyección a carga constante utilizando múltiples tanques para mantener un carga hidráulica y un caudal constantes. Se mantiene una altura constante entre el intervalo del empacador y los tanques de agua a presión ( $\Delta H$ ). La sección transversal discontinua de un pozo se muestra con dos empacadores que aíslan una zona de prueba (b). El gas nitrógeno presurizado se utiliza para vaciar los tanques a una velocidad constante.  $r_w$  es el radio del pozo y  $r_e$  es el radio de influencia de la prueba (modificado de Lapcevic et al., 1999).

### Análisis de Resultados de la Prueba de Inyección/ Extracción

La prueba de inyección/extracción de carga constante se ejecuta hasta que el caudal ya no cambia. La transmisividad del intervalo se puede estimar utilizando la ecuación de Thiem para un sistema confinado, como se muestra en la Ecuación (124). Se supone que el flujo puramente radial se produce a partir del intervalo de empaquetamiento.

$$T = \frac{Q}{2 \pi \Delta H} \ln \left( \frac{r_e}{r_w} \right) \quad (124)$$

donde:

- $T$  = transmisividad ( $Kb$  donde  $b$  es el espesor del intervalo) ( $L^2T^{-1}$ )
- $Q$  = caudal constante de descarga ( $L^3T^{-1}$ )
- $\Delta H$  = diferencia de carga hidráulica (L)
- $r_e$  = radio de influencia (L)
- $r_w$  = radio del pozo (L)

El radio de influencia es la medida en que la prueba de inyección afecta las condiciones en el material que rodea la zona de prueba. Lapcevic y otros (1999) señalan que a menudo se supone que  $r_e$  es de 10 a 15 m (Bliss y Ruston, 1984). El cálculo de  $T$  no es muy sensible a  $r_e$ , como se ve en la ecuación (124), donde  $r_e$  se divide por  $r_w$  y luego se calcula el logaritmo natural de esta razón (Doe y Remer, 1980).

### Ejemplo

Una sección de 4 m ( $b$ ) de un pozo de 0,1 m de diámetro en una arenisca fracturada se aísla mediante un sistema de empacadores a horcajadas (dos empacadores). Se realiza una prueba de inyección donde la diferencia de carga es de 5 m y el caudal estacionario de 1 m<sup>3</sup>/d. La transmisividad ( $Kb$ ) de la zona de prueba se calcula mediante la Ecuación (124). El radio de influencia ( $r_e$ ) se asume en 12 m.

$$T = \frac{Q}{2 \pi \Delta H} \ln \left( \frac{r_e}{r_w} \right) = \frac{1 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{2 (3.14) 5 \text{ m}} \ln \left( \frac{12 \text{ m}}{0.05 \text{ m}} \right) = 0.174 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

La conductividad hidráulica horizontal es entonces igual a  $T/b = 0.174 \text{ m}^2/\text{d}/4\text{m} = 0.044 \text{ m/d}$ . Las zonas con fracturas individuales o varias pueden representarse como una sola fractura equivalente utilizando una abertura de fractura individual equivalente,  $2b_{eq}$ . Esto se puede

calcular a partir del valor  $T$  de la zona (Ecuación (124)) aplicando la ley cubica (p.ej., Lapcevic et al., 1999) como se muestra en la Ecuación (125).

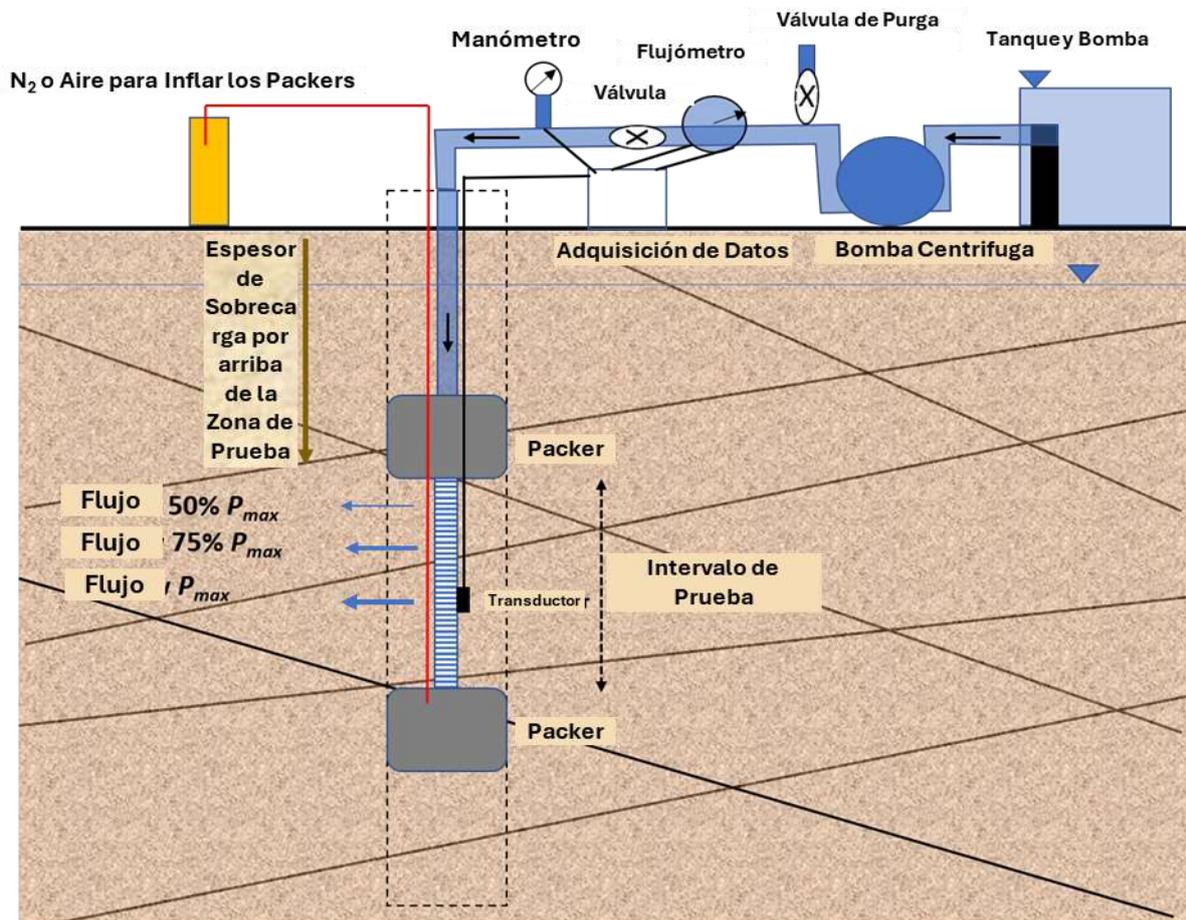
$$2b_{eq} = \left( \frac{T12\mu}{\gamma} \right) 0.33 \quad (125)$$

donde:

- $2b_{eq}$  = apertura de fractura equivalente (L)
- $T$  = transmisividad ( $L^2T^{-1}$ )
- $\mu$  = viscosidad del agua ( $MTL^{-1}$ )
- $\gamma$  = peso específico del agua ( $MT^2L^{-2}$ )

#### 15.2.4 Prueba de Inyección Escalonada (Prueba Lugeon)

Las pruebas de Lugeon se realizan comúnmente en aplicaciones geotécnicas o de minería subterránea para estimar la conductividad hidráulica y el régimen de flujo de un intervalo de prueba específico. Este método de prueba fue desarrollado por Maurice Lugeon (1933) y más tarde descrito por Houlsby (1976). Se basa en observar la respuesta de la zona de prueba al caudal de agua inyectada a medida que aumenta y disminuye la presión del agua en la zona. La configuración de la prueba se presenta en Figura 136.



**Figura 136** - Configuración esquemática de una prueba de Lugeon. Un sistema de empacado doble inflado con gas aísla la zona de prueba. La prueba de inyección utiliza agua de un depósito y una bomba para presurizar el sistema e inyectar agua en la zona de prueba. Los datos recopilados son el caudal de entrada a una presión dada a lo largo del tiempo, después de la estabilización del caudal. La presión máxima de inyección,  $P_{max}$ , se calcula en función del espesor de la sobrecarga sobre el intervalo de prueba, multiplicado por 1 libra por pulgada cuadrada por pie ( $2.26 \times 10^4$  pascals/m). Los caudales a presiones de 50, 75 y 100 por ciento de  $P_{max}$  se determinan y aplican durante la prueba; luego, las presiones se reducen secuencialmente hasta el 50 por ciento y los caudales se registran de nuevo para cada intervalo.

La prueba se lleva a cabo en cinco etapas de inyección de agua a presión. Los pasos 1 a 3 aumentan la presión, mientras que los pasos 4 y 5 duplican la presión de los pasos 2 y 1, respectivamente. El "bucle de presión" de cinco pasos permite la interpretación del régimen de flujo y ayuda en la selección del valor de conductividad hidráulica más representativo (Quiñones-Rozo, 2010).

La presión máxima de inyección ( $P_{max}$ ) se determina antes de iniciar la prueba.  $P_{max}$  no debe exceder la tensión de confinamiento en el intervalo de prueba, para evitar la fracturación hidráulica. Por lo general, el  $P_{max}$  se estima en 1 libra por pulgada cuadrada (psi) por pie de sobrecarga, por encima del intervalo de prueba ( $6,895 \text{ pascal} = 1 \text{ psi}$ ). Por ejemplo, a  $P_{max}$  de 200 psi ( $1.38 \text{ MPa}$ ) sería adecuado para un intervalo de prueba ubicado entre 61 y 67 m (200 a 220 ft) bajo la superficie del terreno. En un pozo inclinado o en terrenos en pendiente, el espesor vertical de sobrecarga por encima del intervalo de ensayo se utiliza para calcular  $P_{max}$ . Este valor representa la máxima presión de inyección (paso 3), mientras que los pasos 1, 2, 4, y 5 corresponden a fracciones de  $P_{max}$ , como se muestra en la Figura 137 (Quiñones-Rozo, 2010).

Etapa	Descripción	Rango de Presión	Presión Relativa
1	Baja	50% ( $P_{max}$ )	
2	Media	75% ( $P_{max}$ )	
3	Alta ( $P_{max}$ )	( $P_{max}$ )	
4	Media	75% ( $P_{max}$ )	
5	Baja	50% ( $P_{max}$ )	

**Figura 137** – Cinco etapas de presión utilizadas durante una prueba de Lugeon.  $P_{max}$  es la máxima presión estimada en 1 psi por pie de sobrecarga sobre la zona de prueba ( $2.26 \times 10^4$  pascals por metro de sobrecarga en la zona de prueba). Después que las tasas de flujo se han estabilizado, el caudal total se mide cada minuto durante un intervalo de 10 minutos, y el caudal es determinado mediante el promedio de los valores (Quiñones-Rozo, 2010).

Durante cada paso de la prueba, la presión y el caudal del agua se registran utilizando un caudalímetro totalizador, un manómetro/sensor de presión y un temporizador. Se utiliza una válvula de purga en el sistema de inyección para liberar el

exceso de presión de la bomba de inyección, que controla la presión de inyección en el intervalo de prueba (Figura 135). Después de establecer un caudal constante, cada etapa suele ejecutarse durante 10 minutos. Las lecturas de presión y del caudalímetro se registran cada minuto, y la "toma" total de agua inyectada (volumen de entrada) en el intervalo de prueba, se calcula en litros para cada paso. El caudal medio se calcula a partir de los datos de cada paso. Se calcula un valor de conductividad hidráulica para cada etapa, expresado como un "valor de Lugeon", que se define como la conductividad hidráulica requerida para lograr un caudal de 1 litro por minuto por metro de intervalo de prueba bajo una presión de referencia igual a 1 MPa.

Las pruebas de Lugeon se analizan en función de la presión total de inyección y el caudal durante cada paso determinado. Un Lugeon equivale a  $1.3 \times 10^{-5}$  centímetros por segundo bajo condiciones homogéneas e isotrópicas (Quiñones-Rozo, 2010). Se calculan valores de Lugeon individuales para cada paso usando la Ecuación (126).

$$\text{Valor de Lugeon} = \alpha \frac{q}{L} \frac{P_0}{P} \quad (126)$$

donde:

Lugeon = refleja una conductividad hidráulica de aproximadamente  $1.3 \times 10^{-5}$  cm/s cuando se determina en condiciones homogéneas e isotrópicas

$\alpha$  = factor de conversión unitario adimensional (1 para unidades SI las cuales pueden ser litros por minuto, metros y Mega pascales)

$q$  = caudal de flujo promedio para un paso simple (en litros por minuto)

$L$  = longitud del intervalo de prueba (en metros)

$P_0$  = presión de referencia 1 Megapascal

$P$  = carga de presión total sobre la presión estática (i.e., presión de inyección + presión de carga + pérdida por fricción)

Houlsby (1976) desarrolló un método para seleccionar un "valor de Lugeon" representativo o una conductividad hidráulica equivalente para representar el intervalo de prueba utilizando los patrones observados de los valores de Lugeon. Su método consiste en graficar los valores de Lugeon calculados para cada paso y compararlos con patrones predefinidos. A partir de esta comparación, se selecciona un método para estimar un valor representativo de conductividad hidráulica. Los patrones están etiquetados para representar regímenes de flujo que incluyen (1) flujo laminar, (2) flujo turbulento, (3) dilatación, (4) limpieza de fracturas (*wash-out*) o (5) relleno de vacíos (*void filling*). Cada régimen se describe en la leyenda de la figura (Figura 138).

	Etapa	Etapa de Presión	Referencia Lugeon	Valor de Lugeon Representativo
Laminar	1			Promedio de todos los Valores
	2			
	3			
	4			
	5			
Turbulento	1			Etapa de Presión mas Alto
	2			
	3			
	4			
	5			
Dilatación	1			Valor mas Bajo de bajo o mediano etapa de presión
	2			
	3			
	4			
	5			
Lavado	1			Valor de Lugeon Mas alto Medido
	2			
	3			
	4			
	5			
Llenado de Vacios	1			Valor de Lugeon Final (etapa 5)
	2			
	3			
	4			
	5			

**Figura 138** - Patrones de prueba de Lugeon e interpretación del régimen de flujo (Houlsby, 1976). Las etapas de presión son las mismas para cada patrón de Lugeon. Sin embargo, el cálculo de un valor representativo de conductividad hidráulica depende del patrón de los valores de la prueba Lugeon. (1) Flujo laminar- todos los valores de Lugeon para cada paso son similares, por lo tanto, se produce un flujo laminar. El valor representativo es el promedio de los cinco pasos. (2) Flujo turbulento – el valor de Lugeon más bajo se produce a la presión más alta, por lo que se produce un flujo turbulento. El valor representativo es el de la presión más alta. (3) Dilatación- el valor de Lugeon más alto se produce a la presión más alta, lo que sugiere que las fracturas se están dilatando a alta presión. El valor representativo es el promedio de los pasos de baja presión (pasos 1 y 5) o presión media (pasos 2 y 4). (4) Limpieza de fracturas (*wash-out*) - los valores de Lugeon aumentan con cada paso independientemente de la presión, lo que indica que el material erosionado se lava de las fracturas. El valor representativo es el más alto observado, a menos que condiciones especiales dicten lo contrario. (5) Relleno de vacíos (*void filling*) - los valores de Lugeon disminuyen con cada paso, independientemente de la presión, lo que indica que el material erosionado rellena las fracturas de pequeña abertura. El valor representativo es el valor de Lugeon correspondiente a la presión más baja.

### Ejemplo

Una sección de prueba de 11.6 m de longitud en un pozo perforado en una arenisca fracturada se aísla mediante un sistema de empacadores a horcajadas (doble empacador). El primer paso de la prueba de Lugeon se realiza durante 10 min, tiene una presión de carga total promedio por encima de la estática de 0.084 megapascuales (MPa), y la formación toma un total de 390 litros durante todo el paso. Usando la Ecuación (126) con un factor de conversión de la unidad SI de uno, un total de 0.084 MPa de presión, y un caudal promedio de 39 litros por minuto se obtienen 40 Lugeons.

$$\text{Valor Lugeon} = \alpha \frac{q}{L} \frac{P_0}{P} = 1 \frac{39 \frac{\text{L}}{\text{min}}}{11.6 \text{ m}} \frac{1 \text{ MPa}}{0.084 \text{ MPa}} = 40 \text{ Lugeons}$$

Un valor de Lugeon de 40 es equivalente aproximadamente a  $5.2 \times 10^{-4}$  cm/s. Como se indica en las definiciones de parámetros para la Ecuación (126), un valor de Lugeon equivale a  $1.3 \times 10^{-5}$  centímetros por segundo en condiciones homogéneas e isotrópicas (Quiñones-Rozo 2010).

El programa de software AcuíferoTest V12 proporciona métodos para interpretar los resultados de la prueba de Lugeon. El manual de usuario proporciona detalles sobre los métodos y los requisitos de datos (Waterloo Hydrogeologic, 2021).

### 15.2.5 Prueba de Vástago de Perforación (*Drill-Stem Test*)

Las estimaciones de la conductividad hidráulica horizontal utilizando un intervalo empacado de un pozo ha sido de interés para la industria petrolera durante muchos años (por ejemplo, Mathews y Russel, 1967; Earlougher, 1977). El procedimiento de prueba del vástago de perforación también es aplicable a la caracterización de algunos entornos hidrogeológicos confinados.

Conceptualmente, una prueba de vástago de perforación implica equipar la sarta de perforación con un sistema de prueba que incluye empacadores, válvulas y sistemas de monitoreo de presión dentro del intervalo de interés. El sistema de empacadores se utiliza para aislar una sección del pozo. Las válvulas se abren al comienzo de la prueba, permitiendo que el fluido de la zona del empacador fluya hacia el vástago de perforación durante un período de tiempo. Luego, se cierra la válvula. El sistema de monitoreo de presión registra las presiones iniciales de la formación y la recuperación de la presión después de que se cierra la válvula. El caudal de descarga se calcula a partir de la velocidad a la que el volumen de agua llena el vástago de perforación una vez que se inicia la prueba. Los análisis de los datos se logran aplicando la teoría de recuperación de la presión, una vez que se cierra el sistema de válvulas. Domenico y Schwartz (1998) presentan una breve discusión sobre el método y el análisis de datos. Además, los detalles y los métodos se pueden encontrar en sitios como [wiki.aapg.org/Drill\\_stem\\_testing](http://wiki.aapg.org/Drill_stem_testing) y en la literatura.

La Sección 16 aborda las pruebas hidráulicas para caracterizar unidades de baja permeabilidad, como unidades de confinamiento o acuitardos.

## 16 Consideraciones Especiales para la Caracterización de Sistemas de Baja Permeabilidad y Acuitardos

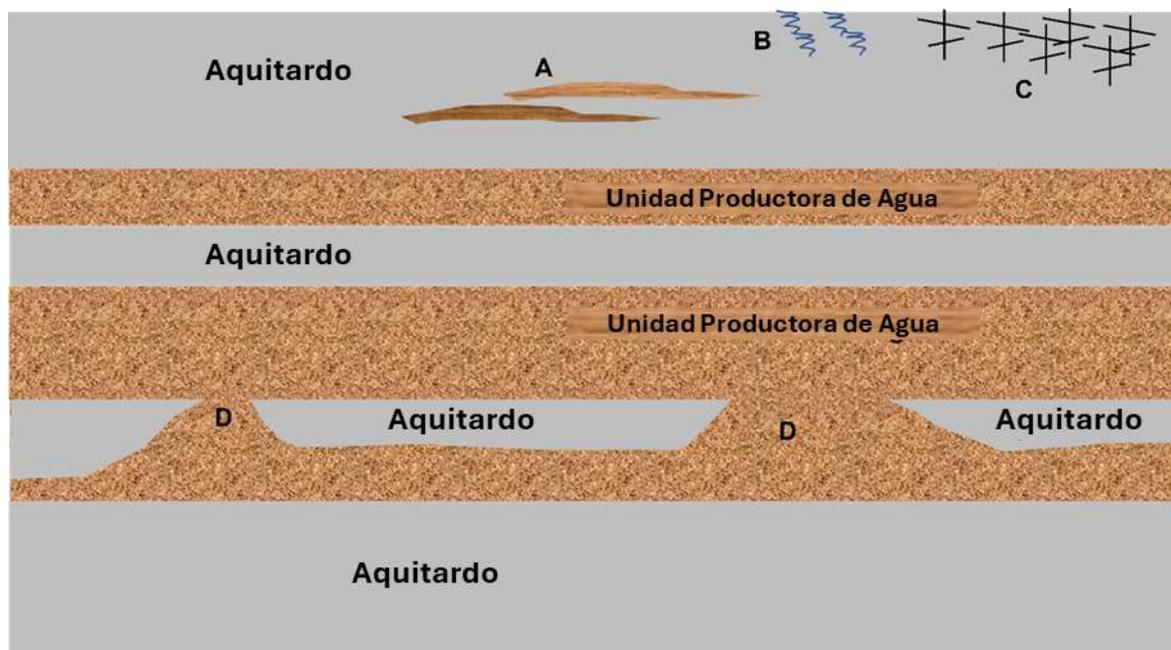
Los materiales geológicos saturados que tienen una baja permeabilidad y no producen suficiente agua para ser utilizados como una fuente de suministro confiable de agua, generalmente se denominan unidades de baja permeabilidad y, cuando confinan un acuífero, acuitardos (Woessner y Poeter, 2020). La caracterización de estos sistemas puede ser más difícil debido a que las pruebas de bombeo *in situ* requieren bajos rendimientos (o caudales) y tienen pequeñas zonas de influencia.

En esta sección todas las unidades de baja permeabilidad que no se consideran acuíferos so cuífugos se agrupan bajo el término general de acuitardos. Los acuitardos retardan el flujo de agua subterránea, lo que los hace menos productivos. Las unidades que impiden casi totalmente el movimiento del agua pueden denominarse acucludos y, si son totalmente impermeables, acuífugos (Woessner y Poeter, 2020). Aunque estos términos implican una permeabilidad decreciente secuencialmente, los términos son sólo cualitativos. En general, la caracterización de unidades de baja permeabilidad es difícil y, en algunos casos, las pruebas estándar de bombeo o de pulso pueden ser poco prácticas, dado que el agua no fluye hacia o desde la unidad a una velocidad lo suficientemente alta como para realizar dichas pruebas.

Dos publicaciones proporcionadas en el sitio web de gw-project.org se refieren específicamente a la caracterización hidrogeológica de los acuitardos. Estos incluyen "*Transporte de contaminantes a través de acuitardos: Guía técnica para la evaluación de acuitardos*", de Bradbury y otros (2006) y "*Transporte de contaminantes a través de acuitardos: una revisión del estado de la-ciencia-*" de Cherry y otros (2006). Aunque estos informes se centran en el transporte de contaminantes, incluyen información detallada sobre el carácter de los acuitardos y las herramientas utilizadas para caracterizar las propiedades hidrogeológicas de estas unidades. Estas publicaciones se destacan porque pueden ampliar la comprensión del lector en la caracterización de los acuitardos, más allá de lo que se proporciona en este libro. Esta sección ofrece una visión general de los métodos para determinar las propiedades de transmisión y almacenamiento de los acuitardos.

### 16.1 Propiedades de los Acuitardos

Los acuitardos se pueden encontrar en o cerca de la superficie del terreno (por ejemplo, formación saturada rica en arcilla) y en profundidad (por ejemplo, unidades de lutita y arenisca). Cuando los acuitardos son extensos y se superponen a acuíferos confinados más profundos, se les conoce comúnmente como unidades de confinamiento (Figura 139). En algunos entornos, estas unidades contienen zonas de materiales de mayor permeabilidad y pueden ser discontinuas.

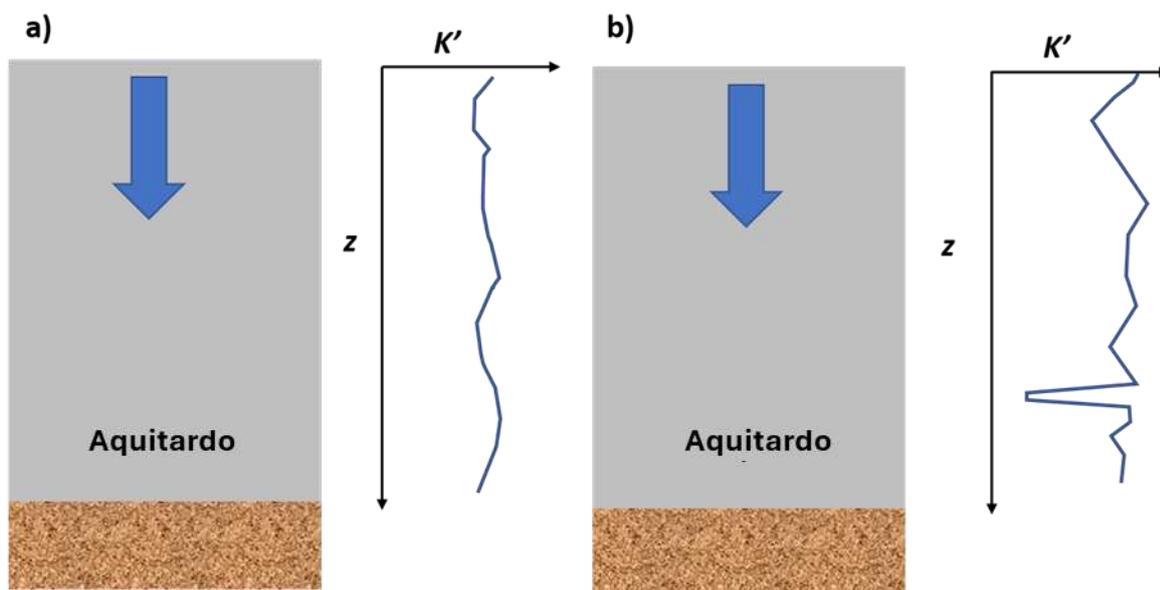


**Figura 139** - Esquema de una secuencia de acuitardos y unidades productivas portadoras de agua. Los acuitardos pueden ser homogéneos, heterogéneos, contener macroporos, fracturas y ventanas erosivas o deposicionales que limitan la extensión local de los acuitardos. El sombreado gris representa un acuitardo homogéneo uniforme. "A" representa un entorno heterogéneo en el que están presentes lentes de material con diferente permeabilidad. "B" muestra los macroporos creados por las raíces cerca de la superficie terrestre. "C" muestra fracturas que pueden estar cerca de la superficie o en profundidad dependiendo de la historia geológica de la región. "D" muestra ventanas dentro de un acuitardo que permiten el movimiento de agua entre unidades productivas portadoras de agua.

A menudo los acuitardos están compuestos de limos y arcillas, lutitas, u otras rocas de baja permeabilidad. Los sistemas ricos en arcilla y limo suelen no litificarse y se depositan en ambientes lacustres, glaciares o marinos. Los acuitardos litificados incluyen areniscas, lutitas, algunas rocas sedimentarias bien cementadas que incluyen precipitados químicos, y rocas ígneas y metamórficas fracturadas (Cherry et al., 2004). En algunos entornos, la porosidad secundaria y la permeabilidad están presentes, con mayor frecuencia como macroporos o fracturas en depósitos cercanos a la superficie y fracturas en formaciones más profundas, características que generalmente mejoran la permeabilidad.

Cherry et al. (2006) y Bradberry et al. (2006) proporcionan buenas revisiones del rol de los acuitardos en la influencia del movimiento de las aguas subterráneas y los contaminantes, así como extensas discusiones sobre los tipos de acuitardos, las historias de deposición y los procesos post-deposicionales que afectan a los acuitardos. Los autores afirman que los acuitardos no compactados, con 10 a 15 por ciento de arcilla, se clasifican como acuitardos arcillosos que limitan efectivamente el flujo y la migración de contaminantes siempre que no contengan trayectorias de flujo preferenciales como agujeros de raíces (depósitos cercanos a la superficie con macroporos) o fracturas. Los estudios hidráulicos que miden gradientes verticales dentro de los acuitardos han demostrado que, en algunos casos, las condiciones que restringen el flujo de agua subterránea no son uniformes, sino que ocurren sobre una porción vertical limitada del

acuitardo, como se muestra en la Figura 140 (p.ej. Cherry et al., 2006; Meyer et al., 2008; Meyer et al., 2014; Meyer et al., 2016). La mayoría de los métodos de caracterización asumen que la distribución de la conductividad hidráulica en un acuitardo es isotrópica y homogénea, aunque la mayoría de los acuitardos son heterogéneos.



**Figura 140** - Esquema de la distribución de la conductividad hidráulica vertical,  $K'$ , en dos acuitardos. La flecha azul representa el agua que fluye hacia abajo. a) El  $K'$  en este ejemplo es relativamente uniforme con la profundidad,  $z$ . b) Este acuitardo tiene una zona aproximadamente al 75 % de la distancia desde la parte superior, donde se indica un  $K'$  bajo. Esta zona controlará la velocidad de movimiento vertical en este sistema.

## 16.2 Métodos de Prueba para Estimar las Propiedades de los Acuitardos

Esta sección se centra en la caracterización física de las propiedades hidrogeológicas de los acuitardos. En este libro, utilizamos deliberadamente los términos *prueba de bombeo* y *prueba hidráulica*, en lugar de prueba de acuífero. Conceptualmente, las técnicas de prueba de bombeo descritas en las secciones anteriores son aplicables tanto a unidades altamente conductoras como, en algunos casos, a unidades de menor permeabilidad que pueden considerarse acuitardos. Esta sección aborda algunos de los métodos específicos utilizados para caracterizar las propiedades hidrogeológicas de acuitardos. Cherry et al. (2006) y Bradberry et al. (2006) también describen los métodos utilizados para evaluar la integridad de los acuitardos, ya que esta condición se relaciona con el potencial de migración de contaminantes desde una fuente impactada a través de un acuitardo.

Cherry et al. (2006) sugieren que la caracterización de las propiedades hidráulicas del acuitardo se puede agrupar en la aplicación de métodos externos e internos. Los métodos internos incluyen: métodos de laboratorio aplicados a muestras y núcleos del acuitardo, pruebas hidráulicas dentro de un pozo que penetra en el acuitardo, y la

observación de las respuestas de la carga hidráulica a la recarga o carga. Los métodos externos, implican el bombeo de una unidad productiva de agua por encima o por debajo de un acuitardo y luego la interpretación de los datos de abatimiento temporal del nivel del agua en los pozos de observación ubicados en la unidad portadora principal de agua y, en algunos casos, en el acuífero y/o acuitardo adyacente.

### 16.2.1 Métodos Internos

La investigación interna directa de un acuitardo incluye la recolección y analizando muestras de núcleos, así como la instalación de pozos y la realización de pruebas de bombeo y/o pruebas de pulso (ensayo slug). Los métodos internos indirectos incluyen el monitoreo de la respuesta del material inconsolidado cercano a la superficie del acuitardo a los eventos de recarga, y el monitoreo de la respuesta del acuitardo a la carga externa.

#### Métodos de Laboratorio

Investigaciones han observado que los valores de las propiedades hidráulicas estimados a partir de investigaciones de laboratorio de muestras de acuitardos homogéneos sin afectaciones secundarias significativas (macroporos desarrollados y/o fracturación) pueden ser equivalentes a los obtenidos de métodos a escala de campo (Cherry et al., 2006). Sin embargo, las muestras a escala de laboratorio de materiales heterogéneos no representan con precisión las propiedades a escala de campo, ya que la densidad y la interconexión general de las zonas de diferentes litologías y características de permeabilidad secundaria pueden estar ausentes, sobrerrepresentadas o subrepresentadas a escala de laboratorio. En algunos casos, las muestras de laboratorio se vuelven a empaquetar y arrojan resultados poco representativos. Cuando se produce cualquiera de estas condiciones, los valores de conductividad hidráulica derivados del laboratorio a menudo subestiman la permeabilidad a escala de campo (Haefner, 2000; Neuzil, 1986; van der Kamp, 2001).

El [Recuadro 9](#) ilustra algunos de los métodos de laboratorio, como el permeámetro de carga hidráulica descendente (*falling-head permeameter*), la celda triaxial (*triaxial cell*) y el consolidómetro, que se utilizan para derivar conductividades hidráulicas de material de baja permeabilidad.

#### Métodos de Campo

En las siguientes subsecciones se describen los métodos internos de campo para caracterizar las propiedades hidrogeológicas de los acuitardos.

#### Pruebas de Bombeo

Conceptualmente, se podría construir un pozo de bombeo y pozos de observación en un acuitardo. Sin embargo, en la mayoría de los casos, el bajo potencial de rendimiento

y la baja permeabilidad de la unidad limitarían el caudal de bombeo y la distancia a la que los pozos de observación responderían. Si hay más unidades permeables debajo o por encima del acuitardo, deben tenerse en cuenta en el análisis. En algunos casos, puede ser más útil bombear un sólo pozo a una velocidad baja y constante con mediciones de abatimiento y tiempo. Esto se discute en la Sección 12. Si se realiza una prueba de bombeo exitosa, las respuestas de abatimientos en el acuitardo se analizarán utilizando los métodos descritos en las Secciones 7 a 10.

### Pruebas de Pulso (Ensayos Slug)

Las pruebas de pulso, como se describe en la Sección 14, determinan las conductividades hidráulicas horizontales internas de las secciones filtrantes de los acuitardos. Los valores de conductividad hidráulica reflejan la naturaleza del material a unos pocos metros del intervalo de prueba. Es posible que la naturaleza local de la prueba no refleje las condiciones en las que la permeabilidad secundaria o la heterogeneidad del material dominan la formación. Las pruebas de pulso no proporcionan una medición directa de la conductividad hidráulica vertical. A menudo se asume que las estimaciones de la conductividad hidráulica vertical son un orden de magnitud menor que los valores horizontales en rocas o sedimentos estratificados. Sin embargo, en algunos casos, las relaciones de conductividad hidráulica horizontal a vertical pueden ser de 1000:1 (Anderson et al., 2015). Por el contrario, la conductividad hidráulica vertical del acuitardo puede ser mayor que los valores horizontales en materiales de laterita o saprolita donde pueden estar presentes estructuras remanentes como vetas de cuarzo meteorizadas (Cherry et al., 2004).

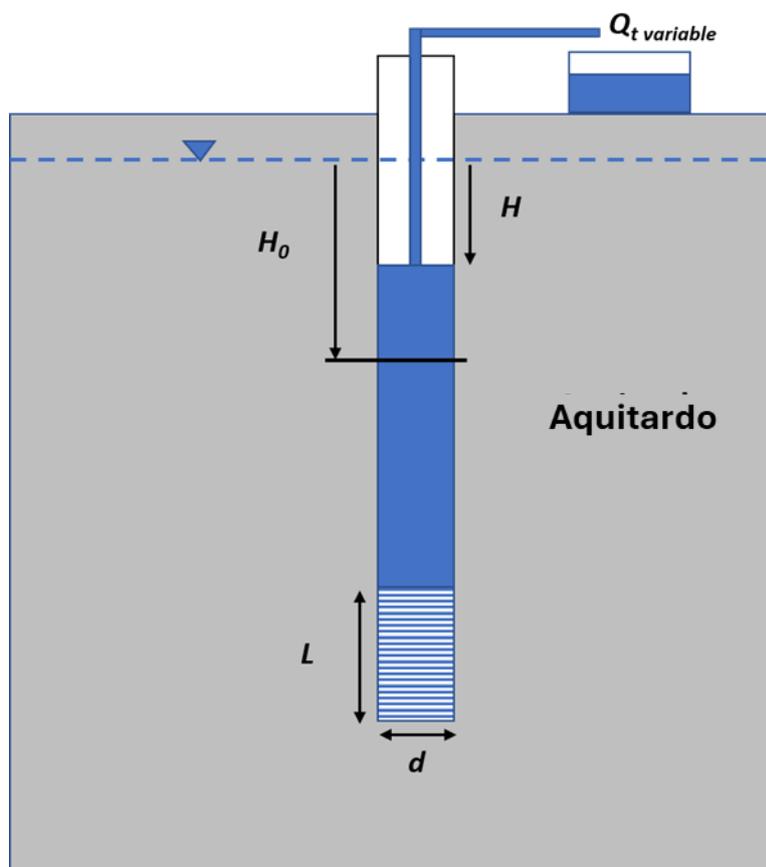
Los cambios en la conductividad hidráulica cercana al pozo pueden ocurrir cuando se instalan pozos y piezómetros en acuitardos no litificados (por ejemplo, Cherry et al., 2006). La perforación puede dejar muestras de limo y arcilla a lo largo de la pared del pozo, lo que reduce la permeabilidad. Este efecto de zona dañada (*skin effect*) retarda artificialmente la velocidad de respuesta de la carga hidráulica, lo que hace que se subestimen los valores de conductividad hidráulica. Si los procesos de perforación, terminación y desarrollo del pozo mejoran la permeabilidad, los valores de conductividad hidráulica en el pozo se sobreestimarán. Los intervalos perforados deben desarrollarse antes de la prueba (p. ej., Sterrett, 2007).

Las respuestas de las pruebas de pulso en los acuitardos están sobreamortiguadas, como se discutió en la Sección 12. En los acuitardos, los cambios en la carga hidráulica durante una prueba de pulso ocurren lentamente y pueden tardar horas, días o meses en recuperarse por completo. En algunos entornos de baja permeabilidad, el nivel estático del agua después de la perforación y finalización de un piezómetro o pozo de monitoreo puede estar por debajo del nivel completamente recuperado. A menudo, la recopilación de datos sobre el nivel del agua a durante la recuperación puede utilizarse como una prueba de

salida de slug (*slug-out*) y analizarse en consecuencia, como se explica en la Sección 14. En materiales de baja permeabilidad, se utilizan pozos de monitoreo con diámetros pequeños (volúmenes más pequeños a llenar) para observar el cambio de altura. El diseño de los pozos de acuitardo debe adaptarse a métodos de pruebas de pulso o neumáticos, y a las herramientas de control del nivel del agua.

### Prueba de Abatimiento Constante

La caracterización de una unidad de baja permeabilidad también puede evaluarse utilizando un método de abatimiento constante. Este método generalmente implica que la carga hidráulica en el pozo suba o baje y, en algún momento durante la recuperación, el agua se inyecta o extrae continuamente a caudales variables para mantener la carga hidráulica constante. Los datos recopilados son los factores de diseño del pozo y la tasa de entrada o salida de flujo,  $Q$ , necesaria para mantener la carga no recuperada ( $H$ ) constante (p.ej., Mieussens & Ducasse, 1977; Tavenas et al., 1990; Neville & Markle, 2000) como se ilustra en Figura 141.



**Figura 141** - Configuración de una prueba de pulso de salida de slug (*slug-out*) de descenso de nivel constante en un pozo de monitoreo. La línea azul discontinua es el nivel estático del agua. Se retira un porcentaje de la columna de agua del pozo ( $H_0$ ) y en algún momento durante la recuperación se estabiliza la carga hidráulica no recuperada,  $H$ , en el pozo mediante la extracción de volúmenes de agua a lo largo del tiempo. El tiempo de prueba,  $t$ , comienza cuando inicia el caudal variable.  $L$  es la longitud del intervalo perforado y  $d$  es el diámetro del pozo.

Tavenas et al. (1990) desarrollaron un método para analizar los datos utilizando gráficas de  $Q(t)$  versus  $1/t^{0.5}$ . Esta relación debe ser lineal después de 5 a 10 minutos desde el inicio de la prueba. Utilizando un gráfico aritmético, se ajusta una línea a la parte lineal de los datos y luego se extrapola a  $1/t^{0.5} = 0$ . El flujo en estado estacionario,  $Q_{infinitidad}$ , está determinado por la intersección con el eje y. Usando el caudal en estado estacionario,  $Kh$  se calcula como se muestra en la Ecuación (127).

$$K_h = \frac{Q_{infinitidad}}{F H} \quad (127)$$

donde:

- $K_h$  = conductividad hidráulica vertical ( $LT^{-1}$ )
- $Q_{infinitidad}$  = caudal de flujo estacionario de la gráfica ( $L^3T^{-1}$ )
- $F$  = factor de forma para el pozo de monitoreo (función de radio, longitud de la rejilla y otros factores) (L)
- $H$  = carga hidráulica sin recuperación (L)

El factor de forma puede ser aproximado como lo sugiere Hvorslev (1951) y se muestra en la Ecuación (128).

$$F = \frac{2 \pi L}{\ln \left( \frac{L}{d} + \left( 1 + \left( \frac{L}{d} \right)^2 \right)^{.5} \right)} \quad (128)$$

donde:

- $L$  = longitud perforada (L)
- $d$  = diámetro del intervalo perforado (L)

Tavenas et al. (1990) proporcionan un análisis adicional de los parámetros. La solución de Jacob-Lohman (1952) descrita por Lohman (1972), también se puede aplicar para analizar pruebas de carga hidráulica constantes. Este método supone una carga constante de un pozo que fluye hacia donde se registra el cambio en la descarga a lo largo del tiempo.

Cuando el material acuitado se encuentra en la superficie o cerca de ella, la permeabilidad se ha estudiado utilizando otros métodos referenciados por Cherry et al. (2006). Estos incluyen el monitoreo y análisis de los cambios en la carga hidráulica dentro del acuitado inducidos por

- recarga natural por precipitación (por ejemplo, Davis 1972; Keller et al., 1989; Boldt-Leppin y Hendry 2003),
- flujo dentro de una cavidad grande perforada (Keller et al., 1989), y
- cargas y descargas de construcción (van der Kamp y Maathuis, 1985).

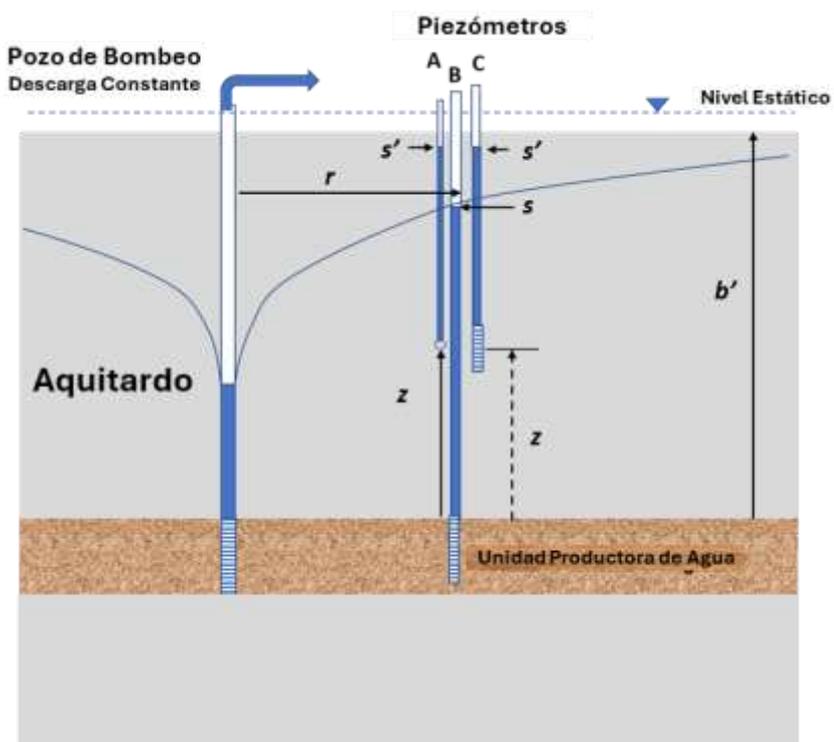
Las propiedades de los acuitardos también pueden estimarse a partir de la calibración de modelos numéricos unidimensionales y tridimensionales, utilizando datos de pruebas hidráulicas del sitio (por ejemplo, Pavelko, 2004; Hart et al., 2005; Anderson et al., 2015).

## 16.2.2 Métodos Externos

Los métodos externos incluyen el bombeo de unidades de agua adyacentes y la observación de los cambios en los niveles de agua en el acuitardo o en los pozos de monitoreo en el acuífero bombeado. En las siguientes subsecciones se presentan ejemplos de estos métodos.

### Prueba de bombeo con un Pozo de Observación en el Acuitardo

Neuman y Witherspoon (1972) desarrollan un método para determinar la difusividad,  $K'/Ss'$  (conductividad hidráulica horizontal del acuitardo y almacenamiento específico), cuando se realiza una prueba de bombeo en el acuífero subyacente o suprayacente, y se instala un pozo de monitoreo o piezómetro en el acuitardo, en conjunto con un pozo de monitoreo en el acuífero como se muestra en la Figura 142. El pozo en acuitardo y el pozo de observación del acuífero se encuentran a la misma distancia radial del pozo de bombeo. Cuando no hay un pozo de monitoreo del acuífero, el abatimiento en el acuífero bombeado se puede proyectar para la distancia radial especificada utilizando un análisis de Theis de los datos de prueba (Neuman y Witherspoon, 1972).



**Figura 142** - Esquema de una prueba de bombeo realizada en un acuífero y pozos de observación en esa unidad (pozo B), así como en el acuitardo suprayacente (pozo C).  $z$  es la distancia desde la parte superior de la unidad portadora de agua hasta el intervalo abierto del pozo de observación en el acuitardo. Neuman y Witherspoon (1972) asumieron que la abertura del pozo de observación estaba representada por un punto (indicado por A). Rowe y Nadarajah (1993) explicaron la longitud de la rejilla filtrante del pozo, donde  $z$  es la distancia desde el límite hasta el centro de la rejilla del pozo (discontinua) (C). La distancia radial hasta el pozo de observación es  $r$ . El espesor de la unidad de acuitardo es  $b'$ . En un momento posterior al inicio del bombeo y cuando se observa el abatimiento en el acuitardo, se registran los valores de abatimiento  $s'$  en el acuitardo y  $s$  en la unidad que se está bombeando (medidos a partir de la elevación estática inicial del nivel del agua).

El método asume que las unidades que se bombean y los acuitardos son infinitos en extensión lateral y que los pozos de monitoreo están ubicados a unos 60 m o menos del pozo de bombeo. Las observaciones detalladas del abatimiento se deben recopilar en los primeros momentos de prueba. La respuesta útil del tiempo inicial del abatimiento en la unidad principal de agua bombeada y en el acuitardo, están restringidas de manera conservadora como se indica en Ecuación (129).

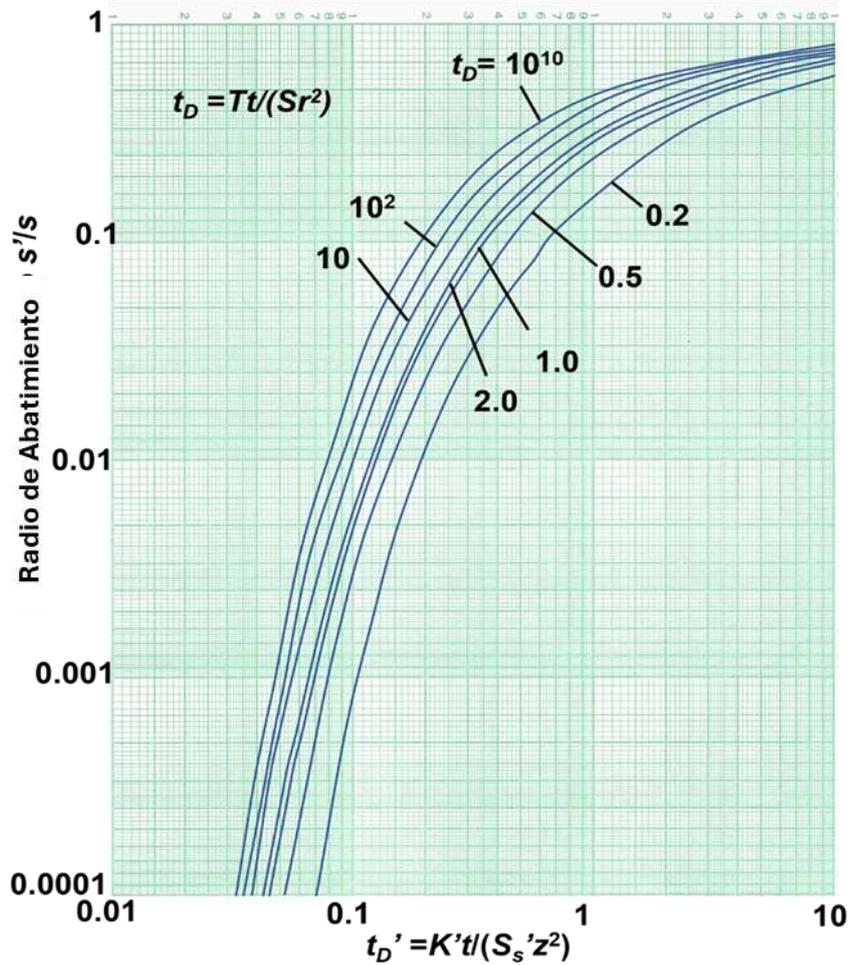
$$t \leq 0.1 \frac{S_s' b'^2}{K'} \quad (129)$$

donde:

- $t$  = tiempo desde que inicia el bombeo (T)
- $S_s'$  = almacenamiento específico del acuitardo ( $L^{-1}$ )
- $b'$  = espesor del acuitardo (L)
- $K'$  = conductividad hidráulica del acuitardo (isótropo) ( $LT^{-1}$ )

El tiempo calculado por la Ecuación (129) se considera demasiado conservador (Neuman y Witherspoon, 1969). Sugieren que el límite de tiempo inicial se puede determinar observando cuándo la porción en línea recta de un gráfico de abatimiento de tiempo logarítmico para un pozo de observación en el acuitardo, comienza a alejarse de una pendiente lineal.

A una distancia radial ( $r$ ) y un tiempo seleccionado ( $t$ ), se mide el abatimiento ( $s$ ) en un pozo de monitoreo en la unidad portadora de agua y el abatimiento ( $s'$ ) en un pozo de monitoreo o piezómetro ubicado en el acuitardo. Ambos pozos están ubicados a la misma distancia radial del pozo de bombeo. Neuman y Witherspoon (1972), asumieron que el piezómetro en el acuitardo está representado como un punto (el punto medio del intervalo abierto) y que los cambios de carga son instantáneos. Desarrollaron varias curvas que relacionan la relación de abatimiento con los parámetros,  $tD$  y  $tD'$  (Figura 142). Como se indicó anteriormente, se pueden generar curvas adicionales para la coincidencia a partir de la solución analítica adecuada.



**Figura 143** - Neuman y Witherspoon (1972) muestran la relación entre el abatimiento en la unidad bombeada y un pozo de observación (fuente puntual) en un acuitardo ( $s'/s$ ), y factores  $t_D$  y  $t_D'$ . Los valores de  $t_D$  entre  $10^2$  y  $10^{10}$  están muy próximos entre sí y pueden ser interpolados (modificado de Neuman y Witherspoon (1972), y Rowe y Nadarajah (1993)).

Los parámetros son definidos como se muestra en las Ecuaciones (130) and (131).

$$t_D = \frac{Tt}{Sr^2} \quad (130)$$

donde:

- $T$  = transmisividad de la unidad bombeada ( $L^2T^{-1}$ )
- $t$  = tiempo desde que inicio el bombeo (T)
- $S$  = almacenamiento en la unidad de bombeo (adimensional)
- $r$  = distancia radial al piezómetro en el acuitardo (L)

y

$$t_D' = \frac{K't}{S_s'z^2} \quad (131)$$

donde:

- $K'$  = conductividad vertical del acuitardo ( $LT^{-1}$ )

- $t$  = tiempo desde que inicio el bombeo (T)
- $S_s'$  = almacenamiento específico en el acuitardo ( $L^{-1}$ )
- $z$  = distancia vertical desde el límite superior del acuífero al piezómetro del acuitardo (L)

Cuando  $t_D$  es menor que 100, las estimaciones de  $t_D'$  deben utilizar las relaciones que se muestran en la Figura 143. Si  $t_D$  es mayor que 100, varias curvas se trazan muy cercanas entre sí, y los valores estimados de  $t_D'$  a menudo se determinan utilizando la curva etiquetada como  $10^2$ . Esto proporciona resultados aceptables con un pequeño error (por ejemplo, Neuman y Witherspoon, 1972; Rowe y Nadarajah, 1993).

El método de la relación requiere que las estimaciones de  $T$  y  $S$  se calculen para la unidad portadora de agua que se bombea utilizando datos tempranos cuando las tasas y volúmenes de fuga (o drenaje) son bajos. A menudo se puede aplicar una técnica de análisis de Theis.

Idealmente, un pozo de monitoreo estándar se instala en la unidad bombeada a la misma distancia radial del pozo de bombeo, que el pozo de monitoreo en la unidad confinante. Una vez más, en los primeros tiempos, se calcula la relación entre el abatimiento en el pozo del acuitardo y en el pozo de monitoreo del acuífero,  $s'/s$ . La relación de  $s'/s$  y el valor calculado de  $t_D$  se utilizan para determinar un valor de  $t_D'$  a través de la lectura en el eje  $x$  de la Figura 143. La variable desconocida es  $K'/S_s'$ . Un valor de  $S_s'$  es derivado de pruebas de consolidación como se describe en el [Recuadro 9.3](#) o de la literatura como se explica en el [Recuadro 2](#). Una vez que  $S_s'$  es estimado, se calcula el valor de  $K'$ . Neuman y Witherspoon (1972) reportaron valores de  $K'/S_s'$  como representativos de la porción de un acuitardo definida por la distancia  $z$  (p.ej., la porción del acuitardo dentro de la distancia  $z$  desde la unidad acuífera, la cual podría sobreponer o subyacer al acuitardo).

Rowe y Nadarajah (1993) modificaron el método de la relación de Neuman y Witherspoon (1972) al tener en cuenta la longitud perforada de un pozo de monitoreo en un acuitardo. Esto contrasta con la suposición de ubicación puntual de Neuman y Witherspoon (1972) como se muestra en la Figura 142. Señalan que el método de la relación utilizaba la suposición de que el piezómetro tenía una respuesta inmediata al cambio de presión en el acuífero. Rowe y Nadarajah (1993) abordaron los efectos del uso de intervalos perforados de longitud finita en pozos de acuitardo y presentaron gráficos con factores de corrección para los datos de abatimiento en pozos de monitoreo de acuitardo. La ubicación de la medición se representa como el punto medio del intervalo filtrante. También examinaron el efecto de los pozos de monitoreo de acuitardos ubicados cerca de la parte superior del límite de la unidad bombeada, como se expresa en la Ecuación (132). Rowe y Nadarajah (1993) proporcionan más detalles en su publicación.

$$K' = \frac{t_D' S_s' z^2 B_2^2}{t B_1} \quad (132)$$

donde:

$t_D' = K't/(S_s'z^2)$  de Figura 1 en Rowe and Nadarajah (1993) el cual es el mismo que en Figura 142 en este texto ( $L^2$ )

$S_s' =$  almacenamiento específico del acuitardo ( $L^{-1}$ )

$z =$  distancia desde el acuífero al punto medio de la rejilla del piezómetro en el acuitardo (L)

$t =$  tiempo transcurrido desde inicio del bombeo (T)

$B_1 =$  factor de corrección por tiempo (Figura 5 in Rowe and Nadarajah, 1993) (adimensional)

$B_2 =$  factor de corrección por tiempo (Figura 8 in Rowe and Nadarajah, 1993) (adimensional)

Se reproducen las cifras de los factores de corrección de Rowe y Nadarajah (1993) en el [Recuadro 10](#) para los lectores de The Groundwater Project que no tienen acceso a revistas comerciales.

En algunos entornos, se colocan varios pozos de monitoreo en un acuitardo y se bombea el acuífero subyacente o suprayacente para determinar cualitativamente si el acuitardo es homogéneo o contiene heterogeneidades, como zonas de alta permeabilidad o fracturas. Grisak y Cherry (1975) llevaron a cabo una secuencia de pruebas de bombeo con pozos en un acuífero cubierto por un acuitardo superficial rico en arcilla. Se instalaron pozos de monitoreo de varios niveles en el acuitardo. Al comparar las tasas y magnitudes de las respuestas, interpretaron que algunos pozos estaban terminados en bloques de matriz no fracturada, mientras que otros interceptaban fracturas en el acuitardo. Luego, utilizaron el análisis de Hantush de las pruebas de bombeo para derivar valores de  $K'$  a gran escala para los acuitardos y modelos de elementos finitos para ajustar las estimaciones de  $K'$  de modo que los resultados del modelo coincidieran con los niveles de agua observados en los pozos de monitoreo.

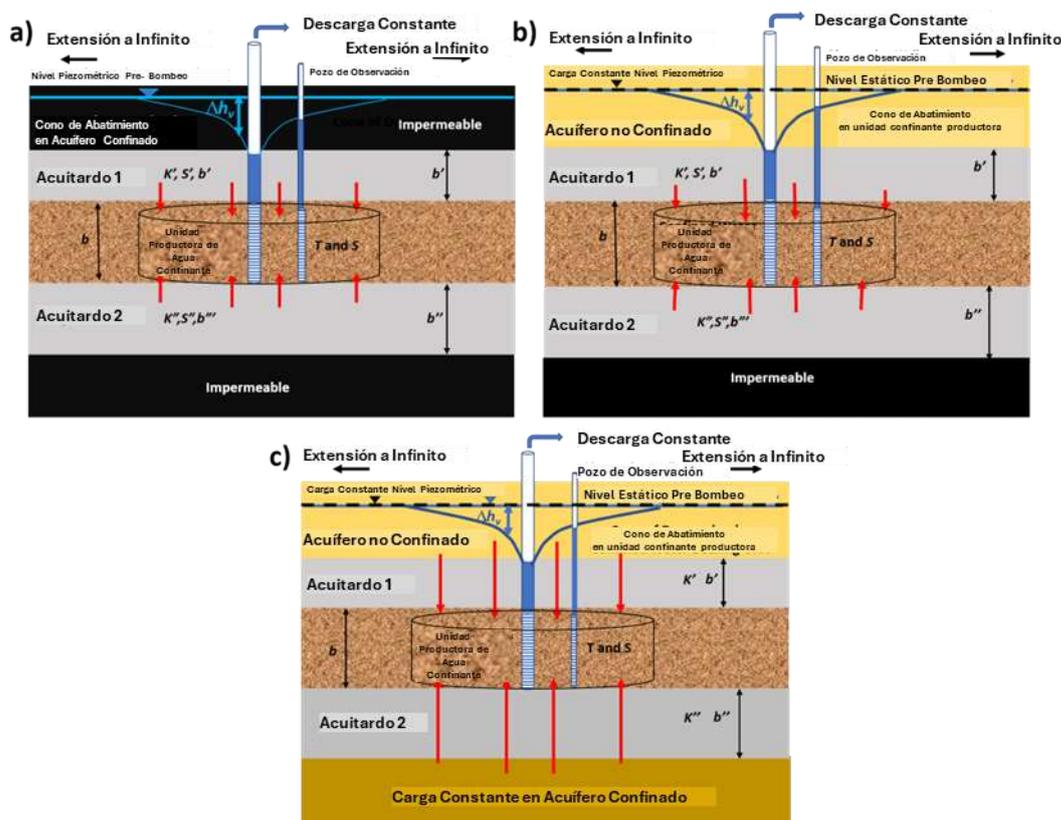
### Pruebas de Bombeo con Pozos de Observación en Unidades Productivas Adyacentes

Las pruebas de bombeo realizadas en unidades productivas portadoras de agua confinadas por acuitardos, proporcionan información sobre las propiedades hidráulicas de los acuitardos. Si las respuestas del nivel del agua al bombeo reflejan la solución de Theis, entonces los acuitardos están actuando como unidades impermeables. En estos casos, las tasas de fuga o drenaje a través del acuitardo y el agua liberada del almacenamiento del acuitardo, son lo suficientemente pequeñas y el acuitardo se considera impermeable (acuicludo).

Por el contrario, si los abatimientos del acuífero reflejan la adición de agua a través del acuitardo, los análisis de prueba de bombeo pueden proporcionar información sobre la

conductividad hidráulica vertical del acuitardo y, en algunos casos, las propiedades de almacenamiento de la unidad confinante adyacente.

Cuando los resultados de las pruebas de bombeo coinciden con los modelos de Hantush-Jacob o Hantush, para acuíferos semiconfinados, las propiedades generales de los acuitardos asociados se pueden determinar cómo se ilustra en la Figura 144. Esta figura repite imágenes de la Figura 49 para la conveniencia de los lectores al recordar la configuración del sistema de aguas subterráneas. Los métodos de análisis se discuten en la Sección 9 y no se repiten aquí.



**Figura 144** - Métodos estándar de pruebas de bombeo que proporcionan propiedades hidrogeológicas de las unidades confinantes asociadas con una unidad portadora de agua confinada.

- a) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua del almacenamiento de una o dos capas confinantes, cuando las capas suprayacentes y subyacentes no son permeables.
- b) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua del almacenamiento de capas confinantes suprayacentes y/o subyacentes, así como fugas o drenaje de agua a través de la capa confinante desde una unidad altamente transmisiva, como un acuífero freático no confinado.
- c) Abatimiento en un acuífero confinado que recibe agua por flujo directo a través de una capa confinante que tiene un almacenamiento insignificante, provenientes de un acuífero altamente transmisivo ubicado por encima y/o por debajo de la capa confinante.

Los acuitardos generalmente restringen el movimiento de las aguas subterráneas y los contaminantes. Al construir modelos conceptuales, desarrollar balances de agua, mapear rutas de flujo, evaluar los tiempos de residencia y construir modelos numéricos

tridimensionales, es tan importante establecer las propiedades de los acuitardos como de los acuíferos. Esta sección proporciona métodos básicos utilizados para caracterizar los acuitardos. Se pueden encontrar métodos adicionales en la literatura, y se recomienda al lector consultar estos recursos cuando se evalúan entornos más complejos (por ejemplo, Cherry et al., 2006; Bradberry et al., 2006).

## 17 Conclusión

Este libro tiene como objetivo proporcionar al lector los fundamentos conceptuales, matemáticos y prácticos de las pruebas hidráulicas, y cómo se utilizan para obtener las propiedades hidrogeológicas de los sistemas de agua subterránea. Proporciona conceptos y métodos básicos para realizar y analizar pruebas hidráulicas. Los valores a escala de campo de la conductividad hidráulica, la transmisividad y la capacidad de almacenamiento, derivados de las pruebas hidráulicas respaldan todas las investigaciones hidrogeológicas a escala regional y local.

Este libro presenta los métodos utilizados para analizar los datos de pruebas, además de exponer la mecánica de la realización de pruebas de bombeo, pruebas de pulso (ensayos slug) y pruebas con empacadores (de packer). Se hizo hincapié en las limitaciones de la aplicación de modelos analíticos (ecuaciones analíticas) para pronosticar las respuestas futuras de los acuíferos al bombeo, y para ajustar las respuestas observadas de las pruebas hidráulicas a los modelos básicos existentes. La explicación e ilustración de los métodos manuales de ajuste de curvas se presentó intencionalmente para que el lector comprenda claramente los procesos utilizados para derivar propiedades hidrogeológicas al aplicar herramientas de análisis automatizadas.

La aplicación responsable de modelos analíticos básicos es uno de los objetivos de este libro. Los programas de análisis de pruebas de bombeo y de pulso disponibles aplican estos mismos modelos. Al prepararse para analizar las pruebas de bombeo, es fácil abrir un programa de software comercial con 20 métodos analíticos disponibles que describen una amplia variedad de configuraciones, y luego, sin tener en cuenta adecuadamente el tipo de acuífero, el diseño del pozo o las condiciones de prueba, generar "mágicamente" estimaciones de parámetros hidrogeológicos utilizando enfoques de mejor ajuste. Sostenemos que, sin conocer las restricciones bajo las cuales se desarrollaron los modelos individuales (supuestos y restricciones) y sin comprender las sutilezas del proceso de ajuste de curvas (ajuste de las curvas tipo y el conjunto de datos observados), el software fácil de usar puede ser fácilmente mal utilizado. Tales acciones ocurren a pesar de que los desarrolladores de software hacen todo lo posible para proporcionar a los usuarios información detallada, incluida la descripción de suposiciones y limitaciones de cada herramienta analítica proporcionada. El contexto hidrogeológico de cada sitio de prueba determina los posibles modelos conceptuales apropiados, y no al revés (es decir, obtener un buen ajuste en el software automatizado no significa que el análisis sea apropiado para un sitio). El modelo conceptual seleccionado debe evaluarse cuidadosamente para determinar si describe adecuadamente la configuración de campo que se está evaluando. En muchos casos, las condiciones de campo no dan como resultado datos que encajen bien con los modelos analíticos. Esto se debe a que suposiciones como que la unidad probada es

homogénea, isotrópica e infinita en extensión lateral, pueden no representar con precisión las condiciones reales en el sitio de prueba.

Al igual que con los enfoques de prueba de bombeo, los métodos de prueba de pulso (ensayo slug) y con empacadores (de packer), también deben adaptarse al entorno hidrogeológico. Al realizar este tipo de pruebas es importante que se evalúen las propiedades de la formación en lugar de las condiciones de intervalo perforado y los efectos de la zona dañada (*skin effect*). La formación debe estar conectada libremente al intervalo filtrante/abierto. En algunos casos, la recopilación de datos requiere el registro de los cambios de carga hidráulica en fracciones de segundo, mientras que otros requieren meses.

La sección sobre el análisis de los resultados de las pruebas de bombeo de un único pozo se presenta porque las investigaciones de aguas subterráneas son costosas. Es posible que los fondos asignados al proyecto no permitan la perforación de nuevos pozos, específicamente para pruebas de bombeo y pruebas de pulso (ensayos slug). El bombeo de un único pozo y el registro de los datos de abatimiento en el tiempo, durante una prueba escalonada y una prueba de caudal constante, proporcionan información sobre la pérdida de pozo y estimaciones razonables de la transmisividad. La evaluación de múltiples resultados de pruebas de rendimiento, según los registros de perforación, suele ser adecuada para estimar el orden de magnitud de la transmisividad de un sistema, sin necesidad de realizar nuevas pruebas de pozos.

Muchos autores han formulado modelos analíticos adicionales para una amplia variedad de condiciones hidrogeológicas desde que Theis (1935) desarrolló inicialmente su solución analítica y su método de ajuste de curvas. Las soluciones analíticas siguen siendo las principales herramientas utilizadas para analizar los datos de las pruebas de bombeo. Cuando las condiciones son más complejas, hay menos modelos analíticos disponibles. Esto a veces se puede abordar mediante la combinación de soluciones analíticas (por ejemplo, la superposición para incluir la interferencia del pozo y los límites hidráulicos; o métodos de elementos analíticos como los descritos por Haitjema (1995)). En otros casos, se utilizan herramientas de modelado numérico de flujo de aguas subterráneas calibradas con datos de pruebas hidráulicas para evaluar las magnitudes y distribuciones de los parámetros hidráulicos, así como el efecto de las condiciones de contorno en entornos hidrogeológicos complejos (por ejemplo, Anderson et al., 2015). Estas herramientas son más flexibles a la hora de representar entornos anisotrópicos y heterogéneos con condiciones de contorno complejas y múltiples capas. Sin embargo, los modelos analíticos relativamente simples se utilizan con mayor frecuencia para analizar los resultados de las pruebas hidráulicas y para la estimación de  $K$ ,  $T$ ,  $S$  y  $S_s$ . Cuando se aplican con cuidado, los resultados analíticos proporcionan a los hidrogeólogos características del acuífero y del acuitardo necesarias para cuantificar los flujos de aguas subterráneas, y para pronosticar las respuestas al bombeo y a las perturbaciones naturales del sistema de aguas subterráneas.

## 18 Ejercicios

Estos problemas se centran en el análisis de los datos de la prueba de bombeo y de la prueba de caudal variable. El ajuste de curvas o las interpretaciones en línea recta se pueden utilizar según corresponda para analizar los datos de abatimiento vs tiempo. Los datos se pueden graficar manualmente en papel milimetrado suministrado en el Recuadro 1, utilizando programas de hoja de cálculo (por ejemplo, Excel®), métodos de solución de código abierto o paquetes de software disponibles comercialmente. En algunos casos, puede ser útil copiar las figuras de la curva de tipo presentadas en este libro en un programa (p. ej., PowerPoint®; Excel®) que permite al usuario estirar los ejes para que coincidan con los gráficos de los datos de abatimiento en el tiempo que ha preparado. Recuerde que, al inspeccionar manualmente las curvas de tipo y los conjuntos de datos, las escalas de los gráficos deben coincidir.

También se pueden aplicar versiones de demostración gratuitas de los tres softwares de pruebas hidráulicas más populares, según corresponda, para completar estos problemas, que incluyen

- AQTESLOV ([aqtesolv.com](http://aqtesolv.com) ↗),
- AcuiferoTest ([waterloohydrogeologic.com](http://waterloohydrogeologic.com) ↗) con 15 días de prueba versión disponible en este links [link](#) ↗, and
- Acuifero<sup>win32</sup> Versión 6 ([groundwatermodels.com](http://groundwatermodels.com) ↗) con versión de demostración disponible en zip file que se puede disponer en este linkt ↗.

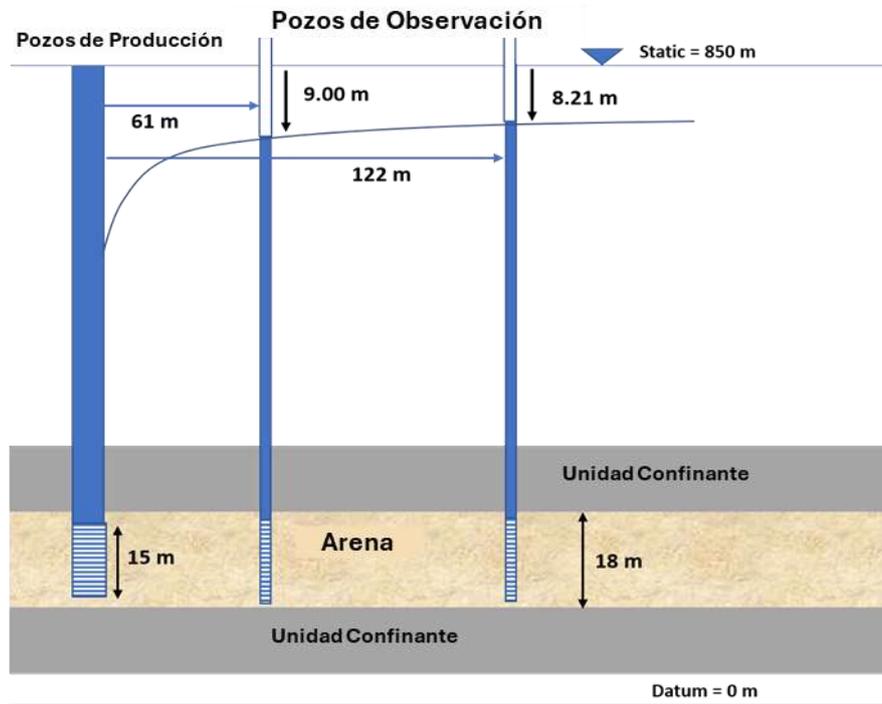
Dominar el uso de uno o más de estos programas lleva tiempo. Los archivos de ayuda y la documentación están disponibles en los sitios web.

Recomendamos que el lector utilice primero un método manual de ajuste de curvas como se describe en las secciones anteriores, antes de aplicar modelos numéricos. Esto se alinea con nuestro objetivo de que el hidrogeólogo comprenda los principios fundamentales utilizados en los análisis de pruebas hidráulicas. Después de completar una solución estándar de ajuste de curvas, se puede derivar un ajuste por software.

Cuando se ejecutan ambos métodos, los resultados deben compararse y contrastarse. [Recuadro 11](#) ↴ proporciona soluciones AQTESOLV para los problemas 1, 2, 3 y 5 y las compara con resultados obtenidos mediante ajuste manual.

## Ejercicio 1

Un pozo de producción de 0.2 m de diámetro terminado en un acuífero de arena confinado se bombeó continuamente a 300 L/minuto durante 10 horas. Los niveles de agua en el pozo de bombeo y en dos pozos de observación parecieron estabilizarse aproximadamente a las 6 horas como se muestra en esta imagen.



Sección transversal de una unidad acuífera confinada de arena. El pozo de producción se bombea a una tasa constante de 300 L/min durante 10 horas y se observa el descenso en dos pozos de observación en lo que parecen ser condiciones de estado estacionario. Se muestran los abatimientos de los niveles estáticos de agua previos al bombeo, junto con las distancias radiales de los pozos desde el pozo de producción.

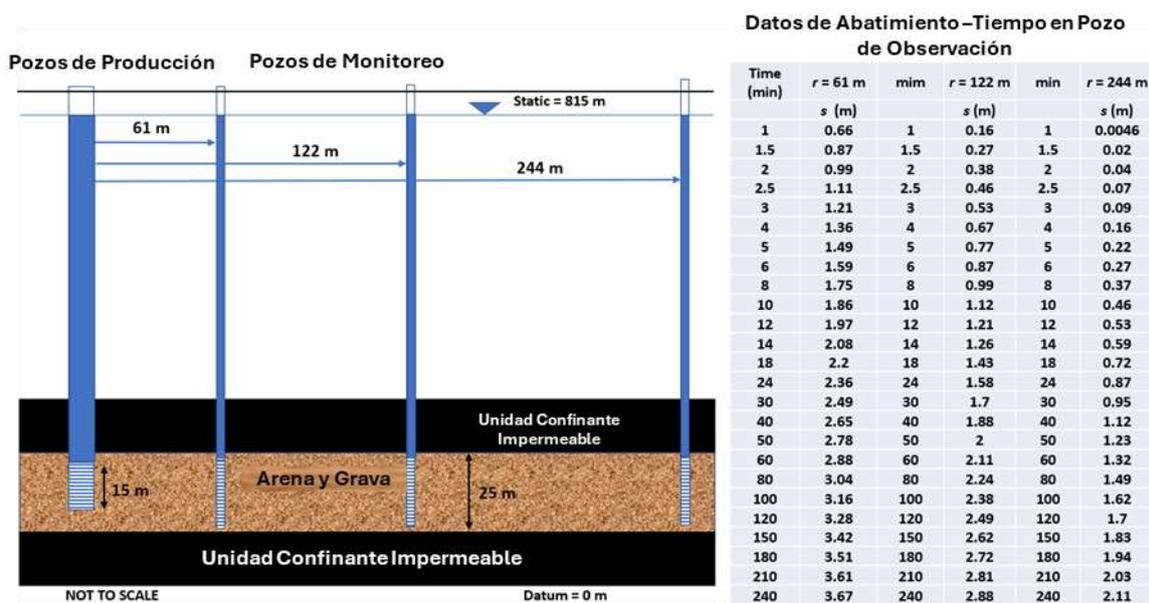
- Suponiendo que la prueba de bombeo alcanzó el estado estacionario o el estado pseudo estacionario a las 10 horas, calcule  $T$  y  $K$ .
- ¿Es necesario tener en cuenta los efectos de la penetración parcial en los datos del pozo de observación? ¿Por qué sí o por qué no?
- Suponiendo que el radio del pozo de producción es de 0.1 m y el abatimiento medido en el pozo de bombeo es de 24 m, calcule la eficiencia del pozo de producción (es decir, el abatimiento medido dividido por el abatimiento teórica). Será útil un gráfico semilogarítmico de descenso (escala aritmética) vs la distancia (escala logarítmica) utilizando los datos del pozo de observación.

[Solución al Ejercicio 1](#) ↴

[Regreso al texto Ejercicio 1](#) ↲

## Ejercicio 2

Se realiza una prueba de bombeo en un pozo de producción ubicado en un extenso acuífero de arena y grava, isotrópico, homogéneo, de 25 m de espesor, totalmente confinado. El pozo de producción tiene un tramo filtrante de 15 m. El pozo se bombea a un caudal constante de 1,200 m<sup>3</sup>/d durante 240 min. Los datos de abatimiento en el tiempo se recopilan en tres pozos de observación ubicados a 61 m, 122 m y 244 m del pozo de bombeo, como se muestra en la imagen a continuación. Un archivo de Excel® con los datos de tiempo abatimiento está disponible en la página Web de este libro [página web para este libro](#) <sup>7</sup>.



Información relacionada con el Ejercicio 2. Un pozo de producción se bombea a un caudal constante en un acuífero totalmente confinado, isotrópico y homogéneo que es infinito en extensión lateral. Los datos de abatimiento en el tiempo se recopilan de tres pozos de observación. La configuración de la ubicación del pozo de bombeo, la longitud de los filtros y la ubicación de los pozos de observación, se muestran en sección transversal. Se presentan conjuntos de datos de abatimiento temporal para los tres pozos de observación (modificados de Lohman, 1972).

- Prepare los gráficos logarítmicos de los datos de abatimiento temporal para cada uno de los pozos de observación. Mediante el ajuste manual o automatizado de curvas, determine los valores de transmisividad y almacenamiento para cada conjunto de datos.
- Compare y contraste los valores calculados. ¿Deberían ser todos iguales? Si no es así, ¿cómo presentaría los resultados al propietario del pozo?
- El análisis del bombeo de un acuífero confinado también se puede realizar utilizando el método de línea recta de Cooper-Jacob. Grafique los datos de abatimiento temporal para el pozo de observación situado a 122 m del pozo de bombeo como una gráfica semilogarítmica y determine T y S. Compare estos resultados con los resultados de los análisis de curvas tipo parte (a) y comente su similitud o diferencias.

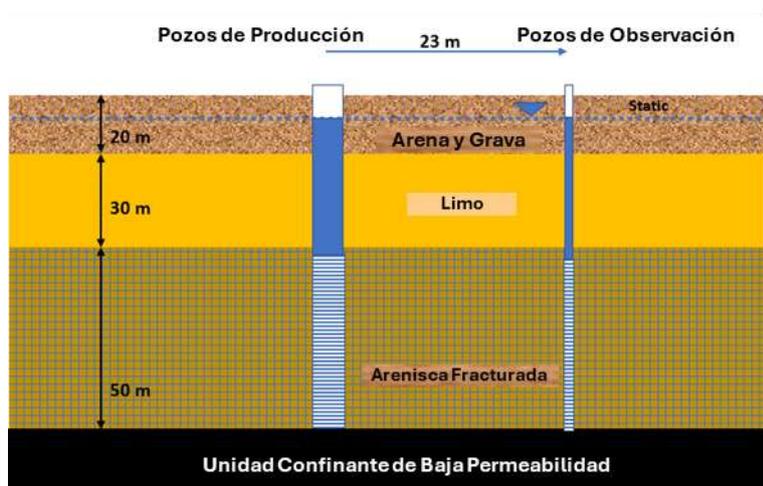
- d) Los datos de abatimiento en el tiempo en un acuífero confinado también se pueden interpretar utilizando el método de abatimiento-distancia. Haga un gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento-distancia a los 100 minutos y calcule T y S. Compare estos resultados con los derivados de la curva tipo y los análisis de línea recta de abatimiento en el tiempo. Discuta por qué los valores son similares o diferentes.
- e) Usando el gráfico de distancia-abatimiento, examine la eficiencia (es decir, el abatimiento medido dividido por el abatimiento teórico) del pozo de producción. Si el diámetro del pozo de producción es de 0.20 m y el descenso a los 100 minutos en el pozo de bombeo es de 12.34 m, ¿cuál es la eficiencia del pozo de bombeo?
- f) Está previsto que el pozo se utilice para complementar el sistema de agua de la ciudad. Después de una evaluación estacional del abastecimiento, se decidió bombear el pozo durante 200 días a una tasa constante de 1,000 m<sup>3</sup>/d. Hay otros pozos en la zona y una agencia reguladora quiere saber si otros pozos se verían afectados cuando se bombee este pozo. Ignorando los efectos del bombeo en los otros pozos, ¿cuál es el abatimiento previsto a 1,000 m de este pozo al final del período de bombeo?

[Solución al Ejercicio 2](#) ↴

[Regreso al Texto Ejercicio 2](#) ↴

## Ejercicio 3

Se diseña e instala un pozo de riego en una arenisca altamente fracturada de 50 m de espesor que se superpone con 30 m de limo, que a su vez se superpone con 20 m de arena y grava. Los niveles de agua estática en las tres unidades son similares, a unos 6 m por debajo de la superficie. El pozo de producción está penetrando completamente en la sección de alta permeabilidad. Se construyó un pozo de observación de 6 cm de diámetro, totalmente penetrante en la arenisca altamente fracturada a 23 m del pozo de producción. Se realizó una prueba de bombeo de tasa constante de 1.9 días a una tasa de 196 m<sup>3</sup>/d y se monitorearon los niveles de agua del pozo de observación con un sensor eléctrico de nivel de agua. Las condiciones de prueba se ilustran en la imagen que se muestra aquí.



**Datos de Abatimiento-Tiempo en  
Pozo de Observación**

Nivel a t=0 es 6.10 m bajo punto de medición

Time min	Water Level m	Time min	Water Level m
0.00	6.10	145.00	0.61
1.20	6.30	155.00	0.62
3.40	6.71	165.00	0.63
4.80	0.19	180.00	0.64
9.40	7.10	210.00	0.65
16.00	0.30	230.00	0.65
25.00	0.39	280.00	0.65
31.00	0.42	340.00	0.67
38.00	0.45	400.00	0.70
45.00	0.48	450.00	0.71
55.00	0.51	520.00	0.71
59.00	0.52	700.00	0.71
75.00	0.55	1000.00	0.73
98.00	0.57	2100.00	8.59
112.00	0.58	2800.00	8.60
128.00	0.58		

Sección transversal de las condiciones hidrogeológicas asociadas con una prueba de bombeo. La arenisca fracturada es la principal unidad portadora de agua. Los niveles estáticos de agua en cada unidad están a unos 6 m por debajo de la superficie del terreno. Los datos de tiempo de nivel de agua recopilados durante la prueba se muestran en la tabla.

Un archivo de Excel® de los datos de tiempo-abatimiento están disponible en la [página web para este libro](#).

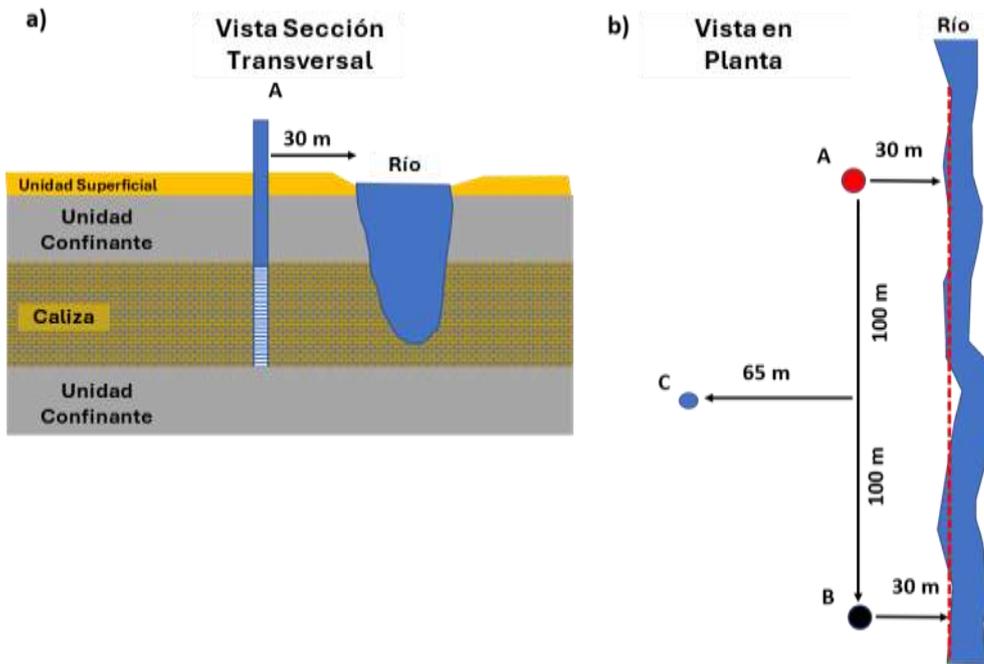
- Convierta los datos del nivel del agua en descenso y grafique los datos.
- Después de revisar los datos del sitio, seleccione un enfoque analítico. Explique por qué elige el modelo analítico utilizado. Trate la arenisca altamente fracturada como un medio poroso equivalente (Woessner y Poeter, 2020). Calcule T y S para el acuífero de arenisca altamente fracturado.
- Con base en su análisis, estime la conductividad hidráulica vertical de la capa confinante de limo.

[Solución al Ejercicio 3](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 3](#)

## Ejercicio 4

Un pozo (A) que bombea a  $900 \text{ m}^3/\text{d}$  se encuentra cerca de un río, como se muestra en la siguiente imagen. El río penetra en una roca caliza fracturada, permeable y confinada. Un segundo pozo de producción (B) se encuentra a 200 m del primer pozo. Una prueba de bombeo previa de la formación en el pozo A resultó un valor de  $T$  de  $75 \text{ m}^2/\text{d}$  y un valor de  $S$  de 0.00003.



Pozos de producción ubicados cerca de un río que penetra totalmente. En promedio, la distancia al río en el acuífero confinado es de 30 m desde el pozo de bombeo, como se muestra en la línea discontinua roja. a) Sección transversal que muestra el pozo de producción A y la litología. b) Vista en planta de las ubicaciones de los pozos en relación con el río.

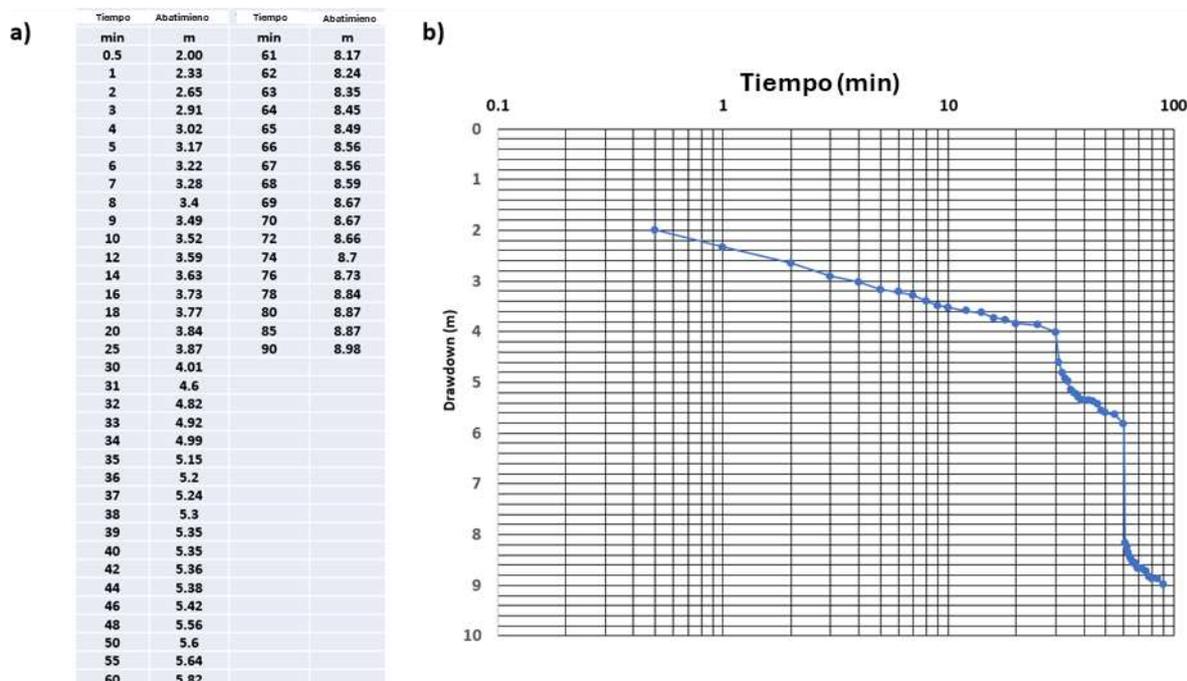
- Calcule la interferencia del pozo (abatimiento) que ocurriría en B cuando el pozo A se bombea a  $900 \text{ m}^3/\text{d}$  durante 50 días.
- Si durante los mismos 50 días de bombeo del pozo A, el pozo en la ubicación B se bombea a  $450 \text{ m}^3/\text{d}$ , ¿cuál sería el abatimiento en el pozo de observación no bombeado C al final de los 50 días de bombeo?

[Solución al Ejercicio 4](#) ↴

[Regreso al texto Ejercicio 4](#) ↴

## Ejercicio 5

Se diseñó un pozo de producción para producir 2,000 m<sup>3</sup>/d de un acuífero confinado de grava de 40 m de espesor. El pozo tenía 40 cm de diámetro y con ademe ranurado a lo largo de 35 m. Una vez finalizado el pozo, se realizó una prueba escalonada bombeando el pozo a 1,400 m<sup>3</sup>/d, 1,790 m<sup>3</sup>/d y luego 2,520 m<sup>3</sup>/d, durante un total de 90 minutos, con una duración de 30 minutos cada etapa. Aquí se presentan los datos de abatimiento en el tiempo y un gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento-tiempo.



Prueba de caudal escalonado para un pozo de producción. a) Datos de tiempo-abatimiento para tres etapas. b) Gráfico de logaritmo de tiempo vs el descenso.

Un archivo de Excel® con los datos base de tiempo vs abatimiento está disponible en la página Web de este libro [página web para este libro](#).

- Calcule el valor de C y B para este sistema. Calcule la pérdida esperada del pozo al bombear el pozo a 2,000 m<sup>3</sup>/d.
- Estime el tiempo del descenso total después de bombear el pozo durante 30 min a 2,000 m<sup>3</sup>/d.
- Estime la transmisividad utilizando los primeros 30 minutos de datos de abatimiento en el tiempo (etapa 1) (utilice el método de Cooper Jacob).

[Solución al Ejercicio 5](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 5](#)

## Ejercicio 6

Se presenta una discusión sobre la interpretación de los métodos de pruebas de bombeo de un solo pozo utilizados para evaluar una prueba de rendimiento de pozo (Sección 12). Aunque los datos de las pruebas de rendimiento tienen limitaciones (por ejemplo, incertidumbre relacionada con: la naturaleza y ubicación de las unidades portadoras de agua en el pozo, los niveles de agua de bombeo y la pérdida del pozo durante el bombeo), se pueden hacer aproximaciones de  $T$ . Por lo general, los datos de las pruebas de rendimiento se encuentran en los registros de perforación cuando se construye un pozo. Revise el registro de pozos que se presenta en la imagen a continuación.

MONTANA WELL LOG REPORT				Other Options	
This well log reports the activities of a licensed Montana well driller, serves as the official record of work done within the borehole and casing, and describes the amount of water encountered. This report is completed electronically from the contents of the Ground Water Information Center (GWIC) database for this site. Acquiring water rights is the well owner's responsibility and is NOT accomplished by the filing of this report.				<a href="#">Go to GWIC website</a> <a href="#">Plot this site in State Library Digital Atlas</a> <a href="#">Plot this site in Google Maps</a> <a href="#">View hydrograph for this site</a> <a href="#">View field visits for this site</a> <a href="#">View water quality for this site</a>	
<b>Section 7: Well Test Data</b>					
Total Depth: 344					
Static Water Level: 23.8					
Water Temperature:					
<b>Pump Test *</b>					
Depth pump set for test: _ feet.					
.16 gpm pump rate with _ feet of drawdown after 3.2 hours of pumping					
Time of recovery: _ hours.					
Recovery water level: _ feet.					
Pumping water level: 32.2 feet.					
* During the well test the discharge rate shall be as uniform as possible. This rate may or may not be the sustainable yield of the well. Sustainable yield does not include the reservoir of the well casing.					
<b>Section 8: Remarks</b>					
<b>Section 9: Well Log</b>					
<b>Geologic Source</b>					
211VRGL - VIRGELLE SANDSTONE MEMBER (OF EAGLE SANDSTONE)					
From	To	Description			
10	12	10 ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND			
12	14	12 ALLUVIUM - SAND SILTY BROWN			
14	16	14 ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND - NO WATER			
16	110	16 CLAGGETT SHALE - DARK GRAY WITH LIGHT GRAY			
		110 BENTONITE BEGS			
110	148	110 EAGLE SANDSTONE - SHALE BROWNISH GRAY SANDY			
148	168	148 EAGLE SS - SILTSTONE BROWNISH GRAY SANDY			
168	173	168 EAGLE SS VIRGL MEMBER - SS BROWNISH GRAY			
173	174	173 ARGILLACEOUS BROWNISH GRAY SANDY SILTSTONE BED AT 173 - 174 FEET			
174	177	174 SS GRAY VERY FINE TO FINE GRAINED - FRABLE - SOME INDURATED BEGS. WATER			
177	232	177 ARGILLACEOUS SS AND SANDY SILTSTONE BROWNISH GRAY			
232	233	232 TELEGRAPH CREEK FORMATION - SILTSTONE - BROWNISH GRAY - SANDY			
233	242	233 TELEGRAPH CREEK FORMATION - SILTSTONE - BROWNISH GRAY - SANDY			
242	344	242 SHALE BROWNISH GRAY SANDY			
<b>Driller Certification</b>					
All work performed and reported in this well log is in compliance with the Montana well construction standards. This report is true to the best of my knowledge.					
Name:					
Company:					
License No.:					
Date Completed: 8/14/1989					

Section 2: Location			
Township	Range	Section	Quarter Sections
26N	22E	25	SE1/4 NE1/4 SW1/4 NE1/4
County	Geocode		
BLAINE	24-375B-23-1-01-01-0000		
Latitude	Longitude	Geomethod	Datum
47.896751	-106.71975	NAV-GPS	NAD83
Ground Surface Altitude	Ground Surface Method	Datum	Date
3477	MAP	NAVD83	8/18/2017
Measuring Point Altitude	MP Method	Datum	Date Applied
3479.1		NAVD83	8/9/2017 12:11:00 PM
Address	Block	Lot	

Section 3: Proposed Use of Water			
MONITORING (1)			

Section 4: Type of Work	
Drilling Method:	
Status:	NEW WELL

Section 5: Well Completion Date	
Date well completed:	Monday, August 14, 1989

Section 6: Well Construction Details			
There are no borehole dimensions assigned to this well.			
<b>Casing</b>			
From	To	Diameter	Wall Thickness
0	264	4	
			Pressure Rating
			Joint Type
			PVC-SCHED 40
<b>Completion (Part/Screen)</b>			
From	To	Diameter	# of Openings
108	224	4	0.039
			Size of Openings
			Description
			SCREEN CONTINUOUS-PVC
<b>Annular Space (Seal/Grout/Packer)</b>			
There are no annular space records assigned to this well.			

Ejemplo de informe de registro de pozos de perforación para la terminación de un pozo en Montana, USA. Todas las unidades de longitud se informan en pies y la tasa de bombeo es en galones por minuto. Este registro proporciona información sobre el nivel estático del agua en el momento de la perforación, los datos de las pruebas de rendimiento, incluida el caudal de bombeo, la duración de la prueba y el nivel de bombeo al final de la prueba. También muestra un registro geológico del pozo. El propietario del pozo ha sido eliminado de la figura.

Usando este registro de perforación, responda las siguientes preguntas:

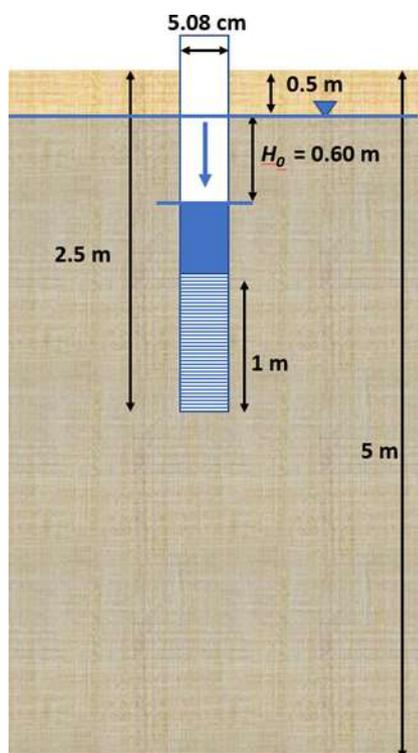
- a) ¿Qué intervalo de profundidad y material geológico perforó el perforador para producir agua al pozo?
- b) ¿Es probable que esta unidad productora de agua esté confinada o no? Sustente su respuesta.
- c) Examine el nivel estático del agua y la información de la prueba de rendimiento, calcule el caudal específico del pozo.
- d) Con base en los datos de bombeo registrados por el perforador, estime la transmisividad del acuífero utilizando dos métodos. Al aplicar cada método, justifique su enfoque
  - 1) Método 1: Suponga que el bombeo no ha llegado a un estado estacionario.
  - 2) Método 2: Suponga que el bombeo ha alcanzado condiciones de estado casi estacionario (aproximación de ecuaciones simples).
- e) Cuando solo tiene datos de rendimiento para un solo pozo de bombeo, ¿anticipa que los valores de formación de T serán mayores o menores que los valores calculados? ¿Por qué?

[Solución al Ejercicio 6](#) ↓

[Regreso al Texto Ejercicio 6](#) ↑

## Ejercicio 7

Se instaló un pozo de monitoreo de 5.08 cm de diámetro en una formación de limo no confinado de 5 m de espesor. La base de los filtros del pozo se encuentra a 2,5 m por debajo de la superficie del terreno y tiene una longitud de 1 m. El nivel freático está a 0.5 m por debajo de la superficie del terreno. Se realizó una prueba de carga variable descendente en este pozo, como se ilustra en la imagen a continuación.



Tiempo	Nivel Descendente
s	m
0	0.6
27	0.55
48	0.51
70	0.48
97	0.44
139	0.39
172	0.34
230	0.3
268	0.26
303	0.23
355	0.19
420	0.16
477	0.13
547	0.1
633	0.08

Ensayo de carga variable descendente realizado en una formación no confinada de limo. a) Diseño del pozo no bombeado y ubicación del tramo filtrante. La prueba se llevó a cabo bajando el nivel del agua en 0,6 m. Este es el nivel del agua al inicio de la prueba ( $H_0$ ). b) Después de 10,5 minutos (633 s) el nivel del agua se había recuperado dentro de los 0.08 m de la elevación estática del agua (modificado de Todd y Mays, 2005).

Un archivo de Excel® con datos base de tiempo-abatimiento está disponible en la [página web para este libro](#).

- Seleccione un método adecuado para analizar los datos de la prueba de slug. Explique su elección.
- Usa este método para calcular K.

[Solución al Ejercicio 7](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 7](#)

## 19 Referencias

- Agarwal, R.G., 1970, An investigation of borehole storage and skin effects in unsteady liquid flow: 1. analytical treatment, Society of Petroleum Engineers Journal, volume 10, p. 279-289.
- Alley, W.M., T.E. Reilly, and O.L. Franke, 1999, Sustainability of Ground-Water Resources, United States Geological Survey Circular 1186, 79 pages.  
<http://pubs.usgs.gov/circ/circ1186/>
- Anderson, M.P., W.W. Woessner and R.J. Hunt, 2015, Applied Groundwater Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport, 2<sup>nd</sup> edition, Elsevier Inc., Academic Press, London, 564 pages.
- AQTESOLV, 2023, Software for the design and interpretation of aquifer tests,  
<http://www.aqtesolv.com/>.
- AQTESOLV 4.5, 2004-2007, User Guide, HydroSOLVE, Inc., Reston, VA., 529 pages.
- AquiferTest V12, 2023, Software for analyzing, interpreting and visualizing pumping and slug test data, <https://www.waterloohydrogeologic.com/help/acuiferotest/>.
- Acuifero<sup>Win32</sup> Version 5, 2023, Groundwater modeling software supporting analysis of aquifer slug and step tests, <https://www.groundwatermodels.com>).
- Australian Standard, 1990, Test Pumping of water water, Committee CE/28, AS 2368-1990, Standards Australia, Homebush, NSW, 37 pages.  
<https://www.saiglobal.com/PDFTemp/Previews/OSH/As/as2000/2300/2368.PDF>.
- Barker, J.A., 1988, A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock, Water Resources Research, volume 24, number 10, p. 1796-1804.
- Barker, J.A. and J.H. Black, 1983, Slug tests in fissured aquifers, Water Resources Research, volume 19, number 6, p. 1558-1564.
- Bentall, R., 1963, Methods for determining permeability, transmissibility and drawdown, United State Geological Survey Water-Supply Paper 1536-1, p. 243-341.
- Binkhorst, G. and G. Robbins, 1998, Conducting and interpreting slug tests in monitoring wells with partially submerged screens, Ground Water, volume 36, number 2, p. 225-229.
- Black, J. H., 1978, The use of the slug test in groundwater investigations, Water Services, March, p. 174-178.
- Boldt-Leppin, B.E.J., and M.J. Hendry, 2003, Application of harmonic analysis of water levels to determine vertical hydraulic conductivities in clay-rich aquitards, Ground Water, volume 41, p. 514-522.
- Boulton, N.S., 1954a, Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from storage, International Association of the Science of Hydrology Publication, volume 37, p. 472-477.

- Boulton, N.S., 1954b, The drawdown of the water table under non steady conditions near a pumped well in an unconfined formation: Institute of Civil Engineers Proceedings [London], part 3, p. 564-579.
- Boulton, N.S., 1963, Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage: Institute of Civil Engineers Proceedings [London], volume 26, p. 469-482.
- Boulton, N.S., 1964, Discussion of "Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage" by N.S. Boulton, Institute of Civil Engineers Proceedings [London], volume 28, p. 603-610. [Discussions by R. W. Stallman, W. C. Walton, and J. Ineson and reply by author.]
- Bouwer, H., 1989, The Bouwer and Rice slug test-an update, Ground Water, volume 27, number 3, p. 304-309.
- Bouwer, H., and R.C. Rice, 1976, A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells, Water Resources Research, volume 12, p. 3040309.
- Bradbury, K.R., M.B. Gotkowitz, D.J. Hart, T.T. Eaton, J.A. Cherry, B.L. Parker, and M.A. Borchardt, 2006, Contaminant transport through aquitards: a state-of-the-science review and technical guidance for aquitard assessment, AWWA Research Foundation, Denver, CO., 144 pages.
- British Standard, 2003, Hydrometric determinations-pumping tests for water wells-considerations and guidelines for design, performance and use, British Standard ISO 14686:2003, 58 pages. [http://ansdimat.com/ru/normative/BS\\_ISO\\_14686\\_2003.pdf](http://ansdimat.com/ru/normative/BS_ISO_14686_2003.pdf) ↗.
- Bourdet, D., J.A Ayoub, and Y.M. Pirard, 1989, Use of pressure derivative in well test interpretation, SPE Formation Evaluation, June 1989, p. 293-302.
- Butler, J.J., Jr., 1988, Pumping tests in nonuniform aquifers—the radially symmetric case, Journal of Hydrology, volume 101, p. 15-30.
- Butler, J.J., Jr., 1996, Slug tests in site characterization, some practical considerations, Environmental Geosciences, volume 3, number 3, p. 154-163.
- Butler, J.J., Jr., 1998, The Design, Performance and Analysis of Slug Tests. Lewis Publishers CRC Press, Boca Raton, FL, 252 pages.
- Butler, J.J., Jr, and E.J. Garnett, 2000, Simple procedures for analysis of slug tests in formations of high hydraulic conductivity using spreadsheet and scientific graphics software, Kansas Geological Survey Open-File Report 2000- 40.  
[http://www.kgs.edu/Hdro/Publications/OFROO\\_40/index.html](http://www.kgs.edu/Hdro/Publications/OFROO_40/index.html)
- Butler, J.J., Jr., E. J. Garnett, and J. M. Healey, 2003, Analysis of slug tests in formations of high hydraulic conductivity, Groundwater, volume 41, issue 5, p. 620-631.
- Butler, J.J., Jr., and X. Zhan, 2004, Hydraulic tests in highly permeable aquifers, Water Resources Research, volume 40, W12402, [doi:10.1029/2003WR002998](https://doi.org/10.1029/2003WR002998) ↗.

- Carpenter, G.W., and R.W. Stephenson, 1986, Permeability testing in the triaxial cell, Journal of ASTM International, volume 9, issue 1, GTH10605J DOI: 10.1520/GTJ10605
- Cherry, J. A., B.L. Parker, K.R. Bradbury, T.T. Eaton, M.G. Gotkowitz and D.J. Hart, 2006, Contaminant transport through Aquitards: A state-of-the-science Review, Awwa Research Foundation, Denver, CO., 126 pages.
- Clark, W.E., 1967, Computing the barometric efficiency of a well, Journal of Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, volume 93, number HY4, p. 93-98.
- Clonts, M.D., and H.J. Ramey, 1986, Pressure transient analysis for wells with Horizontal drain holes, Society of Petroleum Engineers, Dallas, TX., Paper SPE 15116
- Cohen, A.J.B., and J.A. Cherry, 2020, Conceptual and Visual Understanding of Hydraulic Head and Groundwater Flow, The Groundwater Project, Domain C, Topic 1, Learning Module 1, The Groundwater Project, Guelph, Canada, 58 pages.  
<https://www.gw-project.org/books/35/module-conceptual-and-visual-understanding-of-hydraulic-head-and-groundwater-flow>.
- Cooley, R.L., and C.M. Case, 1973, Effect of a water table aquitard on drawdown in an underlying pumped aquifer, Water Resources Research, volume 9, number 2, p. 434-447.
- Cooper, H.H., Jr., 1963, Type curves for no steady radial flow in an infinite leaky artesian aquifer, in Bentall, Ray, compiler, Shortcuts and special problems in aquifer tests: United States Geological Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. C48-C55.
- Cooper, H.H. Jr., J.D. Bredehoeft, and I. S. Papadopoulos, 1967, Response of finite-diameter well to an instantaneous change in water, Water Resources Research, volume 3, p. 63-269.
- Cooper, H.H., Jr., and C.E. Jacob, 1946, A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history, American Geophysical Union Transactions, volume 27, number 4, p. 526-534.
- Dagan, G., 1978, A note on packer, slug, and recovery tests in no confined aquifers, Water Resources Research, volume 14, number 5. p. 929-934.
- Das, B.M., 1983, Advanced Soil Mechanics, Hemisphere Publishing Corporation, Washington, DC., p. 5-11.
- Daviau, F., G. Mouronval, G. Bourdarot, and P. Curutchet, 1985, Pressure analysis for horizontal wells, SPE Paper 14251, presented at the 60<sup>th</sup> Annual Technical Conference and Exhibition in Las Vegas, NV, Sept. 22-25.
- Davis, S.N., 1972, Use of naturally occurring phenomena to study hydraulic diffusivities of aquitards, Water Resources Research, volume 8, p. 500-507.
- Diersch, H.J.G., 2014, FEFLOW: Finite Element Modeling of Flow, Mass and Heat Transport in Porous and Fractured Media, Springer, 996 pages.
- Domenico, P.A., and M.D. Mifflin, 1965, Water from low permeability sediments and land subsidence. Water Resources Research, volume 4, pages 563-576.

- Domenico, P.A., and F.W. Schwartz, 1997, Physical and Chemical Hydrogeology, 2<sup>nd</sup> edition, Wiley, 528 pages.
- Dougherty, D.E., and D.K. Babu, 1984, Flow to a partially penetrating well in a double-porosity reservoir, Water Resources Research, volume 20, number 8, p. 1116-1122.
- Drage, J., 2022, Domestic Pozos Introduction and Overview, The Groundwater Project, Guelph, Canada, 68 pages.
- Driscoll, F.G., 1986, Groundwater and Pozos, 2<sup>nd</sup> edition, Johnson Division, St. Paul, MN, 1089 pages.
- Duffield, G.M., 2022, Aqtesolv Manual, <http://www.aqtesolv.com/manual.asp>,
- Dunn, D., 2023, Hydrogeology and Geology Website, Aquifer Storage, <https://www.dunnhydrogeo.com/home/acuifero-almacenamiento-t>.
- Dupuit, J., 1863, Etudes Theoriques et Partiques sur le mouvement des eaux dans les canaux decouverts et a travers les terrains permebles, 2<sup>nd</sup> edition, Paris:Dunod.
- Earlougher, R.C. Jr., 1977, Advances in well test analysis, Society of Petroleum Engineers, Monograph Series, Volume 5, 264 pages.
- Environmental Simulations, Inc., 2019, Guide to using Acuífero<sup>Win32</sup>, version 6, Environmental Simulations, Inc., 454 pages.
- Ferris, J.G., D.B. Knowles, R.H. Brown, and R.W. Stallman, 1962, Theory of aquifer tests, United States Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E, p. 69-174.
- Fetter, C.W., 2001, Applied Hydrogeology, 4<sup>th</sup> edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 598 pages.
- Freeze, R.A., and J.A. Cherry, 1979, Groundwater, Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 604 pages.
- Geoprobe Drilling Rig and Tool Manufacture, SLUG TEST (STA) (<https://geoprobe.com/direct-image/software/slug-test-analysis-software>)
- Gringarten, A.C., and H.J. Ramey, 1974, Unsteady state pressure distributions created by a well with a single horizontal fracture, partial penetration or restricted entry, SPE Journal, p. 413-426.
- Gringarten, A.C., and P.A. Witherspoon, 1972, A method of analyzing pump test data from fractured aquifers, Int. Society of Rock Mechanics and Int. Association of Engineering Geology, Proceedings Symposium on Rock Mechanics, Stuttgart, volume 3-B, p. 1-9.
- Grisak, G.E., and J.A. Cherry, 1975, Hydrologic characteristics and response of fractured till and clay confining a shallow aquifer, Canadian Geotechnical Journal, volume 12, p. 23-43.
- Grover, R.E., 1874, Transient Groundwater Hydraulics, Water Resources Publications LLC, Littleton, Colorado, USA, 413 pages.
- Haefner, R.J., 2000, Characterization methods for fractured glacial tills, Ohio Journal of Science volume 100, p. 73-87.

- Haitjema, H.M., 1995, Analytic element modeling of groundwater flow, Academic Press, New York, 393 pages.
- Halford, K.J., and E.L. Kuniansky, 2002, Documentation of spreadsheets for the analysis of aquifer-test and slug-test data, United States Geological Survey Open-File Report 02-197, 51 pages.
- Haneberg, W., B. Allred, P. Swearingen, and A. Gibson, 1998, Consolidation test results, Triaxial permeability values, and particle size distributions, 98<sup>th</sup> street ground water monitoring well, Albuquerque, New Mexico, New Mexico Bureau of Mines and Mineral Resources, Open File Report #436.
- Hantush, M.S., 1956, Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers, American Geophysical Union Transactions, volume 37, number 6, p. 702-714.
- Hantush, M.S., 1959, Nonsteady flow to flow wells in leaky aquifers, Journal of Geophysical Research, volume 64, number 5, p. 1043-1052.
- Hantush, M.S., 1960, Modification of the theory of leaky aquifers, Journal of Geophysical Research, volume 65, number 11, p. 3713-3725.
- Hantush, M.S., and C.E. Jacob, 1954, Plane potential flow of ground water with linear leakage, American Geophysical Union Transactions, volume 35, number 6, p. 917-936.
- Hargis, D.R., 1979, Analysis of factors affecting water level recovery data, University of Arizona PhD, Hydrology, 201 pages. <http://hdl.handle.net/10150/191053>.
- Hantush, M.S., and C.E. Jacob, 1955, Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer, American Geophysical Union Transactions., volume 36, number 1, p. 95-100.
- Hargis, D.R., 1979, Analysis of factors affecting water level recovery data, Ph.D. Dissertation, Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona, 201 pages.
- Hart, D.J., K.R. Bradbury, and D.T. Feinstein, 2004, The vertical hydraulic conductivity of an aquitard at two spatial scales, Groundwater, volume 44, issue 2, p. 201-211. <https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2005.00125.x>.
- Hemker, C.J., and C. Maas, 1987, Unsteady flow to wells in layered and fissured aquifer systems, Journal of Hydrology, volume 10, number 3-4, p. 231-249
- Houlsby, A., 1976, Routine interpretation of the Lugeon water-test, Quarterly Journal of Engineering Geology, volume 9, p. 303-313.
- Hurst, W., J.D. Clark, and E.B. Brauer, 1969, The skin effect in producing wells, Journal of Petroleum Technology, November 1969, p. 1483-1489.
- Hvorslev, M.J., 1951, Tiempo lag and soil permeability in groundwater observations, United States Army Corps of Engineers Waterway Experimentation Station, bulletin 36.
- Hyder, Z., J.J. Butler, Jr., C.D. McElwee, and W. Liu, 1994, Slug tests in partially penetrating wells, Water Resources Research, volume 30, number 11, p. 2945-2957.

- Ismael, R., 2016, Slug Tests in unconfined Aquifers, Master of Science, Western Michigan University, USA, 77 p.
- Jacob, C.E., 1946, Radial flow in a leaky artesian aquifer: American Geophysical Union Transactions, volume 27, number 2, p. 198-205.
- Jacob, C.E., 1963, Determining the permeability of water-table aquifers, in Bentall, Ray, compiler, Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown, United States Geological Survey Water-Supply Paper 1536-1, p. 245-271.
- Jacob, C.E., 1940, On the flow of water in an elastic artesian aquifer, Transactions of the American Geophysical Union, volume 21, number 2, p. 574-588
- Jacob, C.E., 1950, Flow of Groundwater, Chapter 5, In Engineering Hydraulics, John Wiley & Sone, Inc., New York, p. 3321-386.
- Jacob, C.E., and S.W. Lohman, 1952, Nonsteady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer: American Geophysical Union Transactions, volume 33, p. 559-569.
- Kingsbury, J.A., 2018, Altitude of the potentiometric surface, 2000–15, and historical water-level changes in the Memphis aquifer in the Memphis area, Tennessee. United States Geological Survey Scientific Investigations Map 3415, 1 sheet, <https://doi.org/10.3133/sim3415>.
- Kasenow, M., 1997, Introduction to Aquifer Analysis, 4th edition, Water Resources Publications, LLC., Highlands Ranch, Colorado, 320 pages.
- Kasenow, M., 1996, Production Pozo Analysis: New methods and computer program in well hydraulics, Water Resources Publications, LLC., Highlands Ranch, Colorado, 355 pages.
- Kasenow, M, 2001, Applied Ground-Water Hydrology and Pozo Hydraulics, 2<sup>nd</sup> edition, Water Resources Publications, LLC., Highlands Ranch, Colorado, 835 pages.
- Keller, C.K., G. van der Kamp, and J.A. Cherry, 1989, Multiscale study of the permeability of a thick clayey till, Water Resources Research, volume 25, p. 2299-2317.
- Kipp, K.L., Jr., 1973, Unsteady flow to a partially penetrating, finite radius well in an no confined aquifer, Water Resources Research, volume 9, issue 2, p. 448-462. <https://doi.org/10.1029/WR009i002p00448>.
- Kipp, K.L., Jr., 1985, Type curve analysis of inertial effects in the response of a well to a slug test, Water Resources Research, volume 21, number 9, p. 1397-1408.
- Kreyszig, E., 1979, Advanced Engineering Mathematics, 4<sup>th</sup> edition, John Wiley & Sons, New York, 939 pages.
- Kruseman, G.P., and N.A. de Ritter, 2000, Analysis and Evaluation of Pumping Test Data, 2<sup>nd</sup> edition, International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands, publication 47, 377 pages. <https://gw-project.org/books/analysis-and-evaluation-of-pumping-test-data/>.

- Lapcevic, P.A., K.S. Novakowski, and E.A. Sudicky, 1999, Groundwater flow and solute transport in fractured media, in *The Handbook of Groundwater Engineering*, J.W. Delleur Editor, CRC Press, Boca Raton, USA, P. 17-1- 17-39.
- Lin, Y-C, C-S Huang and H-D Yeh, 2019, Analysis of unconfined flow induced by constant rate pumping based on the lagging theory, *Water Resources Research*, volume 55, issue 5, p. 3925-3040.
- Loaiciga, H.A., 2009, Derivation approaches for the Theis (1935) Equation, *Groundwater*, volume 48, issue 1, p. 2-5.
- Lohman, S.W., 1972, *Ground-Water Hydraulics*, United States Geological Survey Professional Paper 708, 70 pages.
- Lugeon, M., 1933, *Barrages et géologie: méthodes de recherches, terrassement et imperméabilisation*, Librairie de l'Université, F. Rouge & Cie, éditeurs. Paris
- Maldaner, C.H., Quinn, P.M., Cherry, J.A., and Parker, B.L., 2018, Improving estimates of groundwater velocity in a fractured rock borehole using hydraulic and tracer dilutions methods, *Journal of Contaminant Hydrology*, volume 214, p. 75-86.
- Matthews, C.S., and D.G. Russell, 1967, *Pressure buildup and flow tests in wells*, Society of Petroleum Engineers, Monograph Series, volume 1, 163 pages.
- Martos-Rosillo, S., C. Guardiola-Albert, A. Bentiez, J. Pastor, A. Gozalez, and J. Valsero, 2018, SlugIn 1.0: a free tool for automated slug test analysis, *Groundwater*, volume 56, issue 3, p. 362-365.
- McElwee, C.D., and M.A. Zenner, 1998, A nonlinear model for analysis of slug-test data, *Water Resources Research*, volume 34, number 1, p. 55-66.
- McWhorter, E.B., and Sunada, D.K., 1977, *Groundwater Hydrology and Hydraulics*, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA, 290 pages.
- Meyer, J.R., B.L. Parker, E. Arnaud, and A.C. Runkel, 2016, Combining high resolution vertical gradients and sequence stratigraphy to delineate hydrogeologic units for a contaminated sedimentary rock aquifer system, *Journal of Hydrology*, volume 534, p. 505-523, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2016.01.015.
- Meyer, J.R., B.L. Parker, and J.A. Cherry, 2014, Characteristics of high-resolution hydraulic head profiles and vertical gradients in fractured sedimentary rocks, *Journal of Hydrology*, volume 517. P. 493-507, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2014.05.050.
- Meyer, J.R., B.L. Parker, and J.A. Cherry, 2008, Detailed hydraulic head profiles as essential data for defining hydrogeologic units in layered fractured sedimentary rock, *Environmental Geology*, volume 56, number 1, p. 27-44, DOI: 10.1007/s00254-007-1137-4.
- Mieussens, C., and P. Ducasse, 1977, *Mesure en place des coefficients de permeabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux*, *Canadian Geotechnical Journal*, volume 14, p. 76-90.

- Moench, A.F., 1984, Double-porosity models for a fissured groundwater reservoir with fracture skin, *Water Resources Research*, volume 20, number 7, p. 831-846.
- Moench, A.F., 1985, Transient flow to a large diameter well in an aquifer with storative semiconfining layers, *Water Resources Research*, volume 21, number 8, p. 1121-1131.
- Moench, A.F., 1993, Computation of type curves of flow to partially penetrating well in water-table aquifers, *Ground Water*, volume 31, p. 966-971.
- Moench, A.F., 1995, Combining the Neuman and Boulton models for flow to a well in an unconfined, *Ground Water*, volumes 33, p. 378-384.
- Moench, A.F., 1966, Flow to a well in a water-table aquifer: an improved Laplace transform solution, *Ground Water*, volume 34, p. 593-596.
- Moench, A.F., and A. Ogata, 1984, Analysis of constant discharge wells by numerical inversion of Laplace transform solutions, in J.S. Rosenshein and G.D. Bennet (editors), *Groundwater Hydraulics: Water Resources Monographs 9*, American Geophysical Union, Washington D.C., p 146-170.
- Moench, A.F., 1997. Flow to a well of finite diameter in a homogeneous, anisotropic water table aquifer, *Water Resources Research*, volume 33, number 6, p. 1397-1407.
- Moench, A.F., and T.A. Prickett, 1972, Radial flow in an infinite aquifer undergoing conversion from artesian to water-table conditions, *Water Resources Research*, volume 8, number 2, p. 494-499.
- Moench, A.R., S.P. Garabedian, and D.R. LeBlanc, 2001, Estimate of the hydraulic parameters from an unconfined aquifer test conducted in a glacial outwash deposit, Cape Cod, Massachusetts, United States Geological Survey Professional Paper 1629, 70 pages.
- Morris, D.A., and A.I. Johnson, 1967, Summary of Hydrologic and Physical Properties of Rock and Soil Materials, as Analyzed by the Hydrologic Laboratory of the United States Geological Survey, 1948-60, United States Geological Survey Water-Supply Paper 1839-D, 42 pages.
- Murdoch, L.C., 1994, Transient analyses of an interceptor trench, *Water Resources Research*, volume 30, number 11, p. 3023-3031
- Neuman, S.P., 1972, Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table, *Water Resources Research*, volume 8, p. 1031-1045.
- Neuman, S.P., 1974, Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response, *Water Resources Research*, volume 10, number 2, p. 303-312.
- Neuman, S.P., 1975, Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response, *Water Resources Research*, volume 11, p. 329-342.
- Neuman, S.P., and P.A. Witherspoon, 1969, Theory of flow in a confined two aquifer system, *Water Resources Research*, volume 5, number 4, p. 803-816.

- Neuman, S.P., and P.A. Witherspoon, 1972, Field determination of the hydraulic parameters of leaky multiple aquifer systems, *Water Resources Research*, volume 8, p. 1284-1298.
- Neuzil, C.E., 1986, Groundwater flow in low-permeability environments, *Water Resources Research*, volume 22, p. 1163-1195.
- Neville, C. J., and J. M. Markle, 2000, Interpretation of t constant-head tests: rigorous and approximate analyses, First Joint IAH-CNC/CGS Groundwater Specialty Conference, Montreal, Quebec, S.S. Papadopoulos and Associates, INC.
- Nwankwor, G., R. Gillham, G. van der Kamp and F. Akindunni, 1992, Unsaturated and saturated flow in response to pumping of an unconfined aquifer: Field evidence of delayed drainage. *Groundwater*, volume 30, number 5, p. 690– 700.
- Ohio Environmental Protection Agency, 2006, Technical guidance manual for groundwater investigations: chapter 4 pumping and slug tests, Ohio Environmental Protection Agency, Division of Drinking and Ground Waters, Columbus, Ohio, U.S.A., 4-40 pages.  
<https://epa.ohio.gov/static/Portals/30/remedial/docs/groundwater/TGM%20Chap4%20Rev1%20Final,%202012-2006Arch.pdf> ↗.
- Olsen, H.W., J.D. Gill, A.T. Arthur, and K.R. Nelson, 1991, Innovations in hydraulic-conductivity measurements, *Transportation Research Record*, Transportation Research Board, issue 1309, p. 9-17.
- Osborne, P.S., 1993, Suggested operating procedures for aquifer pumping tests, United States Environmental Protection Agency, EPA/540/s-93/403, 23 pages.
- Ozkan, E., and R. Raghavan, 1991, New solutions for well-test analysis problems: Part I-analytical considerations, *SPE Formation Evaluation*, Sept. 1991, p. 359-368.
- Papadopoulos, I.S., and H.H. Cooper, 1967, Drawdown in in a well of large diameter, *Water Resources Research*, volume 3, number 1, p. 241-244.
- Pehme, P., B.L. Parker, J.A. Cherry, and D. Blohm, 2014, Detailed measurement of the magnitude of orientation of thermal gradient in lined boreholes for characterizing groundwater flow in fractured rock, *Journal of Hydrology*, volume 26, p. 101-114.
- Peres, A.M., M. Onur, and A.C. Reynolds, 1989, A new analysis procedure for determining aquifer properties from slug test data, *Water Resources Research*, volume 25, number 7, p. 1591-1602.
- Petersen, J.H., 1956, An analysis of the Consolidation-Permeability characteristics of clay soils, Master of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, 125 pages.
- Quiñones-Rozo, C., 2010, Lugeon test interpretation, revisited. In: Collaborative Management of Integrated Watersheds, United States Society of Dams, 30th Annual Conference, p. 405–414

- Quinn, P., Cherry, J.A. and Parker, B.L., 2012, Hydraulic testing using a versatile straddle packer system for improved transmissivity estimation in fractured-rock boreholes, *Hydrogeology Journal*, volume 20, p. 1529-1547.
- Razack, M., and D. Huntley, 1991, Assessing transmissivity from specific capacity data in a large and heterogeneous alluvial aquifer, *Ground Water*, volume 29, number 6, p. 856-861.
- Reed, J.E., 1980, Type curves for select problems of flow to wells in confined aquifers, *United States Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations*, Chapter B3, 106 pages.
- Rivera, A., 2014, Chapter 2 Groundwater Basics in Canada's Groundwater Resources, Editor: A. Rivera, Fitzhenny and Whiteside, Markham, Ontario, Canada, pages 24 - 61.
- Rorabaugh, M.I., 1953, Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian well, *Association of Civil Engineers*, volume 79, Proceeding Separate, number 362, p. 1-23.
- Rowe, R.K., and P. Nadarajah, 1993, Evaluation of the hydraulic conductivity of aquitards, *Canadian Geotechnical Journal*, volume 30, p. 781-800.
- Schwartz, F.W., and H. Zhang, 2003, *Fundamentals of Ground Water*, John Wiley & Sons, INC., 583 pages.
- Shapiro, A.M., 2007, Characterizing hydraulic properties and ground-water chemistry in fractured-rock aquifers: A user's manual for the multifunction Bedrock-Aquifer Transportable Testing Tool (BAT<sup>3</sup>), *United States Geological Survey Open-File Report 2007-1134*, 127 pages.
- Spangler, M.G., 1963, *Soil Engineering*, 2<sup>nd</sup>, edition, International Textbook Company, 483 pages.
- Springer R.K., and L.W. Gelhar, 1991, Characterization of large-scale aquifer heterogeneity in glacial outwash by analysis of slug tests with oscillatory responses, Cape Cod, Massachusetts, *United States Geological Survey Water Resources Investigations Report 91-4034*, p. 36-40.
- Sterrett, R.J., 2007, *Groundwater & Pozos*, 3<sup>rd</sup> edition, R.J. Sterrett editor, Johnson Screens a Weatherford Company, New Brighton, MN, USA, 812 pages.
- Tartakovsky, G.D., and S.P. Neuman, 2007, Three-dimensional saturated-unsaturated flow with axial symmetry to a partially penetrating well in a compressible no confined aquifer, *Water Resources Research*, W01410, doi:1029/2006WR005153
- Tavenas, F., M. Diene, and S. Leroueil, 1990, Analysis of the in-situ constant-head permeability test in clays, *Canadian Geotechnical Journal*, volume 27, p. 305-314.

- Taylor, Charles J., and William M. Alley, 2001, Ground-water-level monitoring and the importance of long-term water-level data, United States Geological Survey Circular 1217, 68 pages, [doi.org/10.3133/cir1217](https://doi.org/10.3133/cir1217).
- Thiem, G., 1906, Hydrologische method in: Leipzig, J. M. Gebhart, 56 pages.
- Theis, C.V., 1935, The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage, American Geophysical Union Transactions, volume 15, p. 519-524.
- Thompson, P.L., and R.T. Kilgore, 2006, Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, 3<sup>rd</sup> edition, National Highway Institute FHWA-NHI-06-086, , Hydraulic Engineering Circular, number 14, 287 pages.
- Todd, D.K., and L.W. Mays, 2005, Groundwater Hydrology, 3<sup>rd</sup> edition, John Wiley & Sons, Inc., 636 pages.
- USDI, 1981, Ground Water Manual, A water resources technical publication, United States Department of Interior, Water and Power Resources Service, U.S. Government Printing Office, Denver, 480 pages.
- U.S. Department of the Navy, 1982, Soil Mechanics, Naval Facilities Engineering Command, NAVFACX Design Manual 7.1.
- U.S. Nuclear Regulatory Commission, 2015, list of ASTM standards for the analysis of hydraulic characteristic of aquifer by aquifer pumping tests. NRC-080 6/8/15 <https://www.nrc.gov/docs/ML1515/ML15159B191.pdf>.
- van der Kamp, G., 1976, Determining aquifer transmissivity by means of well response tests, the underdamped case, Water Resources Research, volume 12, number 1, p. 71-77.
- van der Kamp, G., 2001, Methods for determining the in situ hydraulic conductivity of shallow aquitards - an overview. Hydrogeology Journal, volume 9, p. 5-16.
- van der Kamp, G., and H. Maathuis, 1985, Excess hydraulic head in aquitards under solid waste emplacements, In Hydrogeology of rocks of low permeability. Edited by S. P. Neuman and E. S. Simpson, Association Internationale des Hydrogeologues, Committee of U.S.A. Members.
- van der Kamp, G. and C. Neville, 2023, personal communication.
- Walton, W.C., 1970, Groundwater Resources Evaluation, McGraw Hill Book Co., New York, 664 pages.
- Warren, J.E., and P.J. Root, 1963, The behavior of naturally fractured reservoirs, Society of Petroleum Engineers Journal, volume 3, p. 245-255.
- Washington State Department of Ecology, 2020, Aquifer test procedures, Water Resources Program, Washington State Department of Ecology, Olympia, Water Resources Program Guidance, Publication 20-11-93, 14 pages, <https://fortress.wa.gov/ecy/publications/summarypages/2011093.html>.

- Waterloo Hydrogeologic, 2021, User's manual AquiferTest 11: pumping and slug test analysis, interpretation and visualization software, Waterloo Hydrogeologic, Waterloo, Ontario, Canada, 513 pages.
- Weight, W.D., 2019, Practical Hydrogeology, 3<sup>rd</sup> edition, McGraw Hill Education, New York, 777 pages
- Woessner, W.W., 2020, Groundwater-Surface Water Exchange, The Groundwater Project, Guelph, Ontario, Canada, 158 pages.
- Woessner, W.W., and E.P. Poeter, 2020, Hydrogeologic Properties of Earth Materials and Principles of Groundwater Flow, The Groundwater Project, Guelph, Ontario, Canada, 205 pages.
- Wylie, A., and S. Magnuson, 1995, Spreadsheet modeling of slug tests using the van der Kamp method. Ground Water, volume 33, number 2, p. 326-329.
- Ziegler, T.W., 1976, Determination of rock permeability, U.S. Army Waterways Experiment Station, Technical Report S-76-2, Vicksburg, Mississippi.
- Zlotnik, V., 1994, Interpretation of slug and packer tests in anisotropic aquifers, Ground Water, volume 32, number 5, p. 761-766. <https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1994.tb00917.x>.
- Zurbuchen, B.R., V.A. Zlotnik, and J.J. Butler, Jr., 2002, Dynamic interpretation of slug tests in highly permeable aquifers, Water Resources Research, volume 38, issue 3, p. 7-1 – 7-18. <https://doi.org/10.1029/2001WR000354>.

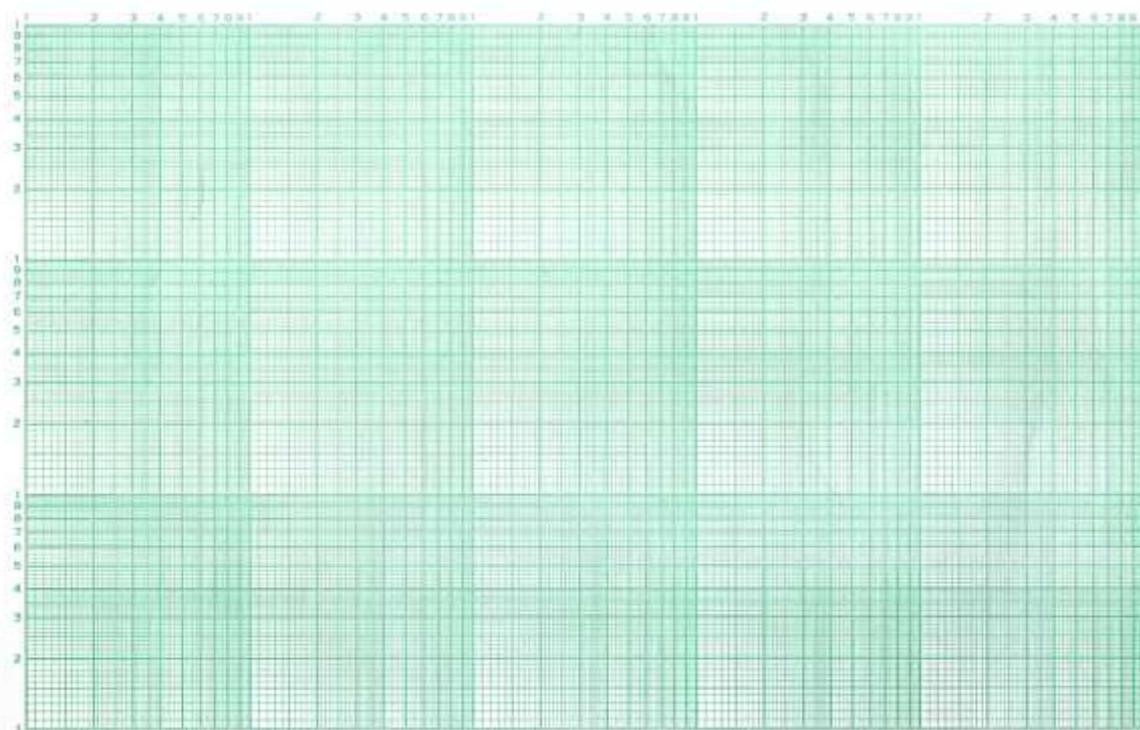
## 20 Recuadros

### Recuadro 1 - Muestras de Papel Grafico para Métodos de Ajuste de Curvas

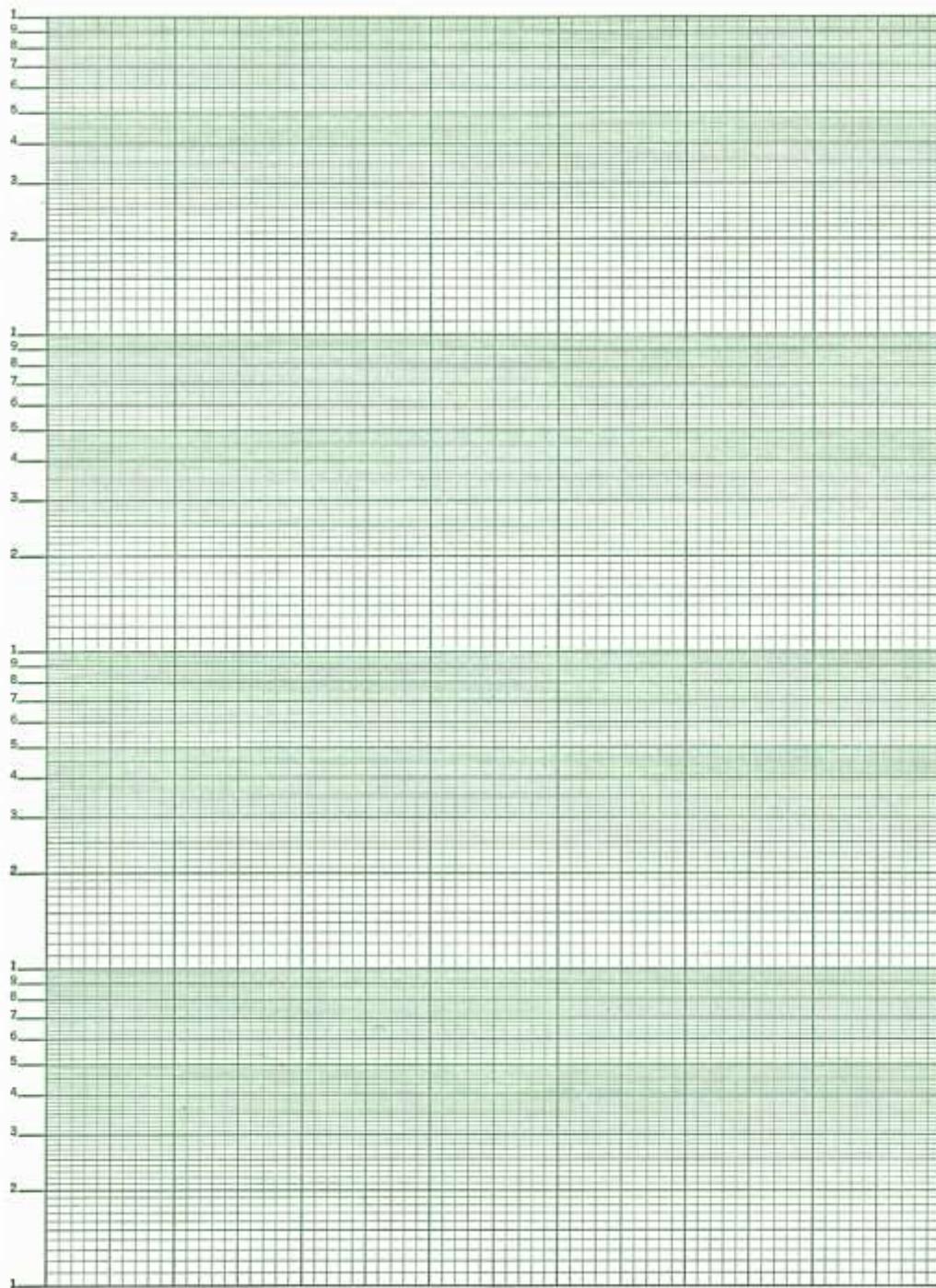
El formato de papel cuadriculado imprimible gratuito se puede encontrar en el siguiente enlace:

<https://www.thoughtco.com/free-printable-graph-paper-608952>.

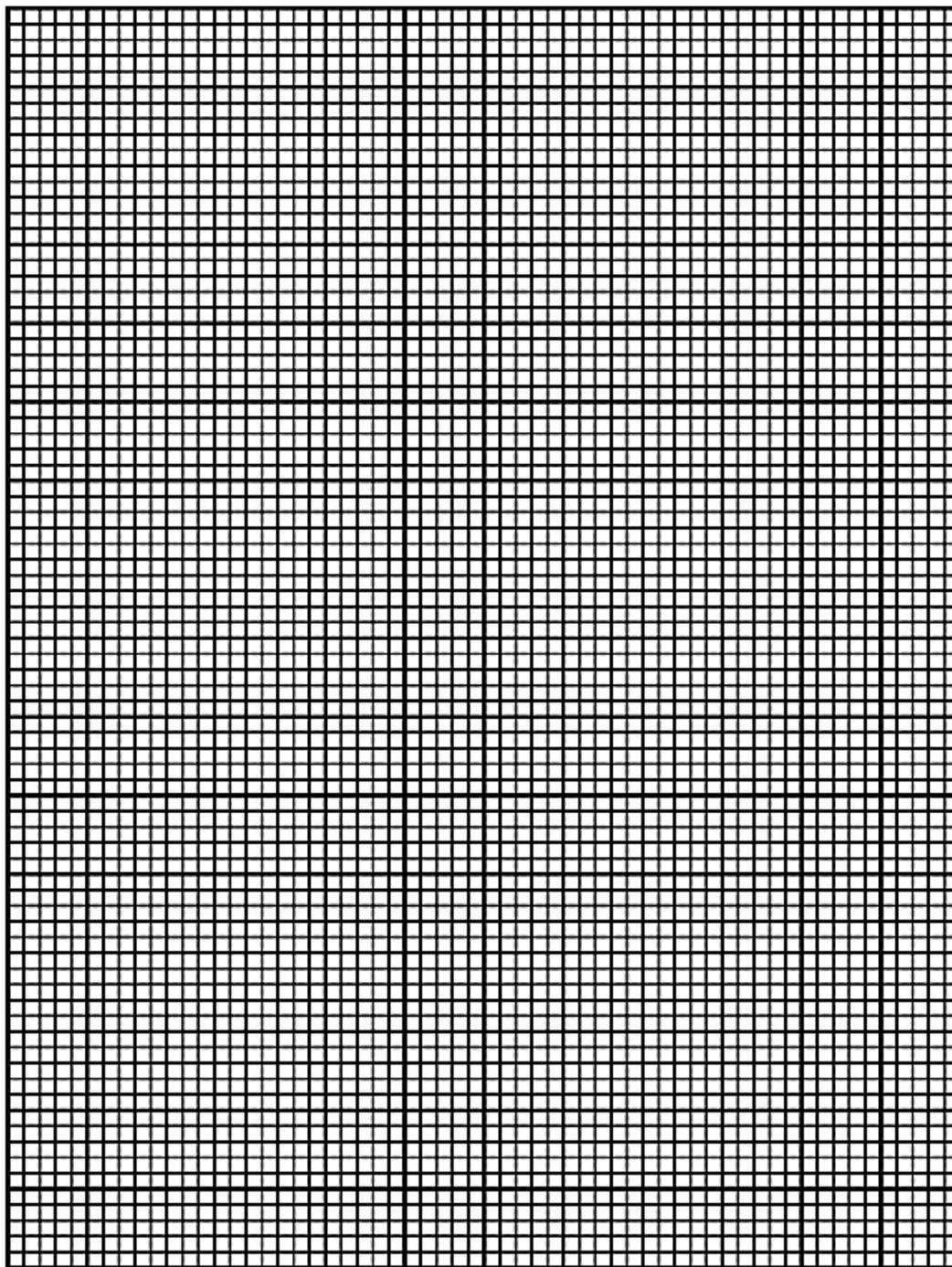
Papel grafico Log-log



## Papel gráfico Semi-log



## Papel gráfico aritmético



[Regreso al Recuadro 1](#) ↑

## Recuadro 2 - Estimación del Almacenamiento y Almacenamiento Específico (Ss)

Los materiales geológicos saturados transmiten y almacenan agua. La capacidad de almacenamiento se define por el almacenamiento. Para comodidad del lector, se reproducen aquí extractos de Woessner y Poeter (2020) que se refieren a la definición de la capacidad de almacenamiento y el almacenamiento específico para unidades confinadas y no confinadas. En este recuadro también se proporcionan tablas de valores.

### Almacenamiento en un Acuífero no Confinado

La capacidad de almacenamiento de un acuífero no confinado está dominada por el término de drenaje por gravedad, rendimiento específico  $S_y$ . El rendimiento específico refleja el volumen de agua que se drena por gravedad cuando disminuye el nivel freático o se satura de agua cuando se eleva (Figura 21). El almacenamiento ( $S$ ) de un acuífero no confinado está compuesto de dos componentes como se muestra en la ecuación Recuadro 2-1.

$$S_{no\ confinado} = S_y + S_s b_{promedio} \quad (\text{Recuadro 2-1})$$

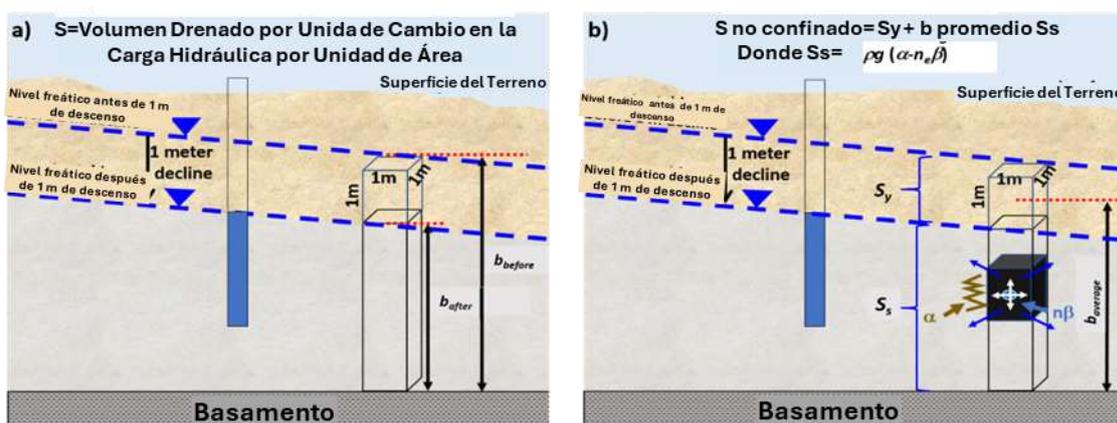
donde:

$S_{no\ confinado}$  = almacenamiento de un acuífero no confinado (adimensional)

$S_y$  = rendimiento específico (adimensional)

$S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )

$b_{promedio}$  = Espesor promedio antes y después de un cambio del nivel de agua (L)



**Figura Recuadro 2-1** - Esquema de los componentes de la capacidad de almacenamiento ( $S$ ) de un acuífero no confinado. a) Ilustración de la definición del coeficiente de almacenamiento, que es el volumen de agua liberado o añadido al almacenamiento por unidad de variación de la carga normal a la superficie, por unidad de área. b) A medida que el nivel freático desciende 1 metro, el volumen de agua liberado por metro cúbico de acuífero no confinado se explica casi en su totalidad por el agua que drena de los poros como lo describe el rendimiento específico  $S_y$ . La porción del acuífero que subyace a la porción drenada también libera una pequeña cantidad de agua (pequeñas flechas azules en volumen negro) en respuesta al peso reducido (agua drenada) del agua suprayacente. La estructura de los sólidos (volumen negro) se comprime (reduciendo el volumen del espacio poroso) como lo indica la compresibilidad de la estructura del acuífero,  $\alpha$ , (línea vertical en zig-zag). Además, hay una pequeña expansión del agua ligeramente

compresible,  $n\beta$  (punto azul y flechas blancas). Esta propiedad del acuífero es denominada almacenamiento específico,  $S_s$ . El volumen de agua que se libera por drenaje por gravedad es varios ordenes de magnitud más grande que el volumen extraído de la porción saturada del acuífero,  $S_s b_{promedio}$ . Como resultado,  $S_s$  es usado para representar el almacenamiento de un acuífero no confinado (Woessner and Poeter, 2020, gw-project.org).

El rendimiento específico es el volumen de agua que puede drenar por gravedad de un volumen saturado de material, dividido por el volumen total de ese material. El volumen fraccionario de agua que permanece en la muestra se denomina retención específica  $S_r$ . Se asume que, cuando se agrega agua al almacenamiento y el nivel freático sube, los espacios porosos que se llenan ya contienen solo el volumen de agua indicado por el valor de retención específica.

El segundo término del Recuadro de Ecuaciones 2-1 es el producto del almacenamiento específico ( $S_s$ ) y el promedio del espesor saturado antes y después del drenaje ( $b$ ). El almacenamiento específico se define como el volumen de agua que se libera (o se añade) al almacenamiento por unidad de volumen de material saturado. Cuando se multiplica por el espesor saturado, representa una pequeña cantidad de agua que se libera de una unidad de área del acuífero en respuesta al alivio de la presión en el material debajo de los poros drenados. Por lo general, es órdenes de magnitud más pequeño que el rendimiento específico y se ignora al caracterizar las propiedades de almacenamiento de los sistemas no confinados (Woessner y Poeter, 2020). La Tabla 3 de Woessner y Poeter (2020) se reproduce aquí para proporcionar estimaciones de  $S$  y para  $S_s b_{average}$  el rango de materiales de la Tierra (Tabla Recuadro 2-1).

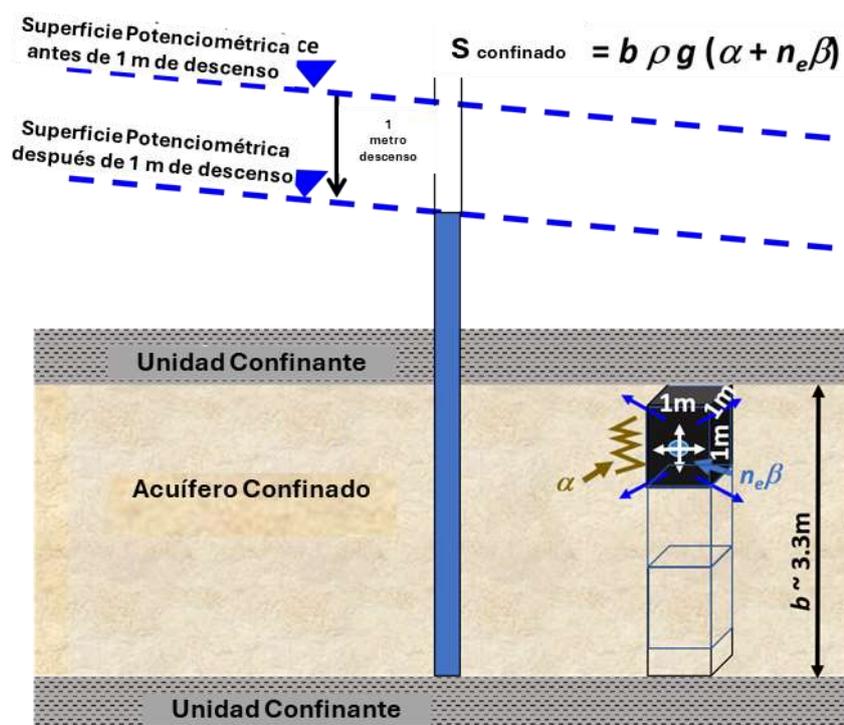
**Tabla Recuadro 2-1** – Resumen de valores de rendimiento específico de materiales terrestres recopilado por Morris and Johnson (1967) con datos adicionales de Rivera (2014), Freeze y Cherry (1979) y Domenico y Schwartz (1998) (de Woessner & Poeter, 2020). “NA” representa no disponible.

<b>Mediciones de Rendimiento Específico para algunos materiales comunes (en Porcentaje)</b>		
<b>Material</b>	<b>Número de muestras</b>	<b>Rango en Porcentaje de Rendimiento Específico</b>
<b>Sedimentos No Consolidados</b>		
Arcilla	27	1 - 18
Limo	299	1 - 40
Sedimento fino	5	14 - 22
Arena Eólica	14	32 - 47
Arena (fina)	287	1 - 46
Arena (media)	297	16 - 46
Arena (gruesa)	143	18 - 43
Grava (fina)	33	13 - 40
Grava (media)	13	17 - 44
Grava (gruesa)	9	13 - 25
<b>Sedimentos Consolidados</b>		
Lutita	NA	0.5 - 5
Limolita	13	1 - 33
Arenisca (de grano fino)	47	2 - 40
Arenisca (grano medio)	10	12 - 41
Caliza y Dolomita	32	0 - 36
Caliza Kárstica	NA	2 - 15
<b>Rocas Ígneas y Metamórficas</b>		
Granito Fresco y gneis	NA	<0.1
Granito Alterado granito/gneis	NA	0.5 - 5

Basalto Fracturado	NA	2 - 10
Basalto Vesicular	NA	5 - 15
Toba	90	2 - 47

## Almacenamiento Confinado y Almacenamiento Específico

Los sistemas confinados permanecen saturados a medida que la superficie potenciométrica sube y baja. No se produce drenaje por gravedad. La capacidad de almacenamiento de un sistema confinado está compuesta por el agua liberada por la compresión y expansión de la estructura de la unidad y el agua almacenada (Figura 2-2). El siguiente material es una reproducción de Woessner y Poeter (2020).



**Figura Recuadro 2-2** - Esquema de los parámetros que controlan el almacenamiento,  $S$ , de un acuífero confinado. El acuífero permanece completamente saturado a medida que se produce un cambio unitario en la superficie potenciométrica. El agua se libera de todo el espesor saturado,  $b$ , del acuífero por compresión de la estructura,  $\alpha$  (línea en zig-zag) y expansión del agua en los poros (flechas azules),  $n_e \beta$  (Woessner y Poeter, 2020, gw-project.org).

Cuando el agua se libera o se agrega al almacenamiento, el material geológico saturado se expande o se contrae (cambios en la tensión efectiva (grano a grano) y/o el agua se expande o contrae (cambios en la presión del agua de los poros). La capacidad de almacenamiento se define como la representación del volumen de agua liberada o almacenada por unidad de cambio en la carga hidráulica normal a la superficie, por unidad de área. Como el acuífero permanece saturado, no hay agua por gravedad que drene de la formación.

El almacenamiento confinado se define como el almacenamiento específico multiplicado por el espesor saturado de la unidad (Recuadro de ecuación 22).

$$S_{confinado} = S_s b = b \rho g (\alpha + n_e \beta)$$

donde:

$S_{confinado}$  = almacenamiento de no confinado acuífero (adimensional)

$S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )

$b$  = espesor saturado (L)

$d$  = densidad del agua ( $ML^{-3}$ )

$g$  = aceleración debido a la gravedad ( $LT^{-2}$ )

$\alpha$  = compresibilidad de la matriz sólida ( $LT^2M^{-1}$ )

$n_e$  = porosidad efectiva (adimensional)

$\beta$  = compresibilidad del agua ( $LT^2M^{-1}$ )

El almacenamiento específico,  $S_s$ , se define como el volumen de agua liberada o ingresada al almacenamiento por unidad de cambio en la carga hidráulica normal a la superficie, por unidad de volumen de material. La diferencia entre la capacidad de almacenamiento y el término de almacenamiento específico es que la capacidad de almacenamiento incluye las propiedades de almacenamiento de todo el espesor de la unidad y el almacenamiento específico describe las propiedades de un volumen unitario del material.

### Cálculo del Almacenamiento específico

El Recuadro de Ecuaciones 2-3 se utiliza para calcular el almacenamiento específico cuando se miden o estiman los valores de la compresibilidad de los materiales que componen el sistema confinado a partir de los valores de la literatura.

$$S_s = \rho g (\alpha + n_e \beta) \quad (\text{Recuadro 2-3})$$

donde:

$S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )

$\alpha$  = compresibilidad del material de estructura ( $LT^2M^{-1}$ )

$n_e$  = porosidad efectiva (adimensional)

$\beta$  = compresibilidad del agua ( $LT^2M^{-1}$ )

$\rho$  = densidad del agua ( $ML^{-3}$ )

$g$  = aceleración de la gravedad ( $LT^{-2}$ )

Domenico y Mifflin (1965) presentaron una tabla de compresibilidad vertical,  $\alpha$ , para materiales geológicos. Esta información se puede utilizar con el Recuadro de Ecuaciones 2-3 para calcular el almacenamiento específico de varios materiales confinados. Dunn (2023) informa que los valores específicos de almacenamiento también se pueden calcular asumiendo que el agua es incompresible ( $\beta=0$ ).

Domenico y Mifflin (1965) señalaron que el almacenamiento específico puede ser aproximado por las Ecuaciones del Recuadro 2-4 al Recuadro 2-6. Parámetros como la compresibilidad vertical, el módulo de compresión aparente y el coeficiente de consolidación se derivan de pruebas de laboratorio o de la literatura. En el Recuadro 9 se describen brevemente los métodos de ensayo triaxial y de consolidación de laboratorio utilizados para obtener estos parámetros.

$$S_s = (\alpha_v \gamma_w) / (1 + e) \quad \text{(Recuadro 2-4)}$$

donde:

- $S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )
- $\alpha$  = compresibilidad del material sólido ( $LT^2M^{-1}$ )
- $\gamma_w$  = peso específico del agua ( $ML^{-2}T^{-2}$ )
- $e$  = índice de vacío (adimensional)

$$S_s = \gamma_w / E_c \quad \text{(Recuadro 2-5)}$$

donde:

- $S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )
- $\gamma_w$  = peso específico del agua ( $ML^{-2}T^{-2}$ )
- $E_c$  = módulo de compresión total ( $ML^{-1}T^{-2}$ )

$$S_s = K_v / c_v \quad \text{(Recuadro 2-6)}$$

donde:

- $S_s$  = almacenamiento específico ( $L^{-1}$ )
- $K_v$  = permeabilidad vertical ( $LT^{-1}$ )
- $c_v$  = coeficiente de consolidación vertical ( $L^2T^{-1}$ )

Domenico y Mifflin (1965) presentaron una Tabla 1 que modificamos para reportar valores de almacenamiento específico en unidades de  $m^{-1}$  (Tabla Recuadro 2-2). Se muestran dos valores de almacenamiento específico, uno calculado asumiendo que el agua es incompresible y la última columna que representa la compresibilidad del agua,  $\gamma_w \epsilon B$ ,

dado un valor de porosidad asumido (Woessner y Poeter, 2020). La Tabla del Recuadro 2-2 muestra que la inclusión de la compresibilidad del agua en el cálculo de  $S_s$  tiene una influencia mínima en los valores de almacenamiento específico (es decir, se producen diferencias en la 3ª cifra significativa y más allá). Dunn también proporciona una buena discusión sobre el almacenamiento específico (<https://www.dunnhydrogeo.com/home/acuifero-almacenamiento-t>).

**Tabla Recuadro 2-2** Propiedades del material, incluida la compresibilidad de la estructura de la unidad geológica ( $\alpha$ ), los valores supuestos de porosidad efectiva ( $n_e$ ), un valor asumido para el peso específico del agua y de  $9.810 \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-2}$  y los valores calculados de  $S_s$  con y sin consideración de la compresibilidad del agua ( $\beta = 4.3 \times 10^{-10} \text{ ms}^2\text{kg}^{-1}$ ). Los valores de porosidad se basan en el tipo de material y tienen poco efecto en el cálculo de  $S_s$  debido a la baja compresibilidad del agua (modificado de Domenico y Mifflin (1965) y Dunn en el sitio web: <https://www.dunnhydrogeo.com/home/acuifero-almacenamiento-t>).

Material	$\alpha$ rango $\text{ms}^2\text{kg}^{-1}$	$S_s = \gamma\alpha$ $\text{m}^{-1}$	Asume $n_e$ adimensional	$S_s = \gamma(\alpha + n_e\beta)$ $\text{m}^{-1}$
Arcilla Plástica	$2.0 \times 10^{-6}$	$1.96 \times 10^{-2}$	0.6	$1.96 \times 10^{-2}$
	$2.5 \times 10^{-7}$	$2.45 \times 10^{-3}$	0.6	$2.46 \times 10^{-3}$
Arcilla Rígida	$2.5 \times 10^{-7}$	$2.45 \times 10^{-3}$	0.5	$2.45 \times 10^{-3}$
	$1.3 \times 10^{-7}$	$1.28 \times 10^{-3}$	0.5	$1.28 \times 10^{-3}$
Arcilla Media Dura	$1.3 \times 10^{-7}$	$1.28 \times 10^{-3}$	0.4	$1.28 \times 10^{-3}$
	$6.8 \times 10^{-8}$	$6.67 \times 10^{-4}$	0.4	$6.69 \times 10^{-4}$
Arena Suelta	$1.0 \times 10^{-7}$	$9.81 \times 10^{-4}$	0.35	$9.82 \times 10^{-4}$
	$5.1 \times 10^{-8}$	$5.00 \times 10^{-4}$	0.35	$5.02 \times 10^{-4}$
Arena Densa	$2.0 \times 10^{-8}$	$1.96 \times 10^{-4}$	0.3	$1.97 \times 10^{-4}$
	$1.3 \times 10^{-8}$	$1.28 \times 10^{-4}$	0.3	$1.29 \times 10^{-4}$
Grava Arenosa Densa	$1.0 \times 10^{-8}$	$9.81 \times 10^{-5}$	0.15	$9.87 \times 10^{-5}$
	$5.1 \times 10^{-9}$	$5.00 \times 10^{-5}$	0.15	$5.07 \times 10^{-5}$
Roca fisurada	$6.8 \times 10^{-9}$	$6.67 \times 10^{-5}$	0.01	$6.68 \times 10^{-5}$
	$3.3 \times 10^{-10}$	$3.24 \times 10^{-6}$	0.01	$3.28 \times 10^{-6}$
Roca sólida	$3.3 \times 10^{-10}$	$3.24 \times 10^{-6}$	0.0001	$3.24 \times 10^{-6}$

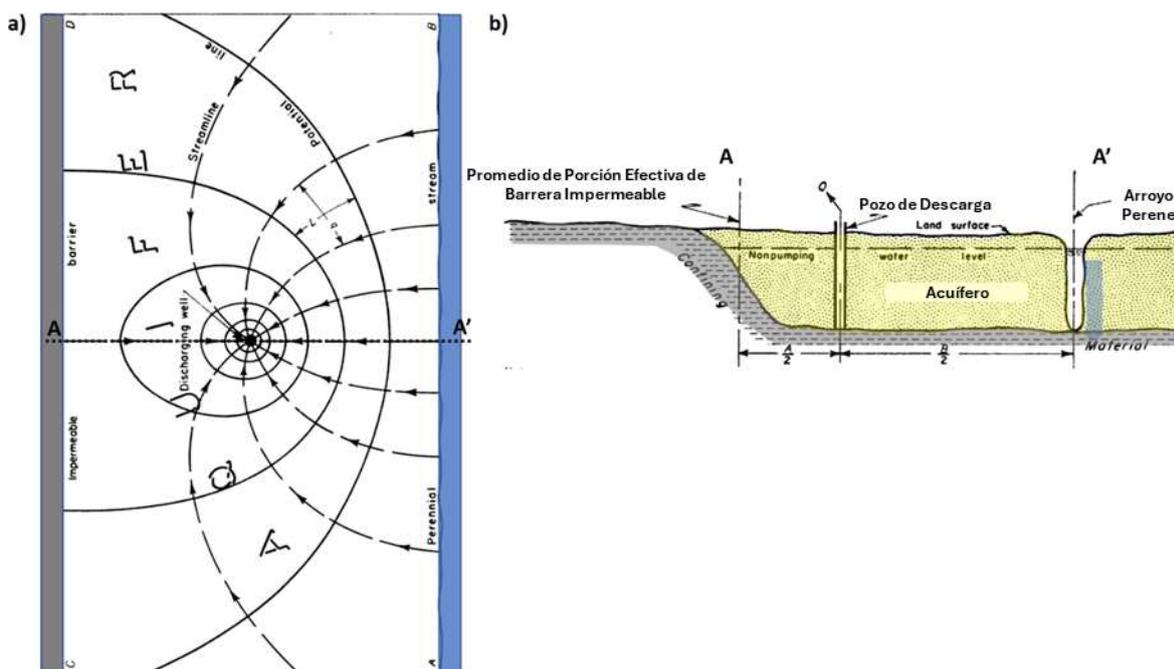
Otro método común utilizado para estimar *el S* para acuíferos confinados fue propuesto por Lohman (1972). Señaló que la capacidad de almacenamiento de los acuíferos confinados suele oscilar entre 0.00001 y 0.001 ( $1 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-3}$ ). Sugiere que la capacidad de almacenamiento de un acuífero confinado puede aproximarse a 0.000003/m multiplicado por el espesor del acuífero en metros. Esta aproximación da como resultado básicamente el uso de 0.000003/m como estimación del almacenamiento específico para todos los materiales terrestres confinados. Usando su enfoque, los valores estimados de capacidad de almacenamiento están en el rango de  $10^{-5}$  a  $10^{-4}$  cuando el espesor de los sistemas confinados basados en rocas es de decenas a cientos de metros. El enfoque de Lohman (1972) proporciona una estimación pobre del almacenamiento específico cuando los materiales del acuífero o del acuitardo son algo distinto de la roca dura. Por lo tanto, las estimaciones del almacenamiento específico basadas en la Tabla del Recuadro 2-2

deben utilizarse con espesores de acuíferos para estimar los valores de capacidad de almacenamiento de los sistemas confinados cuando no se dispone de los valores calculados de las pruebas de bombeo.

[Regreso a donde liga al texto Recuadro 2](#) ↑

### Recuadro 3 - Aplicación de la Teoría de Pozo Imagen cuando están presentes dos condiciones de Borde Lineales.

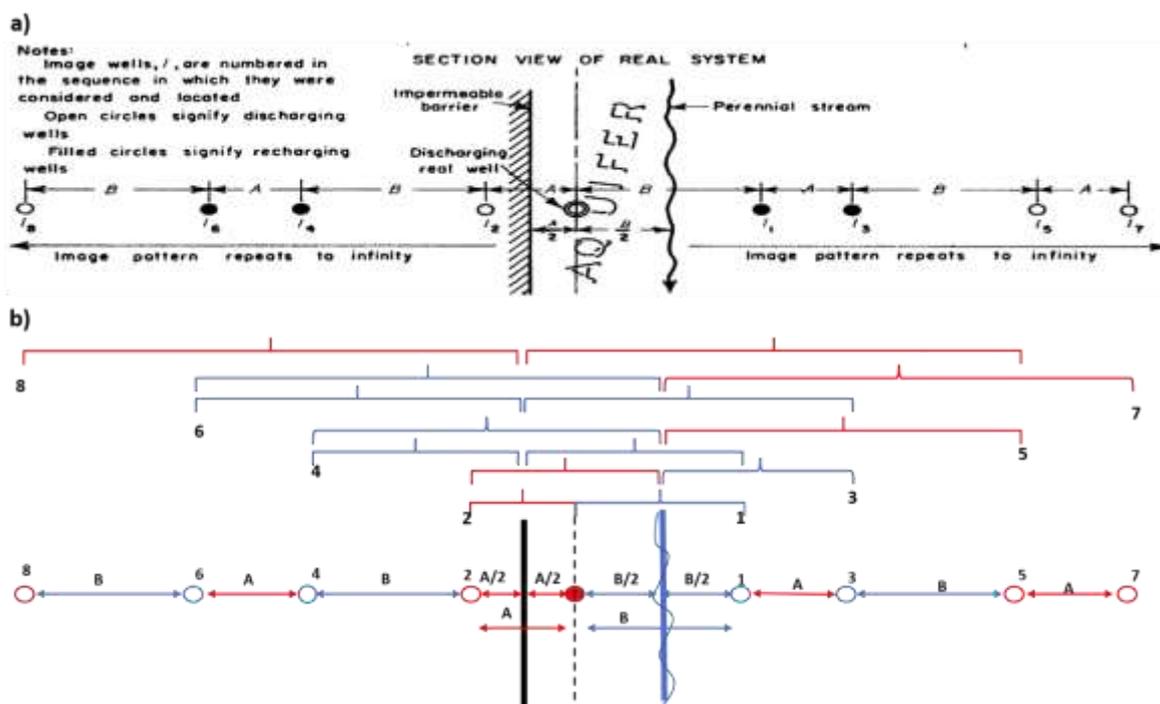
Ferris *et al.* (1962) presentan un ejemplo que muestra cómo una sola imagen no es adecuada para representar un entorno con más de una condición de borde lineal. Los autores ilustran que un sistema no confinado delimitado por un borde lineal impermeable y un borde de recarga (curso de agua permanente e influente) requiere un conjunto complejo de pozos de imágenes para representar el cono de abatimiento que resultaría del bombeo de un solo pozo (Figura Recuadro 3-1).



**Figura Recuadro 3-1** - Esquema que muestra una vista en planta y una vista en corte transversal de un sistema no confinado delimitado por un borde lineal impermeable y uno paralelo de recarga. a) Una vista en planta con las líneas de flujo y las líneas equipotenciales resultantes del bombeo de un solo pozo a un caudal constante. Las flechas discontinuas muestran el flujo del agua subterránea y las líneas continuas son las equipotenciales que descienden hacia el pozo. b) Sección transversal esquemática (A-A') de las condiciones del sitio que muestra la ubicación de un pozo de bombeo y la relación de las condiciones de contorno (modificado de Ferris *et al.* 1962).

La configuración representada en la Figura del Recuadro 3-1 parecería ser sencilla, como se ilustra en la discusión del pozo de imagen en la Sección 11. Sin embargo, la colocación de los pozos de imagen iniciales a cada lado de los dos bordes crea un análisis más complejo. Los pozos de imagen no solo interactúan con un límite, sino que afectan a ambos. Por ejemplo, el pozo de imagen de bombeo a la izquierda del borde impermeable afectará a la representación del borde de recarga a la derecha. Como se puede suponer, la presencia de la imagen de inyección a la derecha del borde de recarga también influirá en la representación del borde impermeable. Ferris *et al.* (1962) explican que se requieren múltiples pozos de imagen adecuadamente espaciados para representar adecuadamente el cono final de depresión para este entorno de dos límites. Ferris *et al.* (1962) abordan esta

condición y otros sistemas de condiciones de borde múltiples en su publicación. El Recuadro de la Figura 3-2a es de su publicación y explica cómo se colocaron los pozos de imágenes. Esto se ilustra con más detalle en el Recuadro de la Figura 3-2b. Cuando hay una barrera impermeable, los pozos de imagen que representan el efecto de la barrera deben tener el mismo signo para  $Q$  que el  $Q$  del pozo de campo que refleja. Cuando una condición de borde de recarga está siendo representado por un pozo de imagen, debe tener el signo opuesto como  $Q$  para el pozo de campo. Por lo tanto, para representar un borde de recarga para un pozo de bombeo, el pozo de imagen es un pozo de inyección que, matemáticamente, proporciona agua que fluye a través del borde. Para representar un borde de recarga para un pozo de inyección, el pozo de imagen es un pozo de bombeo que, matemáticamente, recibe agua que fluye a través del límite representando el fluido inyectado que fluye hacia la entidad que representa el límite. Esto suena complicado, pero se ilustra en el Recuadro de la Figura 3-2. Ferris *et al.* (1962) señalan que, en teoría, estas combinaciones de pozos de imágenes se extenderían hasta el infinito. Sin embargo, a medida que aumenta la distancia de los pozos de imagen a las condiciones de borde, la magnitud de su influencia disminuye y es cada vez menos significativa para el ascenso/descenso compuesto. Para cada pozo de imagen, la influencia sobre la unidad portadora de agua es limitada y el descenso causado por el pozo de campo es aditiva, y el cono de depresión resultante es una composición de todas los descensos calculados dentro del cono.

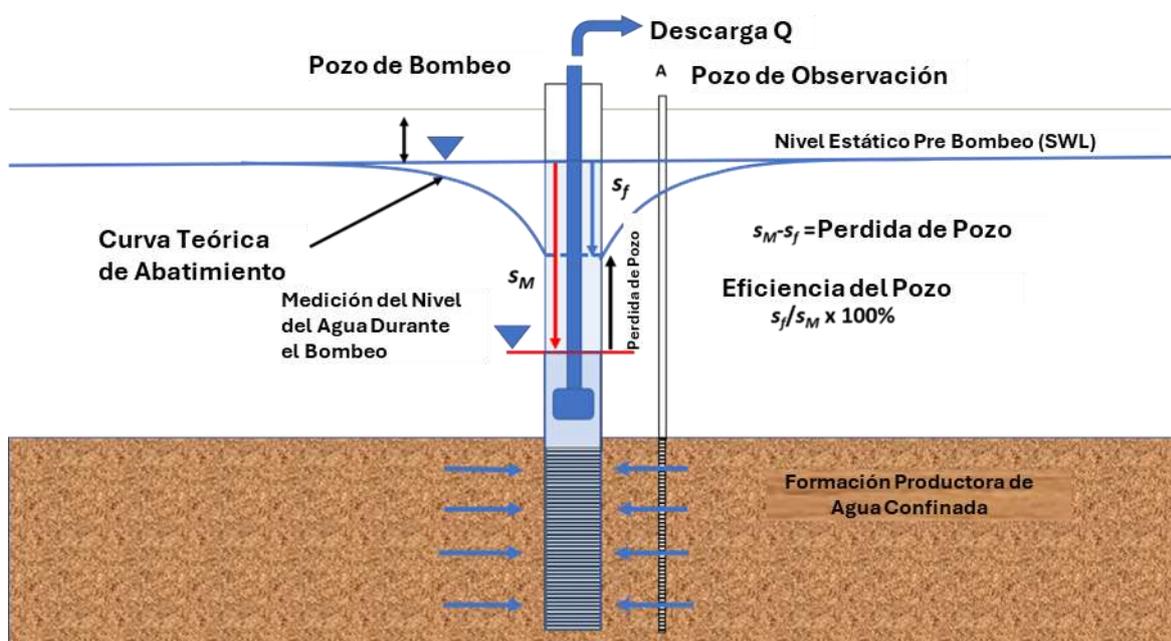


**Figura Recuadro 3-2** - Esquema de una vista cartográfica de un pozo de bombeo delimitado por una extensa condición de borde lineal impermeable y un extenso borde lineal de recarga (Figura Recuadro 3-1). a) Representación de Ferris *et al.* (1962) de la ubicación y el tipo de pozos de imagen necesarios para generar un conjunto de datos compuestos para construir un cono de depresión durante un tiempo específico. Señalan que, para esta geometría, el patrón de los pozos de imágenes se repite a partir de lo que se muestra y teóricamente se extiende hasta el infinito. b) Una interpretación de cómo se ubican los pozos de imagen. A y B son el espaciado de los pozos de imagen desde los bordes. Las flechas azules, los corchetes y los círculos abiertos son representativos de los pozos de imágenes de recarga (inyección). Las flechas rojas, los corchetes y los círculos rojos abiertos son representativos de los pozos de imagen de borde impermeables (bombeo). El pozo de imagen 1 es un pozo de inyección que tiene un signo inverso en  $Q$  desde el pozo de bombeo para representar el borde de recarga. El pozo de la imagen 2, es un pozo de bombeo que tiene el mismo signo que  $Q$  del pozo de bombeo para representar el borde impermeable. El pozo de imagen 3 representa el reflejo del pozo de imagen 2 a través del borde de recarga, por lo que tiene el signo opuesto en  $Q$  en comparación con el pozo de imagen 2. El pozo de imagen 4 representa el reflejo del pozo de imagen 1 a través del borde impermeable, por lo que tiene el mismo signo en  $Q$  en comparación con el pozo de imagen 1. El pozo de imagen 5 representa el efecto de borde de la recarga en el pozo de imagen 4, por lo que tiene el signo opuesto en  $Q$  como pozo de imagen 4. El cuadro de imagen 6 representa el efecto del borde impermeable en el cuadro de imagen 5, por lo que tiene la misma  $Q$  que el cuadro de imagen 5. El pozo de imagen 7 representa el reflejo del pozo de imagen 6 a través del borde de recarga, por lo que tiene el signo opuesto. El cuadro de imagen 8 representa el reflejo del cuadro de imagen 7 a través del borde impermeable, por lo que tiene el mismo signo. La adición de pozos de imagen continúa hasta el infinito, pero pronto están lo suficientemente lejos del área física entre las condiciones de borde impermeables y de recarga, para que la abatimiento adicional sea insignificante (modificado de Ferris *et al.*, 1962).

[Regreso al Recuadro 3](#) ↑

## Recuadro 4 - Eficiencia del Pozo de Producción

La previsión del abatimiento en el pozo de bombeo asume que no se produce ninguna pérdida de carga adicional a medida que el agua ingresa al pozo. Sin embargo, este no suele ser el caso, por lo que el abatimiento medido en el pozo de bombeo suele ser mayor que los valores teóricos calculados a partir de las Ecuaciones analíticas de hidráulica de pozos. Un factor que afecta al pozo de bombeo podría ser la penetración parcial del filtro, lo que genera trayectorias de flujo vertical más largas. Cuando hay pérdida de carga debido a la penetración parcial (es decir, el pozo penetra menos del 80 por ciento del acuífero), la diferencia entre el nivel de bombeo teórico y el nivel observado se denomina pérdida del pozo (Figura 4-1). La pérdida adicional de carga ocurre cuando el agua subterránea fluye a través de la zona alterada cerca del pozo y al atravesar la tubería de revestimiento perforada o ranurada a alta velocidad, lo que provoca un flujo turbulento.



**Figura Recuadro 4-1** - Comparación entre el descenso del nivel medido en un pozo de bombeo ( $s_M$ ) y el descenso teórico calculado en la formación ( $s_f$ ) para un pozo de penetración total. La diferencia entre el descenso de nivel medido y el teórico se denomina pérdida del pozo. La eficiencia del pozo de producción se calcula multiplicando la relación  $s_f/s_M$  por 100 por ciento. La mayoría de los pozos de producción tienen una eficiencia inferior al 100 por ciento debido a que las altas velocidades y el flujo turbulento en el área asociada con la tubería de revestimiento ranurada o perforada, causan una pérdida de carga adicional durante el bombeo.

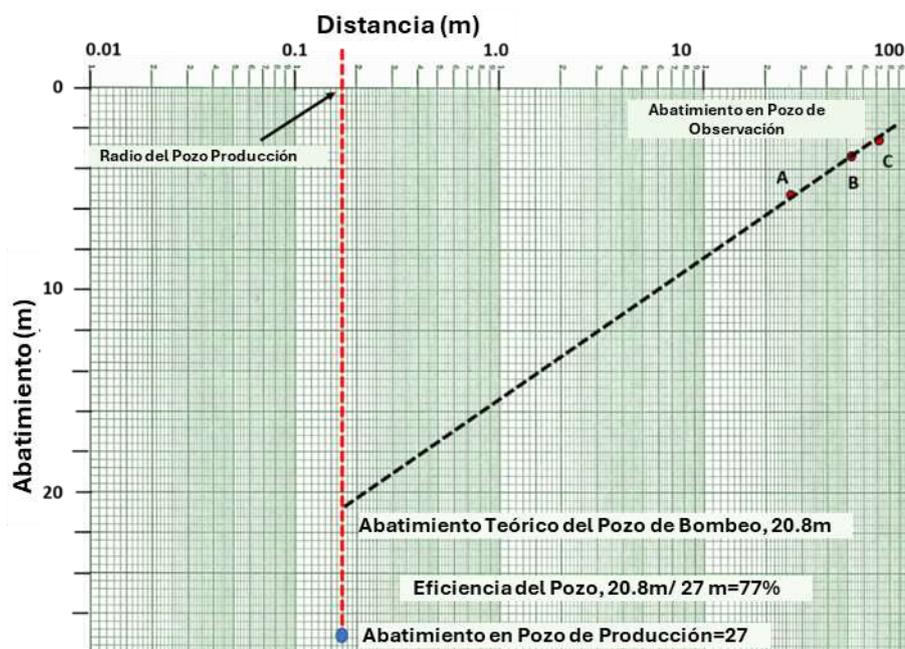
La relación entre el descenso teórico y el real medido es una medida de la eficiencia del pozo de bombeo ( $E$ ), como se muestra en la ecuación Recuadro 4-1.

$$E = \frac{s_{teorico\ de\ formación}}{s_{medido}} 100\ por\ ciento \quad (\text{Recuadro 4-1})$$

El descenso teórico en el pozo de bombeo se puede calcular utilizando ecuaciones analíticas de hidráulica de pozos donde la distancia radial se establece igual al radio del

pozo. La carga calculada no tiene en cuenta la pérdida del pozo, por lo que el descenso teórico calculado representa un pozo con una eficiencia del 100 por ciento.

Cuando los acuíferos se comportan totalmente como confinados, se puede utilizar un segundo método para determinar el descenso teórico en el pozo de bombeo. Este método de abatimiento-distancia proyecta el cono de depresión representado por un gráfico semilogarítmico de los descensos medidos en pozos de observación, los cuales no se bombean, por lo que son 100 por ciento eficientes, durante un tiempo fijo a varias distancias desde el pozo de bombeo hasta el radio del pozo de producción (Figura 4-2). El descenso teórico proyectado se compara con el descenso real medido en el pozo de bombeo para calcular la eficiencia del pozo (recuadro de ecuación 4-1). Una vez que se determina la eficiencia del pozo, los datos de abatimiento del pozo de bombeo se pueden corregir por la pérdida del pozo (Figura 4-1) y el abatimiento corregido obtenido se puede utilizar para el análisis porque cumple con los supuestos de simplificación.



**Figura Recuadro 4-2** - Método de abatimiento-distancia utilizado para determinar la eficiencia del pozo y el descenso teórico del pozo de bombeo al realizar pruebas hidráulicas en un acuífero totalmente confinado que es consistente con el modelo de Theis. Un gráfico semilogarítmico de abatimiento-distancia donde A, B y C, son mediciones de descenso en pozo de observación a varias distancias radiales registradas al mismo tiempo (por ejemplo, 100 min). La línea negra discontinua representa la proyección del cono de depresión logarítmico hasta el radio del pozo de bombeo, que se indica con la línea discontinua roja a 0.17 m. La intersección de las dos líneas discontinuas es el descenso teórico en el pozo de bombeo causado por las propiedades de la formación en ese tiempo especificado. La diferencia entre el descenso real del pozo de bombeo a los 100 minutos (punto azul) y el teórico se utilizan para determinar la eficiencia del pozo de producción que se informa aquí como 0.77 multiplicado por 100 por ciento = 77 %.

Un tercer método para determinar la eficiencia del pozo es analizar los resultados de abatimiento en el tiempo obtenidos de una prueba escalonada del pozo de producción, como se discute en la Sección 12. La prueba escalonada compara el descenso en el pozo de

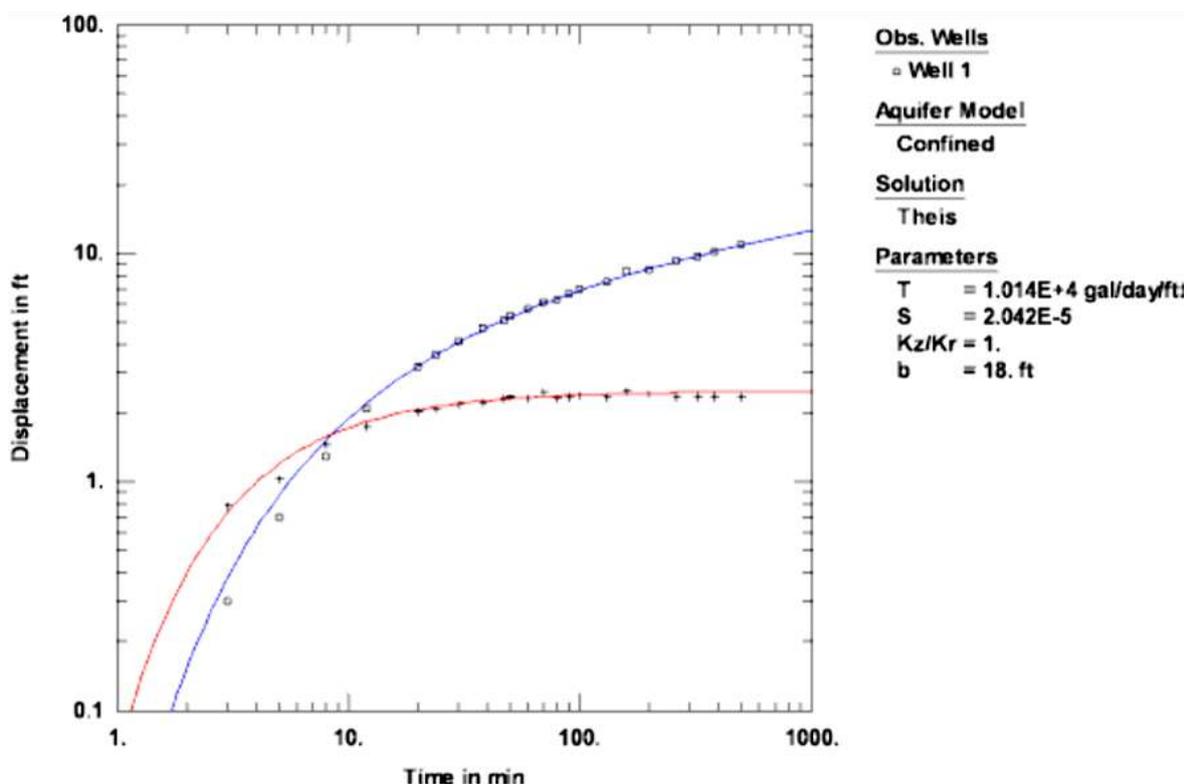
producción a varias tasas de bombeo mantenidas durante períodos de tiempo específicos y los datos se utilizan para calcular la pérdida del pozo de producción (Sterrett, 2007).

[Regreso al Recuadro 4](#) ↑

## Recuadro 5 - AQTESOLV

AQTESOLV V4.5 (aqtesolv.com) proporciona múltiples métodos para analizar las pruebas hidráulicas en acuíferos confinados, semi confinados, libres y fracturados, como se describe en Figura 99 de la Sección 13.1 de este libro. El ajuste automático de curvas ejecuta un método de estimación de parámetros por mínimos cuadrados ponderados no lineal que incluye la descomposición en valores singulares. Se proporcionan análisis estadísticos del ajuste entre los datos y la curva teórica (por ejemplo, gráficos residuales y análisis del error estándar).

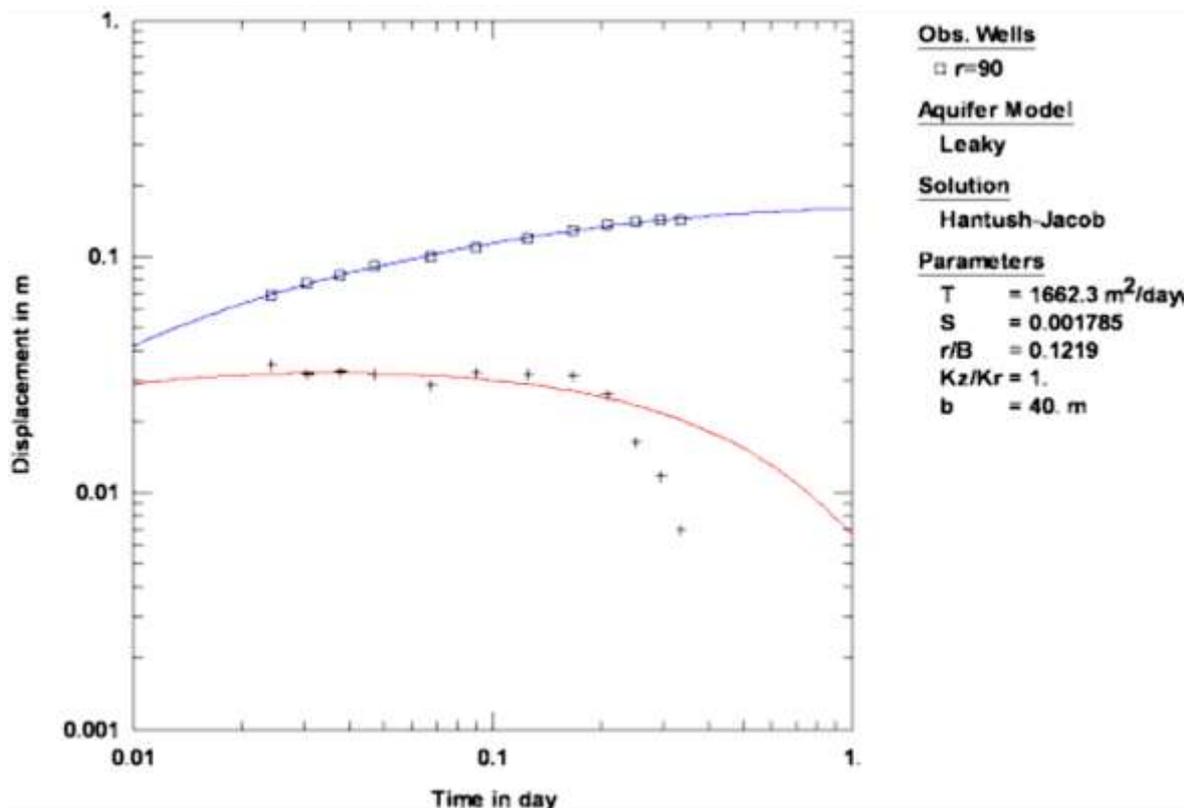
Al hacer el ajuste de curvas, el autor recomienda aproximarse a los valores de los parámetros utilizando el método de línea recta de Cooper-Jacob para los datos de campo. Una vez que se obtienen los valores aproximados de  $T$  y  $S$ , se selecciona un modelo más apropiado que represente mejor las condiciones reales del acuífero. En el Recuadro de la Figura 5-1 se presenta un ejemplo de ajuste automático de curvas, que muestra tanto la curva de tipo como la curva derivada.



**Figura Recuadro 5-1** - Ejemplo de ajuste de una curva de descenso (desplazamiento en el eje y) en función del tiempo (cuadrados abiertos) para el pozo de observación 1 con la curva tipo de Theis (línea azul). También se muestran la curva derivada para los datos de campo (signos más) y la curva tipo para la derivada (curva roja).  $T$  está en unidades de galones/día/pie, la relación de anisotropía es 1 y el espesor del acuífero bombeado ( $b$ ) es de 18 pies (de la Guía del usuario de AQTESOLV V4.5, 2004-2007, aqtesolve.com).

Un segundo ejemplo de ajuste de datos de campo se ilustra para un acuífero semi confinado utilizando la ecuación de Hantush-Jacob que considera la infiltración de agua a

la unidad confinada por flujo vertical a través de un lecho confinado desde una fuente de agua subterránea suprayacente (Figura 5-2).



**Figura Recuadro 5-2** - Ejemplo de un ajuste automático de la curva de observación para datos de un pozo de observación en un acuífero semi confinado, comparado la una curva teórica de Hantush-Jacob. La línea azul es el ajuste de la curva tipo y la línea roja es el ajuste de la derivada del descenso en el tiempo con los datos de la derivada de la curva tipo. Se utilizó el modelo de Hantush-Jacob para determinar los valores de  $T$  y  $S$ . Se intentó un segundo ajuste utilizando el modelo de Hantush, sin embargo, el análisis del error estándar indicó que ese ajuste presentaba mayor incertidumbre. Se derivan los valores de  $T$  en  $m^2/d$ ,  $S$  y  $r/B$ .  $r/B$  es  $r/(T/(K'b)^{0.5})$  donde  $K'$  es la conductividad hidráulica vertical de la capa confinante y  $b'$  es el espesor de la capa confinante. El acuífero bombeado tiene una relación de anisotropía de 1 y un espesor ( $b$ ) de 40 m (de la Guía del usuario de AQTESOLV V4.5, 2004-2007, aqtesolv.com).

La Guía del usuario de AQTESOLV V4.5 (2004-2007) proporciona una fuente adicional de información y ejemplos. Los videos producidos para demostrar cómo se puede usar el programa están disponibles en Internet y algunos están referenciados en el sitio web de 2023 (aqtesolve.com). El desarrollador de software recomienda ir directamente al sitio web para obtener información sobre las capacidades y aplicaciones (aqtesolve.com).

[Regreso al Recuadro 5](#) ↑

## Recuadro 6 - AcuíferTest V12

AcuíferTest V12 es una herramienta de análisis de pruebas hidráulicas desarrollada por Waterloo Hydrogeologic. Los detalles sobre sus capacidades y limitaciones se explican en el sitio web ([waterloohydrogeologic.com](http://waterloohydrogeologic.com)) y en el manual del usuario adjunto (<https://www.waterloohydrogeologic.com/help/acuiferotest/>).

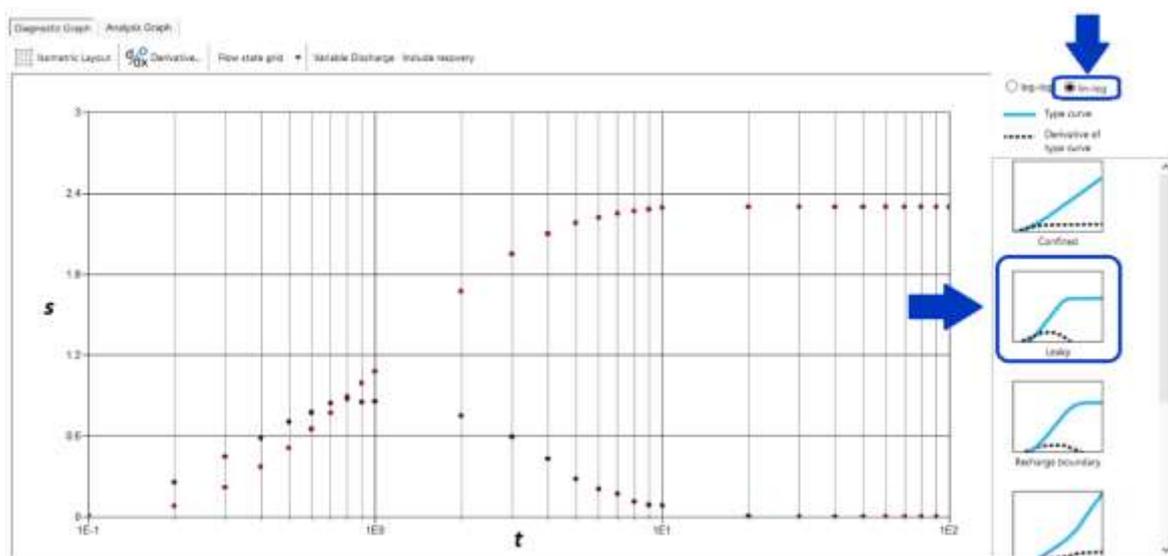
AcuíferTest V12 proporciona múltiples métodos para analizar pruebas hidráulicas en acuíferos confinados, semi confinado, libres, de doble porosidad y delimitados (con condiciones de borde de recarga o de barrera) como se describe en el Recuadro 6-1 de la Figura. También puede tener en cuenta la anisotropía del acuífero, los efectos del pozo como la penetración parcial, el almacenamiento del pozo y tasas de bombeo variables. Incluye la capacidad de establecer un pozo de bombeo y pronosticar la respuesta resultante en pozos de observación ubicados en la misma formación hidrogeológica. Divide el análisis en dos grupos:

- análisis con supuestos fijos que se aplican los métodos tal como se publicaron originalmente sin la opción de ajustar sus supuestos estándar, y
- análisis personalizados que permiten modificar las condiciones iniciales, como se muestra en el recuadro de la figura 6-1.

Fixed Analysis Without Adjustment of Model Assumptions
<ul style="list-style-type: none"><li>• Theis Recovery (1935)</li><li>• Cooper-Jacob Type I (Time Drawdown) (1946)</li><li>• Cooper-Jacob Type II (Distance-Drawdown) (1946)</li><li>• Cooper-Jacob Type III (Time-Distance-Drawdown) (1946)</li></ul>
Allow Adjustment of Model Assumptions
<ul style="list-style-type: none"><li>• Theis (1935)</li><li>• Hantush-Jacob (Walton) (1955)</li><li>• Neuman (1975)</li><li>• Theis with Jacob Correction (1944)</li><li>• Warren-Root Double Porosity (Fracture Flow) (1963)</li><li>• Papadopulos-Cooper (1967)</li><li>• Agarwal Recovery (1970)</li><li>• Moench Fracture Flow (1984)</li><li>• Hantush with storage (1960)</li><li>• Neuman-Witherspoon (1969)</li><li>• Agarwal Skin Effects (1970)<sup>PRO</sup></li><li>• Multi-Layer-Aquifer (Hemker &amp; Maas, 1999)<sup>PRO</sup></li><li>• Horizontal Wells (Clonts and Ramey, 1986)<sup>PRO</sup></li></ul>

**Figura Recuadro 6-1** - Lista de métodos analíticos de curvas tipo proporcionados en el software AcuíferTest V12. Las técnicas de análisis que se denominan fijas no permiten al usuario modificar los supuestos, por lo que son métodos estándar de ajuste de curvas de Theis y de línea recta de Cooper-Jacob. La lista de métodos que permiten ajustes de supuestos del modelo utilizan formulaciones que incluyen condiciones como el almacenamiento en la perforación, la penetración parcial, los efectos de pérdida de pozos, tasas de bombeo variable y programados, y condiciones de borde. Los últimos tres métodos señalizados con PRO indican que están disponibles en una versión mejorada del software denominada AcuíferTest 12 PRO. Las referencias completas se encuentran en la sección de referencias de este libro. Los detalles de estos métodos se encuentran en el manual del usuario/archivo de ayuda <https://www.waterloohydrogeologic.com/help/acuiferotest/>.

Para ayudar al usuario a identificar las condiciones del acuífero que están representadas por los datos de descenso observados, AquiferTest V12 utiliza gráficos de diagnóstico como se muestra en la Figura 6-2.

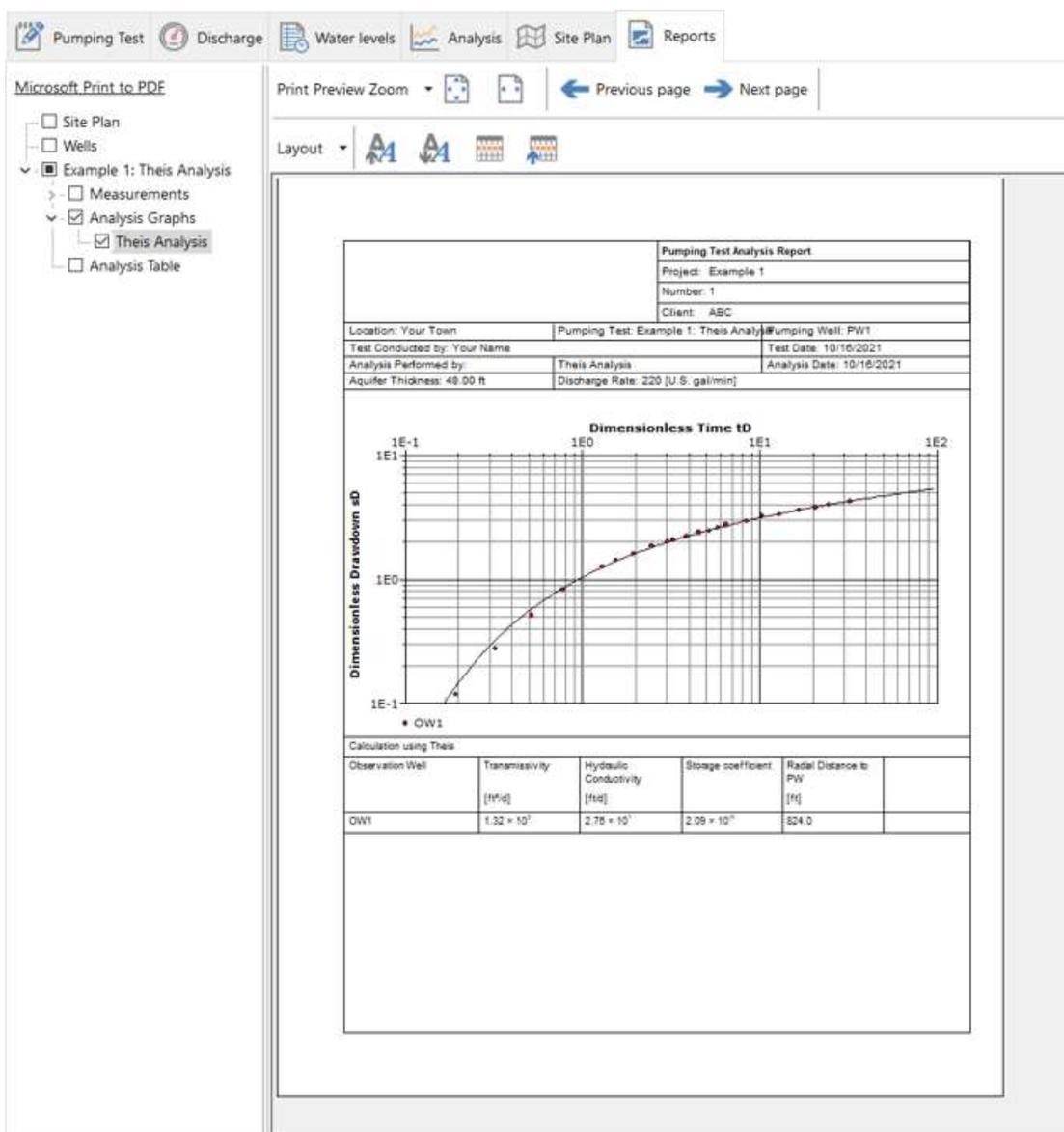


**Figura Recuadro 6-2** - Un gráfico de diagnóstico de los datos de abatimiento de un pozo de observación o del pozo de bombeo vs el tiempo (diamantes rojos) en una escala logarítmica presentada en AquiferTest V12. Un segundo gráfico muestra los datos de la derivada (curva inferior) ( $\Delta s/\Delta \log(t)$ ). En el lado derecho del diagrama se encuentran las curvas tipo (líneas azules) y las gráficas de derivadas (puntos negros) que se utilizan para comparar con los datos observados trazados en el gráfico. Este análisis tiene como objetivo sugerir si los datos observados son representativos de las condiciones hidrogeológicas conceptualizadas o si reflejan factores adicionales que afectan a los datos. Esta gráfica de datos es similar a la esperada para un acuífero semi confinado (de <https://www.waterloohydrogeologic.com/help/aquifertest/>).

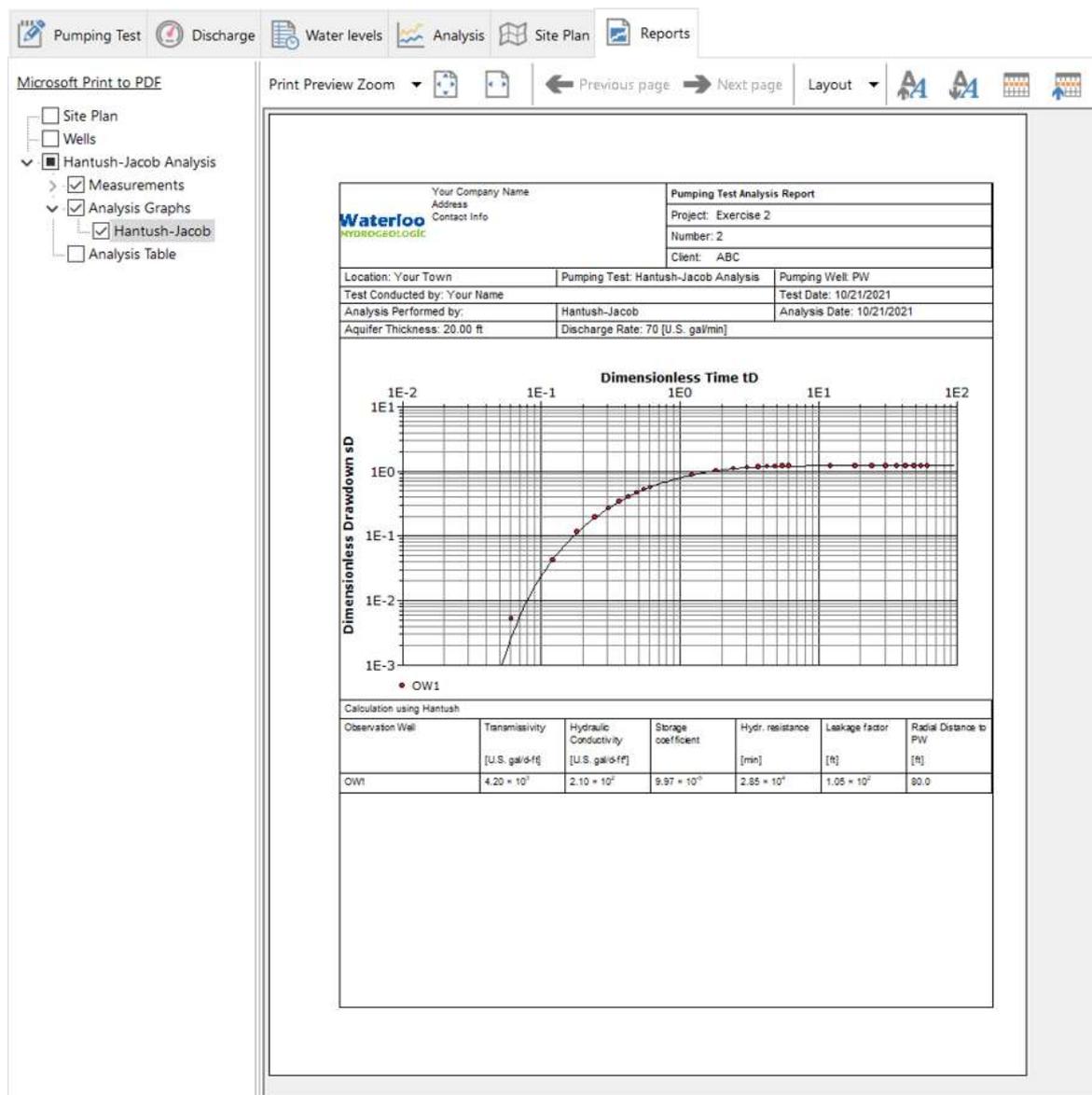
Los gráficos diagnósticos se utilizan como ayuda visual para comparar los datos de descenso de nivel observados en el tiempo con las curvas tipo teóricas. Además de las gráficas de curva tipo estándar, también se representa gráficamente la derivada de la curva tipo. AquiferTest V12 señala que las curvas de derivadas proporcionan un conjunto adicional de datos que se pueden utilizar en el ajuste de curvas (Figura 6-2).

Una vez que el usuario ha seleccionado un modelo analítico adecuado, se pueden aplicar los métodos de ajuste automático y ajuste manual de curvas. Los métodos de ajuste utilizan el "método simplex descendiente" para ajustar automáticamente los datos de abatimiento con el tipo de acuífero designado (por ejemplo, confinado, semi confinado, libre y doble porosidad). La metodología de ajuste automático de curvas aplica un algoritmo de minimización a funciones no lineales. El ajuste manual de curvas realizadas por el usuario de los datos de abatimiento en el tiempo y de la derivada se puede realizar con un mouse de computadora, moviendo la curva de datos sobre la curva tipo hasta que se logre una coincidencia visual. Luego, los valores de los parámetros se calculan automáticamente utilizando las Ecuaciones analíticas adecuadas.

La metodología de ajuste de curvas descrita en este libro es el mismo proceso que se utiliza en AquiferTest V12. Los métodos de superposición y los pozos imagen se utilizan cuando ocurren condiciones de borde, pozos de bombeo múltiples o tasas de bombeo variables. Los pozos que penetran parcialmente se manejan mediante correcciones a los datos observados (Reed, 1980). También se pueden analizar las pruebas escalonadas. En las Figuras 6-3 y 6-4 se muestran ejemplos de la salida del software.



**Figura Recuadro 6-3** - Ejemplo de ajuste de la curva de datos de prueba (puntos rojos) con la solución de Theis (línea negra) utilizando AquiferTest V12. Cuando el ajuste de la curva se muestra como un solo gráfico, los ejes de datos de campo se denominan adimensional. Un valor de  $T$  en  $ft^2/d$ ,  $K$  en  $ft/d$  y  $S$ , son calculados. (de <https://www.waterloohydrogeologic.com/help/aquifertest/>)



**Figura Recuadro 6-4** - Ejemplo de ajuste de curva para datos de prueba de bombeo (puntos rojos) para la solución de Hantush-Jacob (línea negra), usando AquiferTest V12. Estos son los mismos datos que se presentan en la Figura Recuadro 6-2. Cuando el ajuste de la curva se muestra como un solo gráfico, los ejes de los datos de campo se denominan adimensional. El valor de  $T$ , en galones/ (ft d), la conductividad hidráulica en (galones/ft<sup>2</sup> d),  $S$ , Resistencia Hidráulica en ft/min ( $c = D/K'$  donde  $D'$  es el espesor de la capa confinante y  $K'$  es la conductividad hidráulica vertical de la capa confinante), y el factor de goteo ( $L = (Tc)^{0.5}$ ) en pies, son calculados (de <https://www.waterloohydrogeologic.com/wp-content/uploads/2021/11/AQTHelp.pdf>).

El software también incluye métodos para analizar el rendimiento de los pozos, incluidos datos de caudal específico, pérdida de pozos y eficiencia de pozos. AquiferTest V12 permite analizar el descenso de nivel en acuíferos no bombeados que se ubican sobre o por la parte inferior del acuífero que se está bombeando, mediante análisis de acuífero multicapas.

El manual del usuario está disponible en ([waterloohydrogeologic.com/help/acuiferotest/](http://waterloohydrogeologic.com/help/acuiferotest/)<sup>↗</sup>). Asimismo, videos están disponibles en internet para asistir al usuario.

[Regreso al Recuadro 6](#) ↗

## Recuadro 7 - Acuífer<sup>Win32</sup> V6

El software de prueba en acuíferos creado por Environmental Simulations, Inc. es Acuífer<sup>Win32</sup> V6 ([www.groundwatermodels.com](http://www.groundwatermodels.com)). Este software incluye componentes utilizados para analizar datos de bombeo, pruebas de carga variable y rendimiento de pozos, y proporciona modelos de elementos analíticos para producir resultados teóricos de pruebas en acuíferos, incluidos mapas de contorno e hidrogramas. Acuífer<sup>Win32</sup> V6 permite el análisis utilizando soluciones para acuíferos confinados, semi confinados, libres y fracturados. También incluye métodos para representar la penetración parcial, las tasas de bombeo variables, el almacenamiento de pozos y el rendimiento diferido. Las ecuaciones analíticas representadas en Acuífer<sup>Win32</sup> V6 se muestran en la Figura Recuadro 7-1.

Pumping Test Analyses	
Cooper & Jacob, 1946	A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. (Cooper Jacob Straight Line Method)
Theis, 1935	Constant discharge from a fully penetrating well in a nonleaky aquifer*
Theis, 1935 (Unconfined)	Constant discharge from a fully penetrating well in a nonleaky aquifer*
Theis, 1946 (Recovery)	Recovery test after constant discharge from a fully penetrating well in a nonleaky aquifer
Hantush, 1961	Constant discharge from a partially penetrating well in a nonleaky aquifer*
Papadopoulos & Cooper, 1967	Constant discharge from a fully penetrating well of finite diameter in a nonleaky aquifer*
Hantush, 1960	Constant discharge from a well in a leaky aquifer with storage of water in the confining beds*
Hantush & Jacob, 1955	Constant discharge from a fully penetrating well in a leaky aquifer*
Hantush, 1964	Constant discharge from a partially penetrating well in a leaky aquifer*
Neuman, 1972	Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table*
Neuman, 1974	Effects of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed aquifer response*
Moench, 1984	Double-Porosity Models for a Fissured Groundwater Reservoir with Fracture Skin*
Moench, 1985	Transient Flow to a Large-Diameter Well in an Aquifer With Storative Semiconfining Layers*
Moench, 1997	Flow to a well of finite diameter in a homogeneous, anisotropic water table aquifer

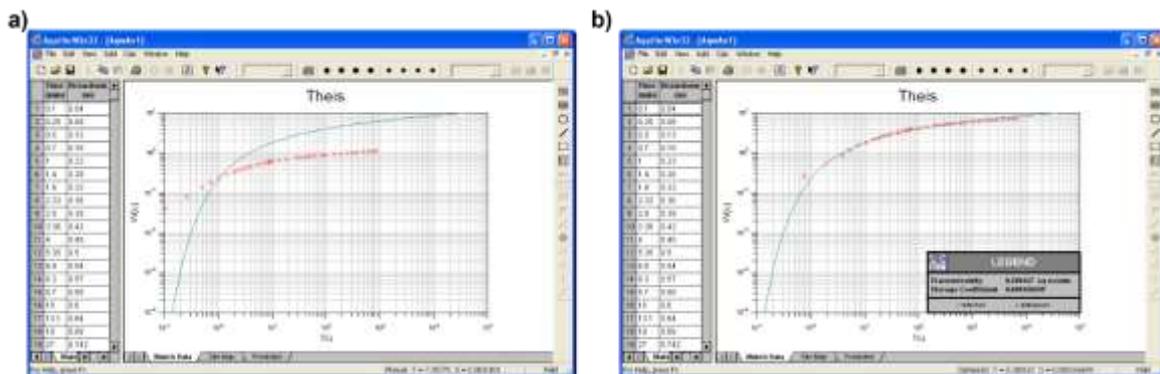
\* Analysis available for use in pump test simulator

**Figura Recuadro 7-1** – Modelos analíticos incluidos en el software Acuífer<sup>Win32</sup> V6. Las referencias completas se proporcionan en la sección de referencias de este libro. El simulador de prueba de bombeo permite al usuario bombear matemáticamente un pozo en un tipo de acuífero determinado por el usuario y generar el abatimiento en pozos de monitoreo ubicados a varias distancias radiales del pozo de bombeo bajo condiciones transitorias (de <https://www.groundwatermodels.com>, Environmental Simulations, Inc., 2019).

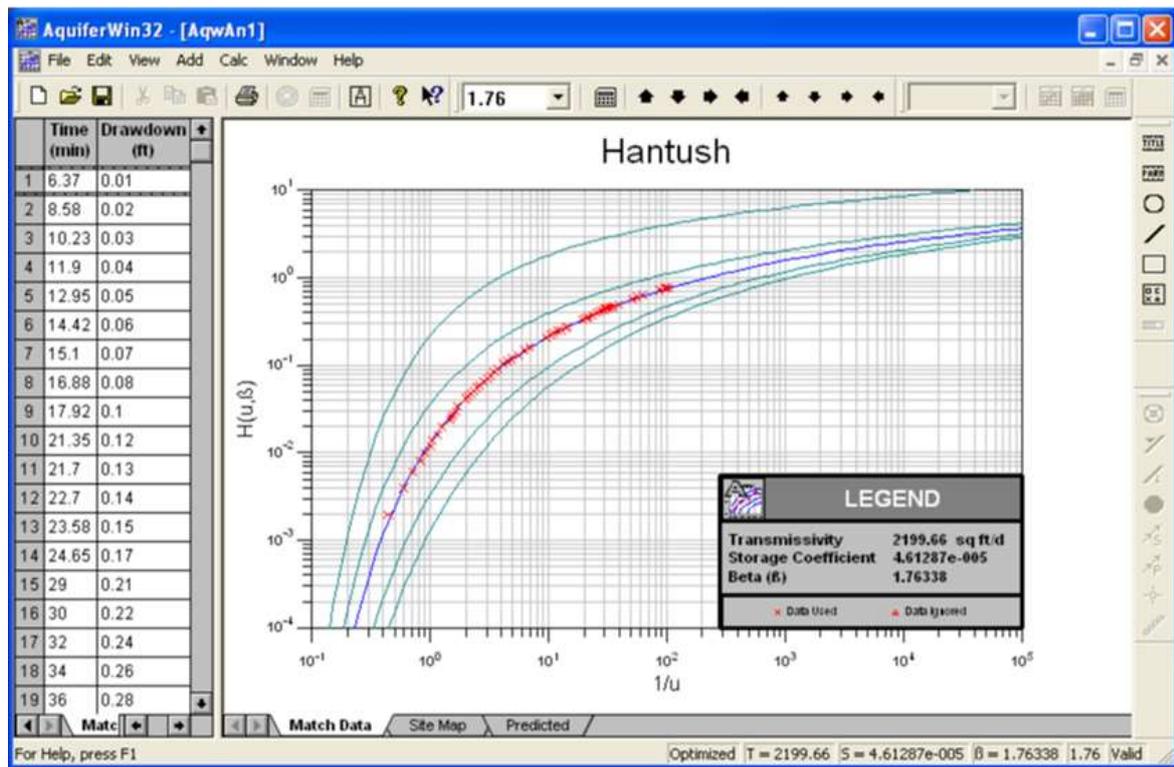
Los análisis de las pruebas en acuíferos utilizan tanto el cálculo automático como los métodos manuales de ajuste de curvas. El enfoque automático utiliza la técnica de

mínimos cuadrados no lineales de Marquardt (Gauss-Newton modificado) para generar el mejor ajuste estadístico entre una curva tipo seleccionada (por ejemplo, ecuación de Theis, ecuación de Hantush) y los datos de descenso del nivel en el tiempo de la prueba hidráulica. El manual del usuario indica que el enfoque de *Aquifer*<sup>Win32</sup> V6 para analizar los datos de las pruebas hidráulicas está diseñado para ser similar a las técnicas de ajuste visual de curvas descritas en los textos típicos de hidrogeología y en este libro. Fomenta el ajuste visual de las curvas automáticamente ajustadas utilizando las flechas hacia arriba y hacia abajo en el programa o el mouse de la computadora. También se pueden realizar análisis de las derivadas. El manual del usuario describe los métodos para calcular la derivada. Está disponible el ajuste automático y visual de las curvas de derivadas.

En las figuras 7-2 y 7-3 se presentan ejemplos de datos de pruebas hidráulicas que coinciden con los modelos analíticos de Theis (1935) y Hantush (1960).



**Figura Recuadro 7-2** - Ejemplo de datos de abatimiento en el tiempo (rojo x) mostrados parcialmente en la columna de la izquierda con la curva tipo de Theis (línea azul en el software *Aquifer*<sup>Win32</sup> V6. a) Datos graficados sobre la curva tipo, antes del ajuste. b) Datos ajustados mediante métodos automáticos y ajuste manual (ref. Environmental Simulations, Inc., 2019).



**Figura Recuadro 7-3** - Ejemplo de datos de abatimiento vs tiempo (x roja) parcialmente mostrados en la columna izquierda ajustada con la curva tipo de Hantush (1960) mediante el software Aquifer<sup>Win32</sup> V6. Los valores de  $T$ ,  $S$  and  $\beta$  con calculados. (Environmental Simulations, Inc., 2019).

Otra característica de Aquifer<sup>Win32</sup> V6 es que permite simular los resultados de pruebas en acuíferos. Esto requiere de valores de  $T$  y  $S$  y otros parámetros relacionados (p.ej.,  $K'$ ,  $\beta$ ), además de la información de la construcción del pozo de bombeo y de observación, incluyendo el dato del grado de penetración en el acuífero. El programa genera un mapa de contorno del descenso del nivel para un caudal y un tiempo de bombeo determinados. Se pueden generar las curvas de abatimiento en el tiempo para un pozo de observación colocado a cualquier distancia radial del pozo de bombeo.

El software también incluye capacidades de modelado de aguas subterráneas utilizando un modelo de flujo de elementos analíticos en el que se pueden usar ecuaciones analíticas y pozo imagen, para modelar el flujo de agua subterránea en estado estacionario. El modelado analítico de elementos es discutido por Haitjema (1995).

[Regreso al Recuadro 7](#) ↑

## Recuadro 8 - Software Utilizado para Analizar Pruebas de Carga Variable

AQTESOLV 4.5 software cuenta con el conjunto más extenso de soluciones aplicadas a pruebas de carga variable (<http://www.aqtesolv.com/>) como muestra la lista de la Figura Recuadro 8-1. Se recomienda al lector a visitar la página web de AQTESOLV para conocer los detalles de cada método y su aplicación.

<b>Slug Tests in Confined Aquifers</b>	<b>Std</b>	<b>Pro</b>
<a href="#">Bouwer-Rice (1976)</a>	✓	✓
<a href="#">Cooper-Bredehoeft-Papadopulos (1967)</a>	✓	✓
<a href="#">Dougherty-Babu (1984)</a>		✓
<a href="#">Hvorslev (1951)</a>	✓	✓
<a href="#">Hyder et al. (1994)/KGS Model</a>		✓
<a href="#">Butler (1998)</a>		✓
<a href="#">Butler-Zhan (2004)</a>		✓
<a href="#">Peres et al. (1989) deconvolution</a>		✓
<a href="#">McElwee-Zenner (1998) nonlinear slug test</a>		✓
<b>Slug Tests in Unconfined Aquifers</b>	<b>Std</b>	<b>Pro</b>
<a href="#">Bouwer-Rice (1976)</a>	✓	✓
<a href="#">Hvorslev (1951)</a>	✓	✓
<a href="#">Dagan (1978)</a>		✓
<a href="#">Hyder et al. (1994)/KGS Model</a>		✓
<a href="#">Springer-Gelhar (1991)</a>		✓
<b>Slug Tests in Fractured Aquifers</b>	<b>Std</b>	<b>Pro</b>
<a href="#">Barker-Black (1984) double-porosity slug test</a>		✓

**Figura Recuadro 8-1** – Métodos de análisis de pruebas de Carga Variable disponibles en el software AQTESOLV 4.5. Se indican los datos disponibles en las versiones Standard y PRO del software. Las referencias de los métodos se incluyen en la sección de referencias (Sección 19 de este libro).

Los métodos de carga variable incluidos en AquiferTest12 (Waterloo Hydrogeologic, 2021) se muestran en la Figura Recuadro 8-2. El manual del usuario de AquiferTest 12.0 y el software brinda información de los métodos y sus aplicaciones [waterloohydrogeologic.com/](http://waterloohydrogeologic.com/).

- [Hvorslev Slug Test](#) (Hvorslev, 1951)
- [Bouwer-Rice Slug Test](#) (Bouwer & Rice, 1976) (Bouwer, 1989)
- [Cooper-Bredehoeft-Papadopulos Slug Test](#) (Cooper et al., 1967)
- [High-K Butler](#) (Butler et al., 2000; Butler & Garnett, 2000)
- [Dagan Slug Test](#) (Dagan, 1978)
- [Binkhorst and Robbins effective radius](#) (Brinkhorst & Robbins, 1998)

**Figura Recuadro 8-2** – Métodos analíticos de Pruebas de Carga Variable incluidos en AquiferTest 12. Las referencias citadas están incluidas en la Sección 19 de este libro (modificado de Waterloo Hydrogeologic, 2021).

La versión 6 del software Aquifer<sup>Win32</sup> incluye las herramientas de análisis de para pruebas de Carga Variable como se muestra en la Figura Recuadro 8-3 (Environmental Simulations, Inc., 2019) y se puede acceder a través de [groundwatermodels.com/](http://groundwatermodels.com/). El manual de usuario de Aquifer<sup>Win32</sup> brinda mayores detalles y soporte en este [link](#). Una vez descargada e instalada la versión de prueba gratuita, se cuenta con una guía completa disponible del usuario en el botón Temas de ayuda.

Method	Reference
<b>Hvorslev</b>	Hvorslev, 1951 Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations
<b>Bouwer and Rice</b>	Bouwer & Rice, 1976 Slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells
<b>Black</b>	Black, 1978 The use of the slug test in groundwater investigations (Modified Bouwer & Rice unconfined aquifer slug test analysis using an exponential type curve)
<b>Cooper, Bredehoeft, Papadopulos</b>	Cooper, Bredehoeft & Papadopulos, 1967 Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water
<b>Hyder, Butler, McElwee, Liu</b>	Hyder, Butler, McElwee & Liu, 1994 Slug tests in partially penetrating wells (KGS Model including well skin and monitoring well response)
<b>Kipp</b>	Kipp, 1985 Type Curve Analysis of Inertial Effects in the Response of a Well to a Slug Test

**Figura Recuadro 8-3** – Métodos de análisis para la prueba de carga variable incluidos en Aquifer<sup>Win32</sup>. Las referencias citadas están disponibles en la sección 19 de este libro. (Environmental Simulations, Inc., 2019).

[Regreso al Recuadro 8](#) ↑

## Recuadro 9 - Métodos de Laboratorio para Determinar las Propiedades Hidráulicas de Acuitardos y Formaciones de Baja Permeabilidad

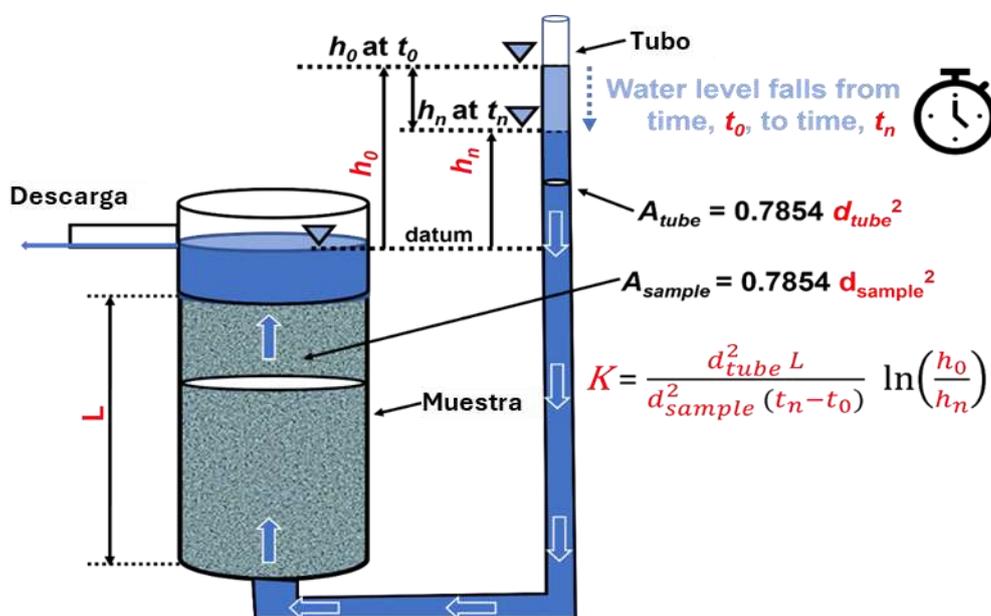
En el laboratorio se pueden examinar pequeñas muestras del acuitardo y formaciones de baja permeabilidad, y obtener estimaciones de la conductividad hidráulica y el almacenamiento específico. Algunos resultados de pruebas transitorias a escala de campo se expresan en términos de difusividad,  $Kh/Ss$  y  $Kv/Ss$ . Por lo tanto, las mediciones de almacenamiento específico son valiosas porque se pueden utilizar para resolver la conductividad hidráulica en entornos transitorios.

Al igual que con cualquier prueba de laboratorio, se asume que la muestra es representativa del material que se está investigando. Como se mencionó anteriormente, los métodos de laboratorio pueden representar adecuadamente las condiciones de campo cuando la unidad de confinamiento es uniforme y no hay lentes de grano grueso o características de permeabilidad secundaria.

Los métodos discutidos en este Recuadro incluyen el permeámetro de carga hidráulica descendente, la celda triaxial y el consolidómetro.

### Recuadro 9.1 - Permeámetro de Carga Hidráulica Descendente (modificado de Recuadro 4.3 de Woessner y Poeter (2020))

El permeámetro de carga hidráulica descendente fue diseñado para determinar los valores de conductividad hidráulica de sedimentos de baja permeabilidad. En este método, los niveles de agua y las tasas de flujos cambian con el tiempo. Los requisitos de datos incluyen las dimensiones de la muestra y el tubo conectado, y el cambio en el nivel del agua a lo largo del tiempo, como se muestra en el recuadro de la figura 9-1.



**Figura Recuadro 9-1** – Esquema de un permeámetro de carga hidráulica descendente. La muestra de longitud  $L$  es colocada en una cámara de área  $A_{muestra}$ , y es saturada agregando agua al tubo incorporado de área  $A_{tubo}$ . Una vez que la muestra está saturada y el agua escurre por la salida, el permeámetro está listo para usarse. En el tiempo  $t_0$  se registra la medición del nivel del agua arriba de la salida de la muestra  $h_0$ . Después de un intervalo de tiempo,  $t_n - t_0$ , una segunda medición del nivel de agua en el tubo es medida,  $h_n$ . Esos parámetros son usados para calcular la conductividad hidráulica de la muestra como se muestra, en donde  $d_{tubo}$  y  $d_{muestra}$  son los diámetros del tubo y de la muestra, respectivamente. (Woessner & Poeter, 2020).

La muestra debe saturarse primero con agua sin aire disuelto y luego se aplica un vacío en la parte superior de la cámara de muestras. Se introduce agua en la base de la muestra. Si no se puede lograr la saturación en aproximadamente 24 horas, se recomienda que se aplique el método de prueba de permeabilidad triaxial como se describe en la siguiente sección. Woessner y Poeter (2020) presentan la derivación de la ecuación de la carga hidráulica descendente y detalles sobre la realización de la prueba tal como se presenta en el recuadro de Ecuaciones 9-1.

$$K = \frac{d_{tubo}^2 L}{d_{muestra}^2 t} \ln \left( \frac{h_0}{h_n} \right) \quad (\text{Recuadro 9-1})$$

donde:

- $K$  = conductividad hidráulica vertical ( $LT^{-1}$ )
- $d_{tubo}$  = diámetro del tubo (L)
- $d_{muestra}$  = diámetro de la muestra (L)
- $t$  = Intervalo de tiempo entre las cargas hidráulicas medidas (T)
- $h_0$  = carga hidráulica al inicio del tiempo de medición (T)
- $h_n$  = carga hidráulica al final del intervalo de tiempo (T)

## Recuadro 9.2 - Prueba de Permeabilidad Triaxial

El funcionamiento de las celdas triaxiales se describe en una serie de publicaciones de la American Society of Testing and Materials (por ejemplo, Carpenter y Stephenson, 1986, "Permeability Testing in the Triaxial Cell"). Estas publicaciones describen los métodos estándar utilizados en la preparación de muestras y el funcionamiento de los equipos. Los videos instructivos también están disponibles en sitios como [coffeytesting.com.au/soil-permeability-testing/](http://coffeytesting.com.au/soil-permeability-testing/).

Una muestra geológica cilíndrica se coloca en una membrana flexible compresible montada dentro de una cámara triaxial rígida y luego la cámara se satura con agua (Figura Recuadro 9-2). La muestra se satura mediante contrapresión. La cámara está presurizada para representar las condiciones de tensión especificadas por el usuario para la muestra en el campo. El flujo a través de la muestra se logra aumentando ligeramente la presión del agua en la base de la muestra y disminuyéndola ligeramente en la parte superior de la muestra (estableciendo un gradiente hidráulico). Das (1983) proporciona detalles sobre los métodos de ensayo triaxiales. El cambio de volumen del agua que sale de la columna se monitorea hasta que alcanza un estado estacionario. Luego, usando las

dimensiones de la columna, el gradiente y la descarga en estado estacionario, se calcula  $K_v$  usando la Ley de Darcy (Cuadro de Ecuación 9-2).



**Figura Recuadro 9-2** - Celda de permeabilidad triaxial. Las válvulas y los tubos que se muestran se conectan a un panel de control que suministra agua, presurización, vacío, así como métodos para controlar gradientes y medir caudales. El agua en la muestra se mueve desde la parte inferior hasta la parte superior de la celda.  $A$  es el área de la sección transversal de la muestra. El agua a presión en la celda triaxial rígida permanece constante después de ser configurada por el usuario. El gradiente se calcula restando la carga hidráulica en la parte superior ( $h_{superior}$ , inferior) con la carga inferior de la celda ( $h_{inferior}$ , más alta) y dividiendo por el grosor de la muestra,  $b$ .  $K_v$  se calcula después de que el caudal alcanza el estado estacionario (fotografía modificada de <https://www.geo-con.com.au/product/permeability-cells/>).

$$K_v = \frac{Q}{i A} \quad (\text{Recuadro 9-2})$$

donde:

- $K_v$  = conductividad hidráulica ( $L T^{-1}$ )
- $Q$  = caudal de descarga constante ( $L^3 T^{-1}$ )
- $i$  = gradiente hidráulico, (carga hidráulica a la salida – carga hidráulica a la entrada) / espesor de la muestra,  $b$ , (valor negativo) (adimensional)
- $A$  = área de la sección transversal de la muestra ( $L^2$ )

### Recuadro 9.3 - Consolidometro

Al diseñar y construir cimientos para edificios, se debe tener en cuenta el asentamiento causado por la deformación lateral del suelo y el asentamiento gradual resultante de un cambio de volumen si el agua de los poros drena del suelo. En el caso de los depósitos de arcilla saturada, la compresión unidimensional es motivo de preocupación. Las consideraciones de consolidación generalmente asumen que las partículas en sí mismas son incompresibles, de modo que los cambios en el volumen de material se deben a la reorganización de las partículas en respuesta a la carga y el drenaje del fluido. Generalmente se asume que el drenaje sigue la Ley de Darcy.

La prueba del consolidómetro o edómetro se utiliza para generar relaciones entre las presiones de consolidación, los cambios en la proporción de vacíos del suelo y las variaciones en el coeficiente de consolidación del suelo. También se pueden obtener estimaciones de la conductividad hidráulica vertical para cada incremento de carga, según lo informado por Haneberg *et al.*, (1998) (Figura 9-3).



**Figura Cuadro 93** - Configuración y componentes del consolidómetro. a) La cámara se equipa con una roca porosa, papel de filtro, la muestra saturada, papel de filtro y una segunda roca porosa, y luego se asegura con un anillo exterior. b) La cámara con el pistón de compresión superior instalado. c) La cámara colocada en un dispositivo que aplica varias presiones de consolidación (barra negra) usando una palanca y pesas (no mostradas). El manómetro registra el cambio en el espesor de la muestra. Se deja drenar la muestra saturada y se puede medir la descarga de agua. (Fotografías de: a) <https://certifiedmtp.com/karol-warner-1240-d-2-42in-fixed-ring-consolidometer/>; b) <https://www.globalgilson.com/100mm-fixed-ring-consolidometer/>; c) <https://www.globalgilson.com/lever-loaded-consolidation-frame/>).

El coeficiente de consolidación,  $C_v$ , se determina a partir de pruebas y se relaciona con la tasa de consolidación en respuesta a un cambio en la presión. Se deriva de la interpretación de los cambios en las condiciones de la muestra y, a menudo, se interpreta a partir de gráficos en los que se identifica el tiempo asociado con los cambios en el 50 o el 90 por ciento del espesor de la muestra (Wray, 1986). La conductividad hidráulica saturada se puede calcular para cada incremento de carga (Terzaghi, 1943; Das 1983) como se muestra en las Ecuaciones Recuadro 9-3 y Recuadro 9-4.

$$K_v = \frac{a_v \gamma}{1 - e} \quad (\text{Recuadro 9-3})$$

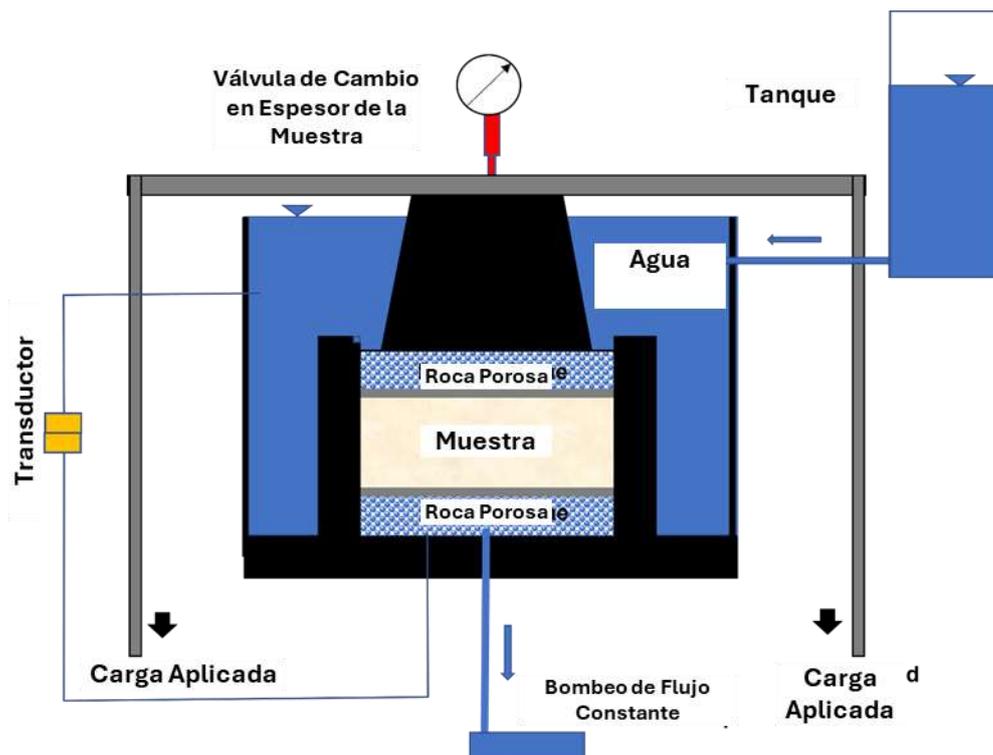
$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)} \quad (\text{Recuadro 9-4})$$

donde:

- $K_v$  = permeabilidad a un tiempo específico ( $LT^{-1}$ )
- $C_v$  = Coeficiente de consolidación ( $L^2T^{-1}$ )
- $a_v$  = cambio en la relación de vacíos dividido por el cambio en la presión en el incremento de tiempo especificado ( $LT^2M^{-1}$ )
- $e_1$  = relación de vacíos a presión  $p_1$  (adimensional)
- $e_2$  = relación de vacíos a presión  $p_2$  (adimensional)
- $p_1$  = presión de compresión aplicada a la muestra ( $M(L^{-2}T^{-1})$ )
- $p_2$  = presión de compresión aplicada a la muestra ( $ML^{-2}T^{-1}$ )
- $\gamma$  = peso específico del agua ( $ML^{-2}T^{-2}$ )

Petersen (1956) modificó el dispositivo de prueba de consolidación para medir directamente la conductividad hidráulica a diferentes incrementos de presión, utilizando un permeámetro de carga hidráulica descendente. Encontró una buena correlación con los valores calculados de  $K_v$  y los valores derivados de la caída de la carga.

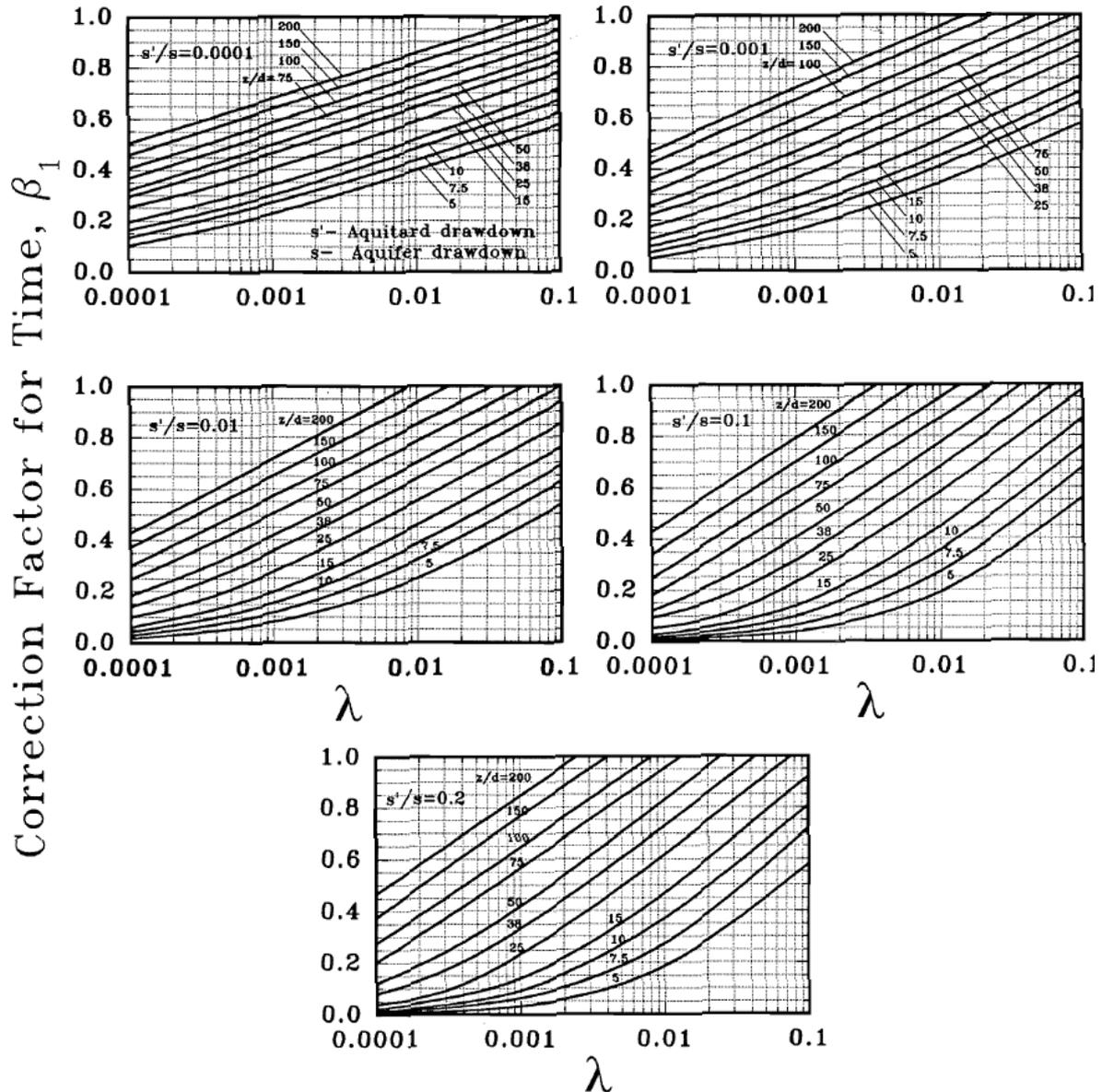
Olsen y otros (1991) publicaron innovaciones en la medición de la conductividad hidráulica utilizando consolidómetros unidimensionales y celdas triaxiales. En ambos casos, una bomba de flujo crea un flujo constante a partir de la base de la muestra que se establece a partir de un depósito controlado por presión (Figura 94). Se miden las diferencias de presión, se calcula un gradiente y se calcula  $K_v$  utilizando la Ley de Darcy (Cuadro de Ecuación 9-2).



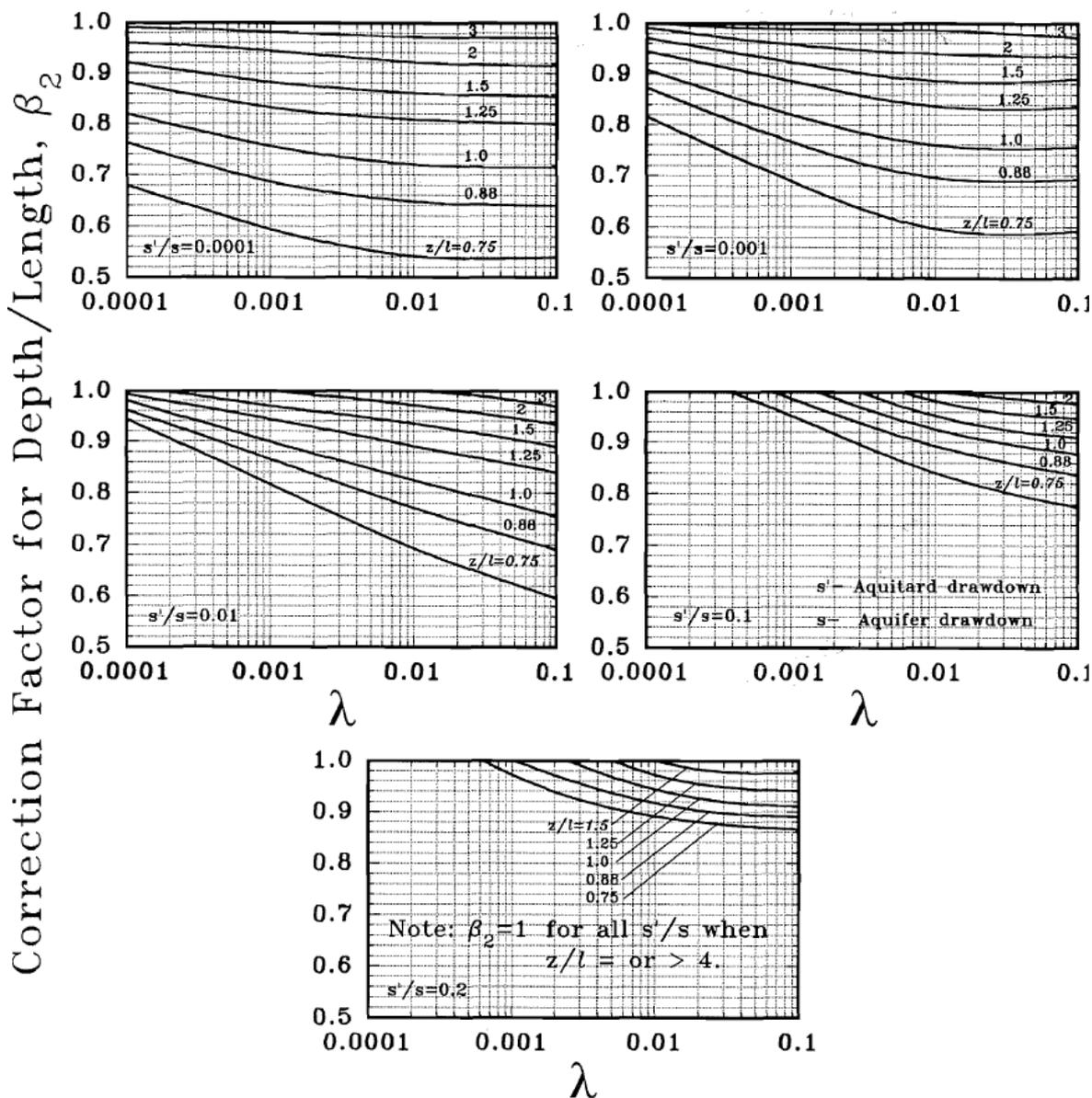
**Figura Cuadro 94** - Consolidómetro configurado con una bomba de caudal constante. El manómetro mide el cambio en el espesor de la muestra. Los transductores miden la carga hidráulica en la base y la parte superior de la muestra y la bomba de caudal constante controla el caudal a través de la muestra. El depósito proporciona una carga hidráulica constante al agua almacenada que está en comunicación con la muestra.

[Regreso al Recuadro 9](#) ↑

## Recuadro 10 - Reproducción de Figuras de Rowe and Nadarajah (1993) de Factores de Corrección



Reproducción de la Figura 5 de Rowe y Nadarajah (1993) para facilitar el entrenamiento de los lectores del Proyecto de Aguas Subterráneas que no tienen acceso a revistas comerciales. Factor de corrección para  $\beta_1$  vs  $\lambda$  para ratios de abatimiento  $s'/s$  de 0.0001, 0.001, 0.01, 0.1 y 0.2.



Reproducción de uso legítimo de la Figura 8 de Rowe y Nadarajah (1993) para facilitar el entrenamiento de los lectores del Proyecto de Aguas Subterráneas que no tienen acceso a revistas comerciales. Factor de corrección para  $\beta_2$  vs  $\lambda$  para relaciones de abatimiento  $s'/s$  de 0.0001, 0.001, 0.01, 0.1 y 0.2.

[Regreso al Recuadro 10](#) ↑

## Recuadro 11 - AQTESOLV Solución a Ejercicios

Este Recuadro proporciona soluciones a los Ejercicios 2, 3, 5 y 7 utilizando una versión estándar de AQTESOLV. El ajuste manual de curvas y las líneas ajustadas por el usuario a los análisis semilogarítmicos presentados en la Sección 21 "Soluciones de ejercicios" se comparan con los resultados de los mismos problemas generados utilizando AQTESOLV. Una vez más, los tres principales desarrolladores de software ofrecen versiones de demostración o de prueba gratuitas.

- AQTESLOV ([aqtesolv.com](http://aqtesolv.com))
- AcuíferoTest ([waterloohydrogeologic.com/download-trial/](http://waterloohydrogeologic.com/download-trial/))
- Acuíferowin32 (archivo zip que se descargará al hacer click en este enlace)

Estos programas se pueden utilizar para resolver la mayoría, si no todos, los ejercicios 2, 3, 5 y 7 de la prueba de bombeo y de carga variable.

En muchas agencias y empresas, los análisis de pruebas hidráulicas se completan comúnmente utilizando uno o más de los tres paquetes de software discutidos en este libro (Sección 13, Sección 14.6 y Cuadros 5, 6 y 7). El material presentado en este Recuadro muestra cómo se comparan los resultados de los métodos manuales de ajuste de curvas con los análisis realizados con AQTESOLV, así como en los otros dos programas disponibles comercialmente. Cuando se requieren análisis de conjuntos de datos de pruebas hidráulicas de forma rutinaria, se sugiere que uno de los programas disponibles comercialmente se convierta en parte de su caja de herramientas hidrogeológicas.

### Recuadro 11.1 - AQTESOLV Solución del Ejercicio 2

La solución manual para el Ejercicio 2 consiste en ajustar los datos de campo con las curvas tipo de Theis, tal como se describe en la Sección 21. Este Recuadro proporciona imágenes de las soluciones del Ejercicio 2 para las partes a, c y d, utilizando AQTESOLV, seguidas de una tabla que compara el resultado manual y los resultados de AQTESOLV.

Imagen de AQTESOLV del ajuste a la solución de Theis para el pozo de Observación 1 a  $r = 66$  m se muestra en la Figura Recuadro 11-1.

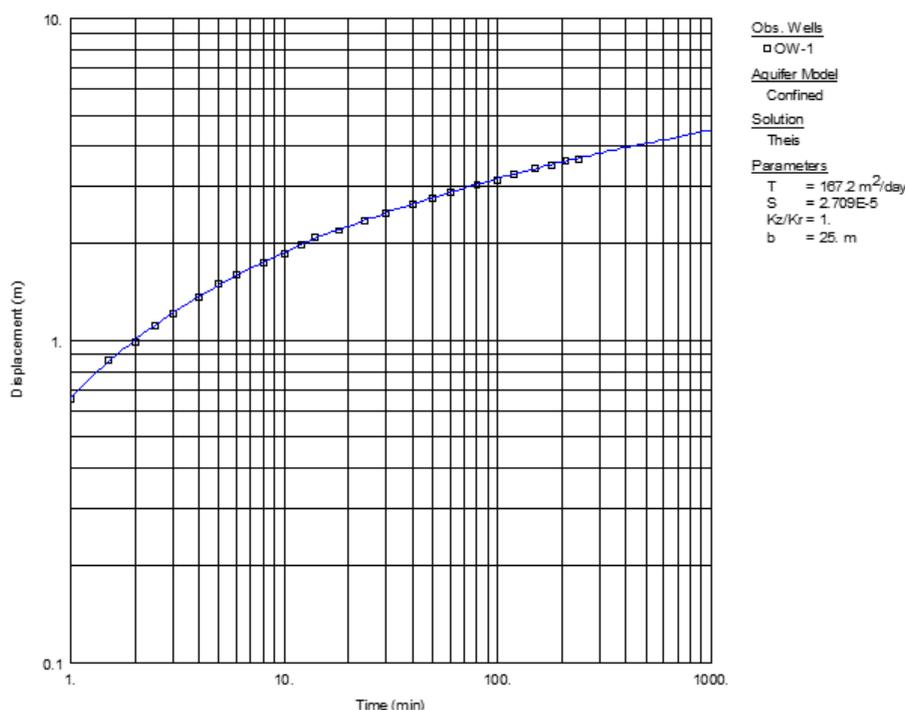
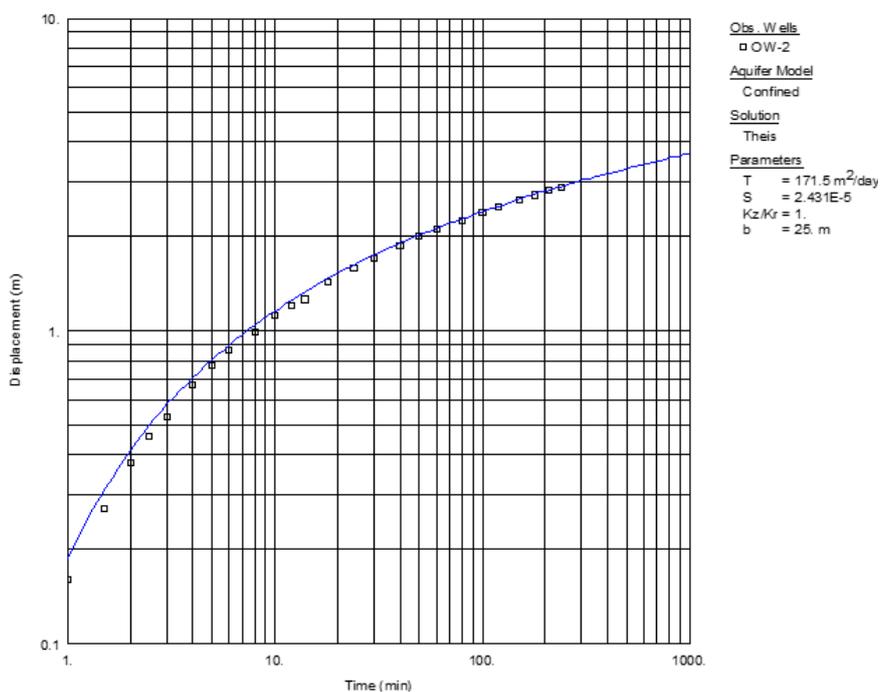


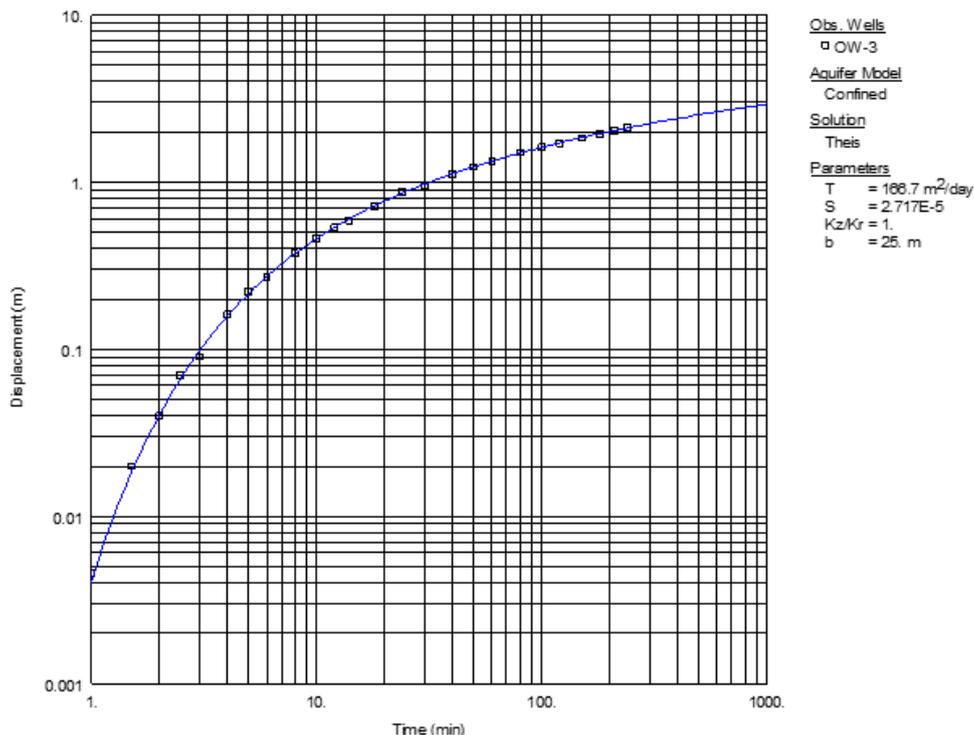
Figura Recuadro 11-1 AQTESOLV solución de Theis para OW1  $r = 66$  m.

Imagen de AQTESOLV del ajuste a la solución de Theis para el pozo de Observación 2 a  $r = 122$  m se muestra en la Figura Recuadro 11-2.



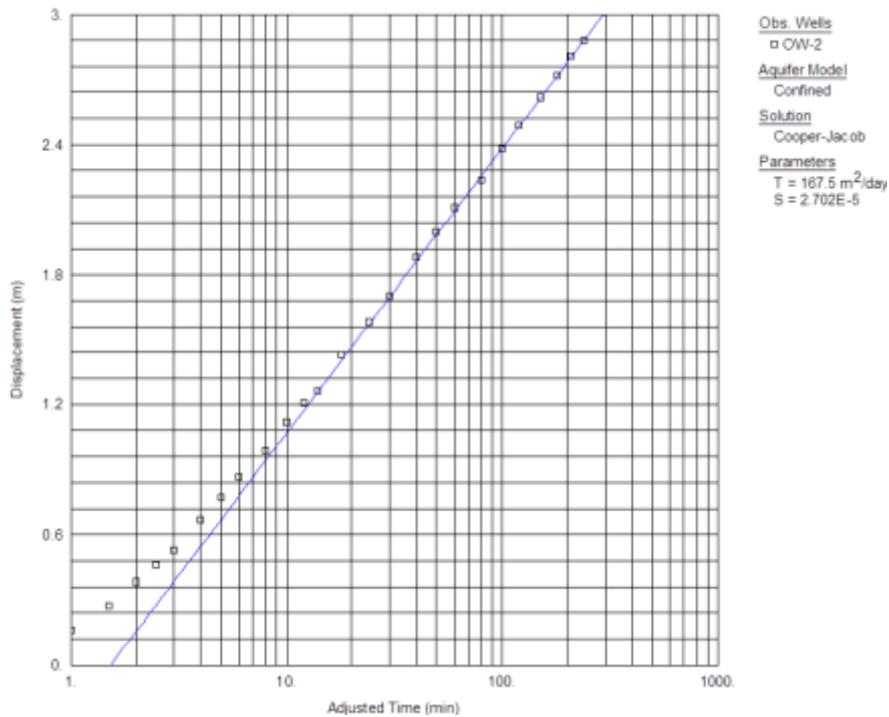
**Figura Recuadro 11-2** AQTESOLV solución de Theis para OW2  $r = 122$  m.

Imagen de AQTESOLV del ajuste a la solución de Theis para el pozo de Observación 3 a  $r = 244$  m se muestra en la Figura Recuadro 11-3.



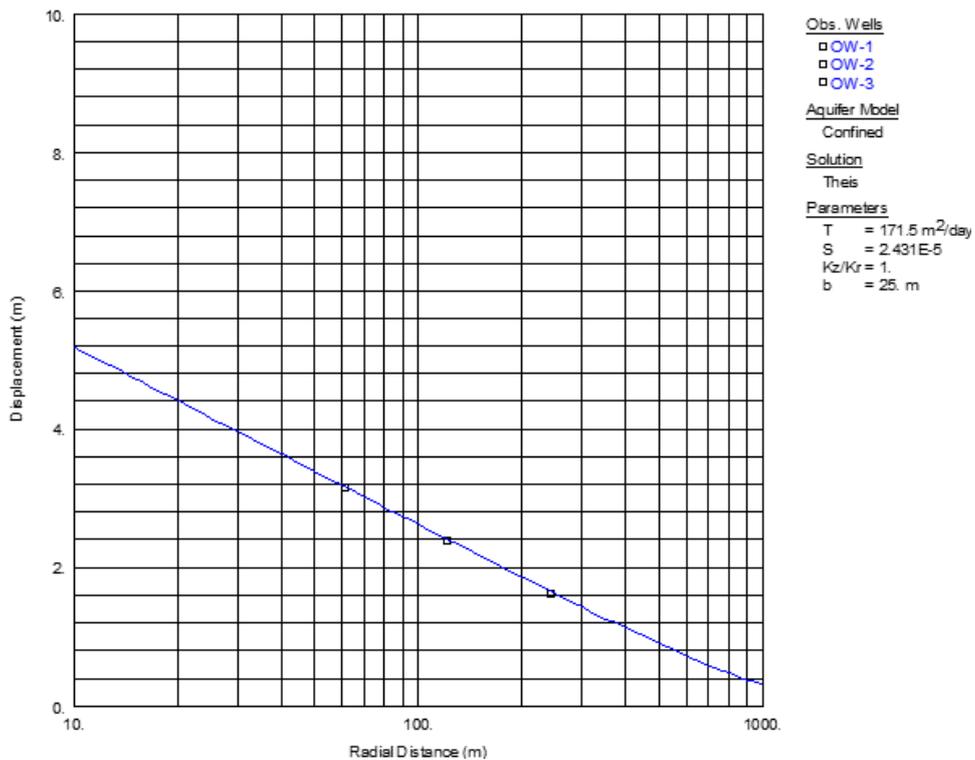
**Figura Recuadro 11-3** AQTESOLV solución de Theis para OW3  $r = 244$  m.

Imagen de AQTESOLV para el ajuste a la solución de Cooper-Jacob para el pozo de Observación 2 a  $r = 122$  m se muestra en la Figura Recuadro 11-4.



**Figura Recuadro 11-4** AQTESOLV solución de Cooper Jacob para OW2  $r = 122$  m.

Imagen de AQTESOLV para la solución de distancia-abatimiento a los 100 minutos se muestra en la Figura Recuadro-11-5



**Figura Recuadro 11-5** AQTESOLV solución distancia-abatimiento para OW1  $r = 66$  m., OW2  $r = 122$  m., OW3  $r = 244$  m, a 100 minutos.

Los resultados obtenidos por el ajuste manual y automatizado se comparan en la Tabla Recuadro 11-1.

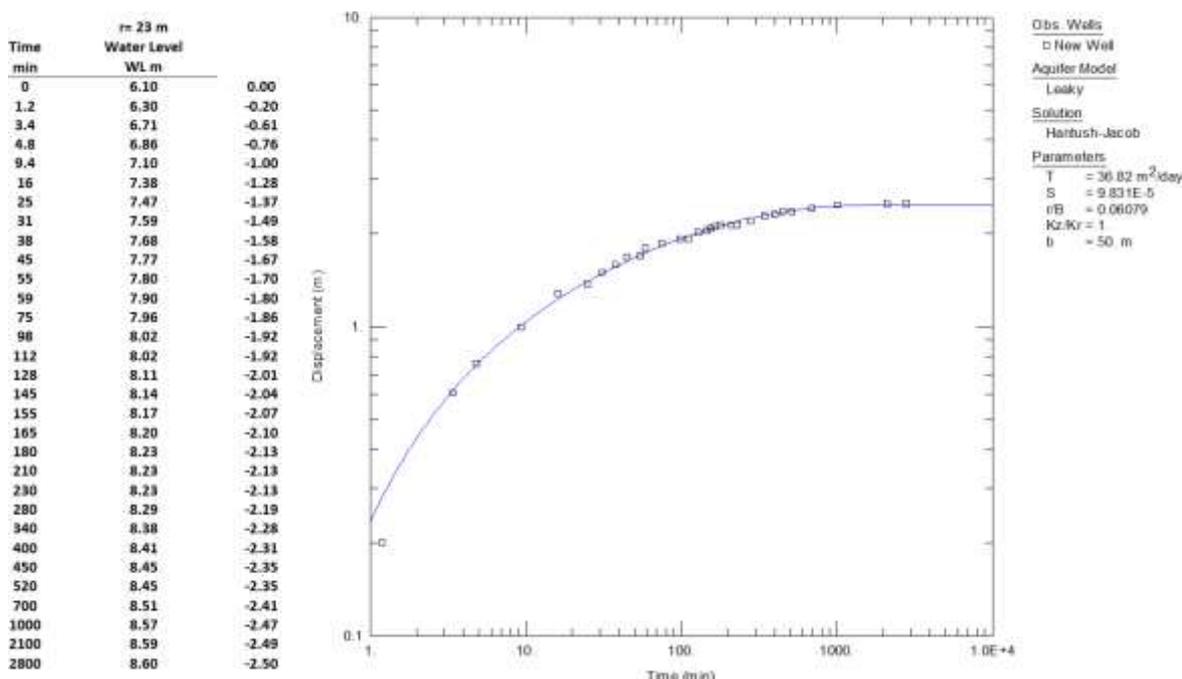
**Table Recuadro 11-1** – Comparación entre resultados para la Solución del Ejercicio 2 de la Sección 21 realizado con ajuste manual de la curva y resultados de AQTESOLV.

	Manual		Automatizado	
	$T m^2 d^{-1}$	S	$T m^2 d^{-1}$	S
<b>Ejercicio 2</b>				
<b>Ejercicio 2a r = 66 m</b>	165	$3 \times 10^{-5}$	167	$2.7 \times 10^{-5}$
<b>Ejercicio 2a r = 122 m</b>	159	$3 \times 10^{-5}$	172	$2.4 \times 10^{-5}$
<b>Ejercicio 2a r = 244 m</b>	165	$2 \times 10^{-5}$	167	$2.7 \times 10^{-5}$
<b>Ejercicio 2c r = 122 m</b>	164	$6 \times 10^{-6}$	168	$2.7 \times 10^{-5}$
<b>Ejercicio 2d</b>	163	$3 \times 10^{-5}$	172	$2.4 \times 10^{-5}$

### Recuadro 11.2 - AQTESOLV Solución para el Ejercicio 3 a y b

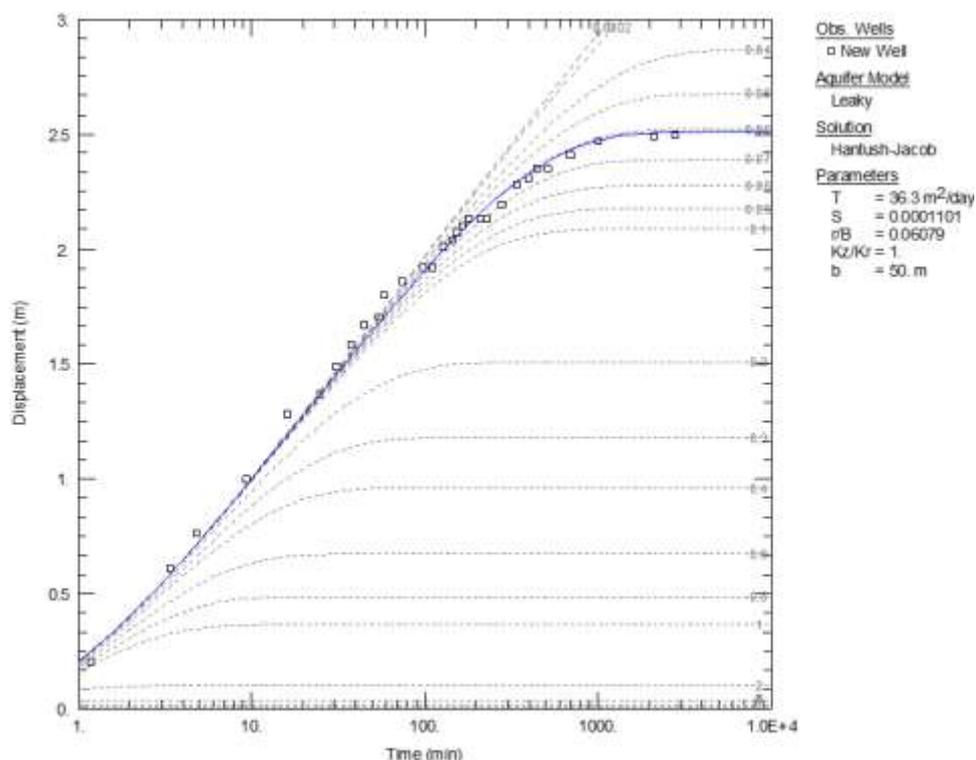
La solución manual para el Ejercicio 3 consiste en ajustar los datos de campo con las curvas tipo del acuífero semi confinado de Hantush-Cooper, tal como se describe en la Sección 21. Este Recuadro proporciona imágenes de la solución del Ejercicio 3 utilizando AQTESOLV, seguidas de una tabla que compara el resultado manual y los resultados de AQTESOLV.

Imagen de AQTESOLV para la solución de Hantush-Cooper para un acuífero semi confinado con ajuste de datos de campo se muestra en la Figura Recuadro 11-6.



**Figura Recuadro 11-6** - Solución AQTESOLV Hantush-Jacob para datos de pozos de observación. Los parámetros calculados a partir del ajuste se muestran en la parte superior derecha. Los datos de abatimiento se calculan y se muestran en el lado izquierdo del diagrama.

Observando la discrepancia entre los resultados manuales y automatizados, y conociendo la dificultad de leer el valor  $r/B$  de la solución manual, se utilizó AQTESOLV para generar curvas tipo para  $r/B$  de 0.02 a 3 y superponer los datos en esas curvas, como se muestra en el recuadro de la figura 11 7. Esto permitió facilitar la determinación del valor  $r/B$ .



**Figura Recuadro 11-7** – Solución de AQTESOLV Hantush-Jacob para datos de pozos de observación. En AQTESOLV está disponible una opción para calcular y mostrar curvas tipo adicionales para el método de análisis elegido. Aquí se generaron valores de  $r/B$  entre 0.02 y 3 a partir de la solución analítica. El valor  $r/B$  ajustado automáticamente de 0.06069 se muestra en esta familia de curvas.

Los resultados obtenidos mediante el ajuste manual y automatizado se comparan en la Tabla Recuadro 11-2.

**Table Recuadro 11-2** – Comparación entre resultados para la solución *Ejercicio 3 de la Sección 21* realizada con ajuste manual de la curva y mediante resultados de AQTESOLV.

Ejercicio 3	Manual		Automatizada			
	$T$ m <sup>2</sup> /d	$S$	$K'$ m/d	$T$ m <sup>2</sup> /d	$S$	$K'$ m/d
OW = 23 m	32.5	$1.2 \times 10^{-4}$ $\approx 1 \times 10^{-4}$	0.0066	36.8	$9.8 \times 10^{-5}$ $\approx 1.0 \times 10^{-4}$	0.008*

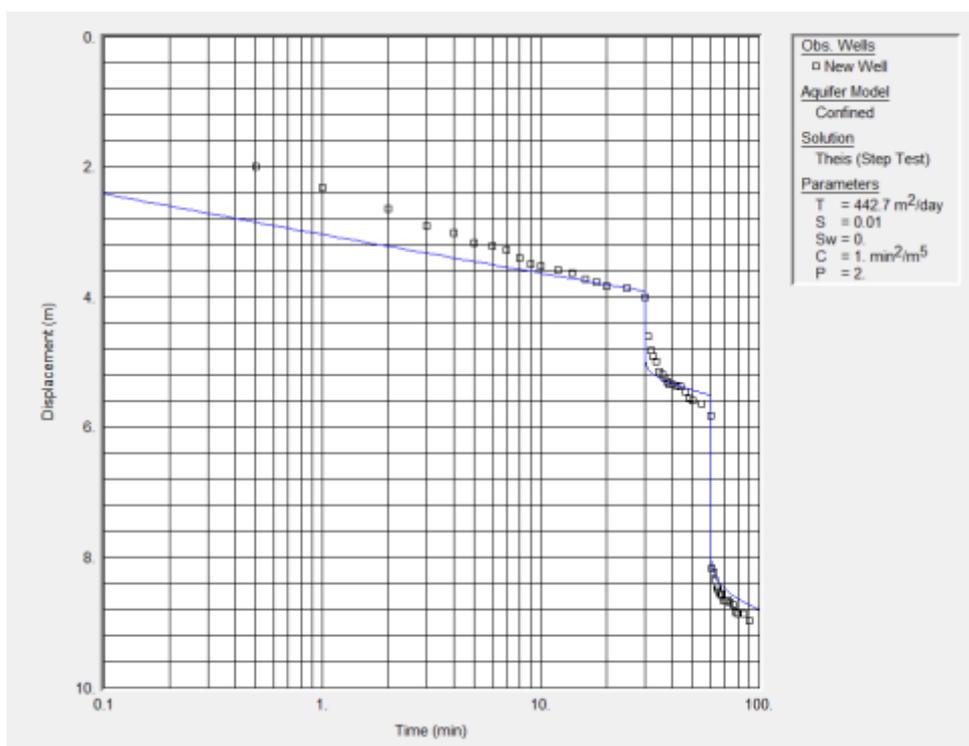
- Calculado afuera de AQTESOLV utilizando  $r/B = 0.06$ ) como se muestra.

$$K' = \frac{Tb' \left(\frac{r}{B}\right)^2}{r^2} = \frac{36.8 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} (30 \text{ m})(0.06)^2}{(23 \text{ m})^2} = 0.008 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

El ajuste visual de la curva de Hantush-Jacob y los resultados AQTESOLV son similares. La aplicación de cualquiera de los dos enfoques genera valores hidrogeológicos razonables para este conjunto de datos del acuífero semi confinado.

### Recuadro 11.3 - AQTESOLV Solución para Ejercicio 5

La solución manual para el Ejercicio 5 consiste en analizar una prueba de abatimiento escalonada como se describe en la Sección 12. Este cuadro proporciona imágenes de la solución del Ejercicio 5 utilizando AQTESOLV, seguidas de una tabla que compara el resultado manual y los resultados de AQTESOLV. La imagen de AQTESOLV del análisis de los datos de campo se presenta en el recuadro de la figura 11-8.



**Figura Recuadro 11-8** Solución de Theis con AQTESOLV para análisis de prueba de descenso escalonada con caudal de bombeo variable.

Los resultados obtenidos del ajuste manual y automático se comparan en el cuadro de la Tabla Recuadro 11-3.

**Table Recuadro 11-3** - Comparación entre los resultados de la solución *Ejercicio 5 de la sección 21* mediante análisis manual y AQTESOLV.

Ejercicio 5	Manual		Automático	
	$T \text{ m}^2/\text{d}$	$C \text{ d}^2/\text{m}^5$	$T \text{ m}^2/\text{d}$	$C \text{ d}^2/\text{m}^5$
	214	$3.0 \times 10^{-7}$	443	$4.8 \times 10^{-7} *$

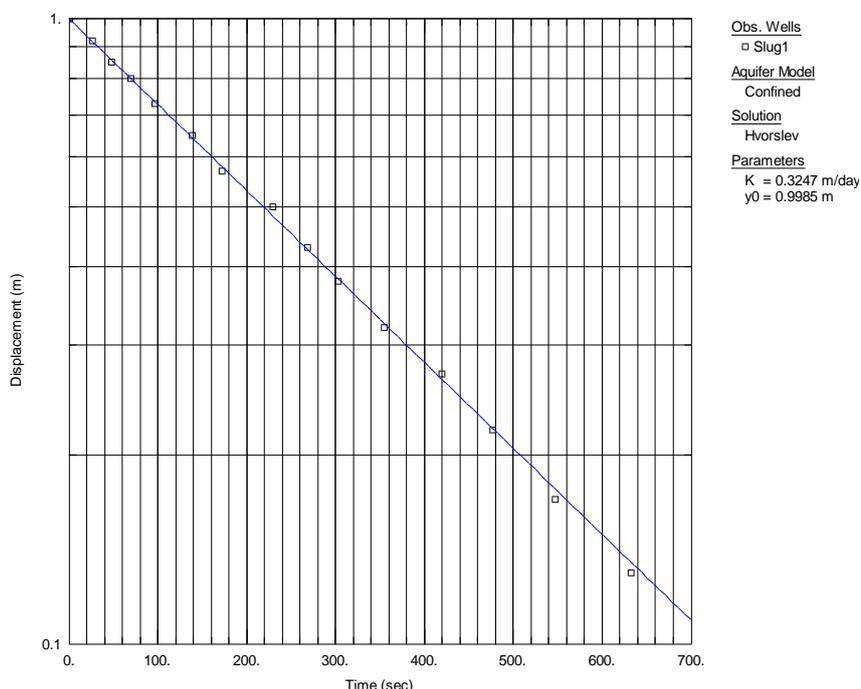
\*conversión:  $(1.0 \text{ min}^2/\text{m}^5) (1 \text{ d} / 1440 \text{ min})^2 = 4.8 \times 10^{-7} \text{ d}^2/\text{m}^5$

El valor de T obtenido con AQTESOLV es mayor que el obtenido con métodos manuales. Los valores de C son similares. En general, en este caso, al ingresar los datos de

abatimiento por escalones y dejar que AQTESOLV genere una estimación de C, P, S y T arrojó estimaciones deficientes. Con el fin de obtener valores de C similares a los de la solución manual del Ejercicio 5, se restringió el rango de valores de los parámetros, incluyendo el ajuste de P (exponente de C) a 2 y la limitación del valor máximo de S a 0.01. El valor de S generado es excesivamente alto para un acuífero confinado, sin embargo, la restricción de S a valores más pequeños degrada la calidad del ajuste a los datos. En este caso, se requieren análisis cuidadosos de los resultados del modelo para obtener valores razonables. Se recomienda que se realice un análisis manual de los conjuntos de datos de la prueba de caudal escalonado, antes del ajuste automatizado. Los resultados del análisis manual sirven como comprobación de los resultados del programa de ajuste.

#### Recuadro 11.4 - AQTESOLV Solución para Ejercicio 7

La solución manual para el Ejercicio 7 consiste en analizar una prueba de carga variable como se describe en la Sección 14. Este Recuadro proporciona imágenes de la solución del Ejercicio 7 utilizando AQTESOLV, seguidas de una tabla que compara el resultado manual y los resultados de AQTESOLV. La imagen de AQTESOLV del análisis de los datos de campo se presenta en el Recuadro de la Figura 11-9.



**Figura Recuadro 11-9** Análisis de la prueba de carga variable con AQTESOLV.

Los resultados obtenidos de forma manual y automática son comparados en la Tabla Recuadro 11-4.

**Table Recuadro 11-4** – Comparación entre los resultados en la solución del ejercicio 5 de la Sección 21 realizada de forma manual y mediante AQTESOLV.

	<b>Manual</b>	<b>Automático</b>
<b>Ejercicio 7</b>	<b>K m/d</b>	<b>K m/d</b>
usando Ecuación (107)	0.33	0.32
usando Ecuación (108)	0.33	

Los resultados del ajuste manual de curvas utilizando el método de Hvorslev y los de AQTESOLV son muy similares. La aplicación de cualquiera de los dos enfoques genera valores hidrogeológicos razonables para este conjunto de datos de prueba de carga variable en acuíferos libres.

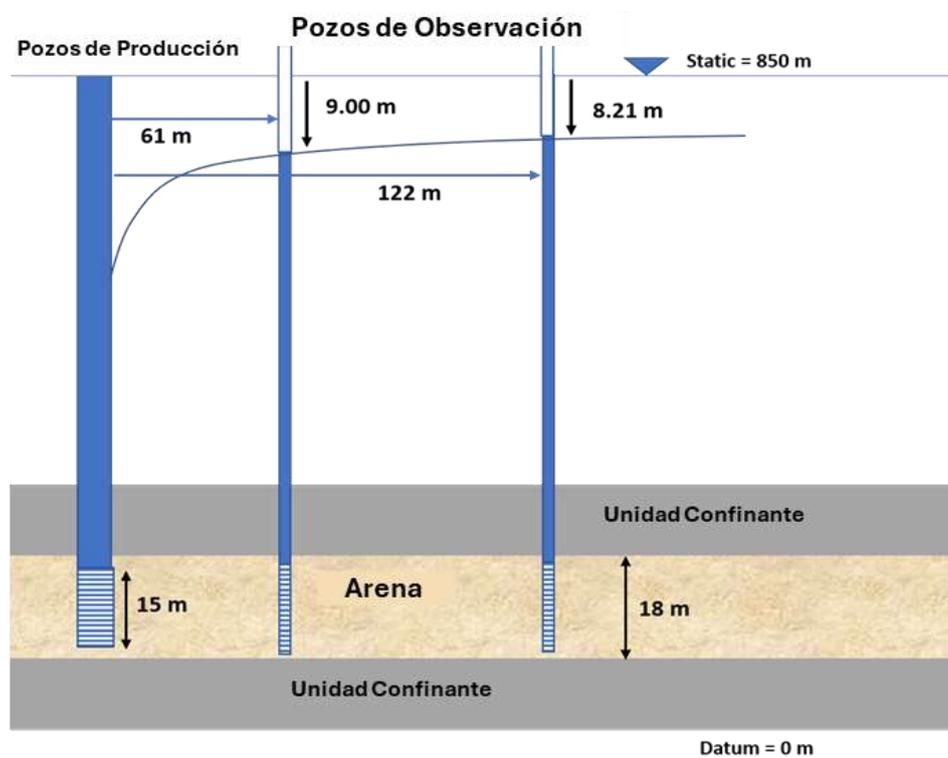
[Regreso al Recuadro 11](#) ↓

## 21 Soluciones a Ejercicios

Aquí se proporcionan soluciones a los problemas. El ajuste de curvas se realiza mediante la coincidencia visual de curvas tipo y análisis de prueba de carga a partir de gráficos de datos en Excel®. También se proporcionan soluciones que utilizan el paquete de software comercial AQTESOLV para su comparación (Recuadro 11↑). Los problemas originales se replantean aquí, y las soluciones siguientes.

### Solución Ejercicio 1

Un pozo de producción de 0.2 m de diámetro terminado en un acuífero de arena confinado se bombeó continuamente a 300 L/minuto durante 10 horas. Los niveles de agua en el pozo de bombeo y en dos pozos de observación parecieron estabilizarse aproximadamente a las 6 horas como se muestra en esta imagen.



Sección transversal de una unidad acuífera confinada de arena. El pozo de producción se bombea a una tasa constante de 300 L/min durante 10 horas y se observa el descenso en dos pozos de observación en lo que parecen ser condiciones de estado estacionario. Se muestran los abatimientos de los niveles estáticos de agua previos al bombeo, junto con las distancias radiales de los pozos desde el pozo de producción.

- a) Suponiendo que la prueba de bombeo alcanzó el estado estacionario o el estado pseudo estacionario a las 10 horas, calcule T y K.

La Ecuación de Thiem para acuíferos confinados (17) se aplica para calcular T bajo las condiciones indicadas.

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

Los valores de  $h_1$  y  $h_2$  son iguales al nivel estático del agua, 850 m, menos el abatimiento en estado estacionario reportado.

$$h_1 = 850 \text{ m} - 9.00 \text{ m} = 841.00 \text{ m}$$

$$h_2 = 850 \text{ m} - 8.21 \text{ m} = 841.79 \text{ m}$$

$$T = \frac{300 \frac{\text{L}}{\text{minuto}} \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \frac{1440 \text{ minuto}}{\text{d}}}{2 (3.14) (841.79 \text{ m} - 841.00 \text{ m})} \ln\left(\frac{122 \text{ m}}{61 \text{ m}}\right) = 60 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$T = Kb \text{ donde } K = \frac{T}{b} = \frac{60 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}}{18 \text{ m}} = 3.4 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

- b) ¿Es necesario tener en cuenta los efectos de la penetración parcial en los datos del pozo de observación? ¿Por qué sí o por qué no?

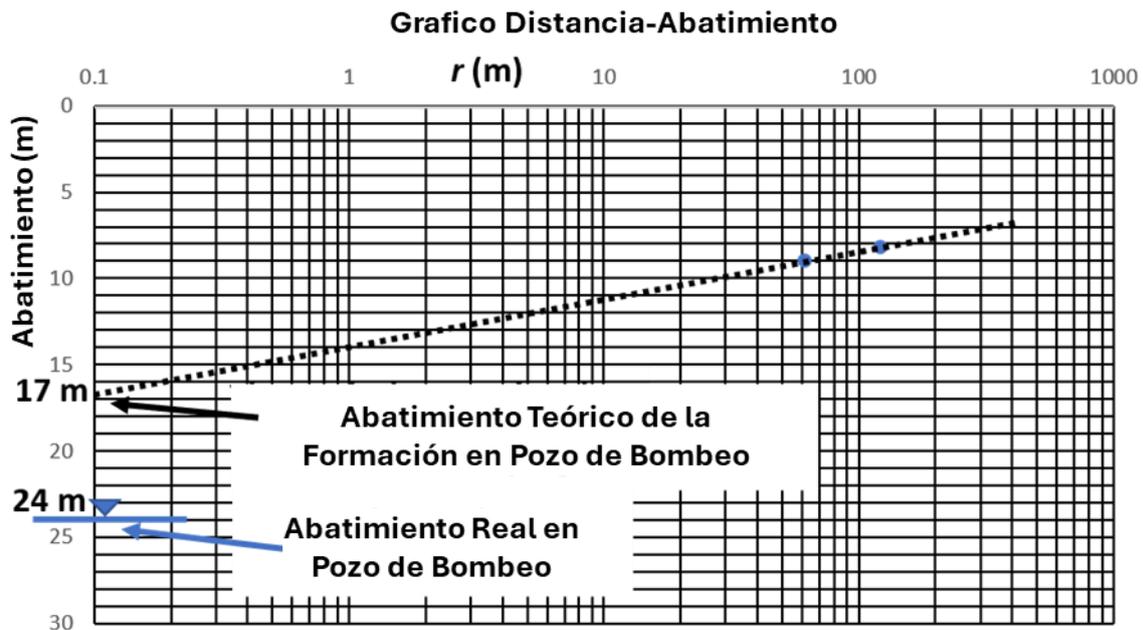
Los efectos de penetración parcial de un pozo de bombeo generalmente no exceden a la distancia radial de  $2b(K_h/K_v)^{0.5}$ . Suponiendo que el sistema es cercano a condiciones isótropicas y homogéneas, entonces  $K_h/K_v = 1$ .

$$\text{Extensión de efectos de penetración parcial} = 2b \left(\frac{K_v}{K_h}\right)^{0.5} = 2(18 \text{ m})(1)^{0.5} = 36 \text{ m}$$

Ambos pozos de observación se encuentran a más de 36 m del pozo de bombeo, por lo que no es necesario tener en cuenta la penetración parcial.

- c) Suponiendo que el radio del pozo de producción es de 0.1 m y el abatimiento medido en el pozo de bombeo es de 24 m, calcule la eficiencia del pozo de producción (es decir, el abatimiento medido dividido por el abatimiento teórica). Será útil un gráfico semilogarítmico de descenso (escala aritmética) vs la distancia (escala logarítmica) utilizando los datos del pozo de observación.

A continuación, se prepara un gráfico semilogarítmica de abatimiento vs distancia utilizando  $s=9.0 \text{ m}$  a  $r=61 \text{ m}$  y  $s=8.21 \text{ m}$  a  $r=122 \text{ m}$ , como se muestra.



El abatimiento en los dos pozos de observación se graficó en función a la distancia radial de cada pozo. Se ajustó una línea recta a los dos puntos de datos (línea negra discontinua) y se extiende hasta el radio del pozo de bombeo (0.1 m), donde se lee en el gráfico como un abatimiento teórico de 17 m.

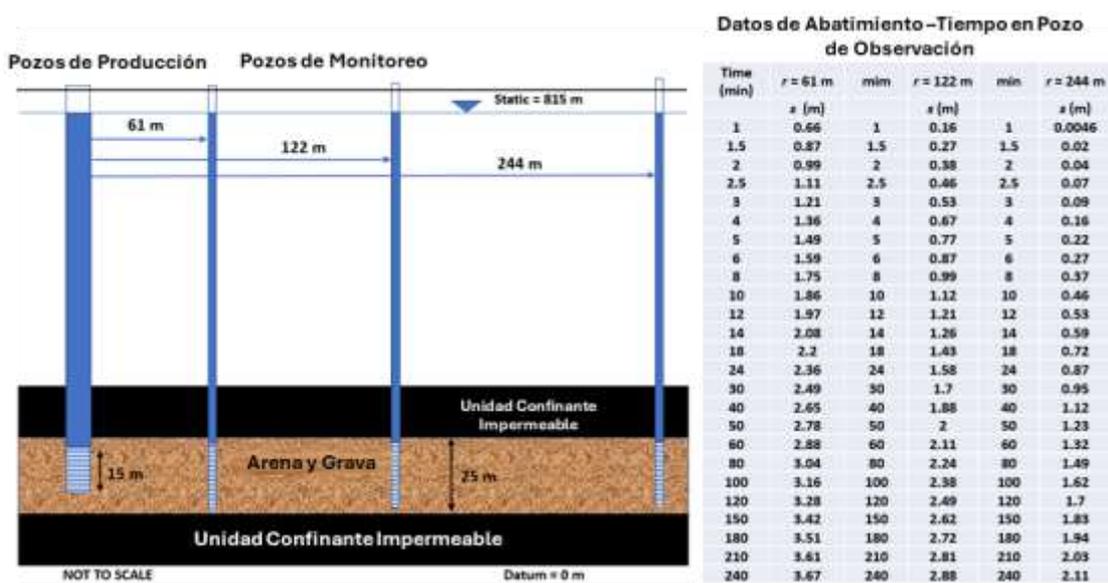
La eficiencia del pozo se calcula como el abatimiento teórico (100 por ciento eficiente) dividido por el abatimiento medida en el pozo de bombeo. Eficiencia =  $17 \text{ m} / 24 \text{ m} = 0.71$  o 71 por ciento de eficiencia.

[Regreso a Ejercicio 1](#) ↑

[Regreso al texto Ejercicio 1](#) ↑

## Solución Ejercicio 2

Se realiza una prueba de bombeo en un pozo de producción ubicado en un extenso acuífero de arena y grava, isótropo, homogéneo, de 25 m de espesor, totalmente confinado. El pozo de producción tiene un tramo filtrante de 15 m. El pozo se bombea a un caudal constante de 1,200 m<sup>3</sup>/d durante 240 min. Los datos de abatimiento en el tiempo se recopilan en tres pozos de observación ubicados a 61 m, 122 m y 244 m del pozo de bombeo, como se muestra en la imagen a continuación. Un archivo de Excel® con los datos de tiempo abatimiento está disponible en la página Web de este libro [página web para este libro](#).



Información relacionada con el Ejercicio 2. Un pozo de producción se bombea a un caudal constante en un acuífero totalmente confinado, isótropo y homogéneo que es infinito en extensión lateral. Los datos de abatimiento en el tiempo se recopilan de tres pozos de observación. La configuración de la ubicación del pozo de bombeo, la longitud de los filtros y la ubicación de los pozos de observación, se muestran en sección transversal. Se presentan conjuntos de datos de abatimiento temporal para los tres pozos de observación (modificados de Lohman, 1972).

- a) Prepare los gráficos logarítmicos de los datos de abatimiento temporal para cada uno de los pozos de observación. Mediante el ajuste manual o automatizado de curvas, determine los valores de transmisividad y almacenamiento para cada conjunto de datos.

Se aplicó el ajuste de la curva y la Ecuación de Theis para determinar T y S utilizando las ecuaciones (28) y (29) de la Sección 8.1.

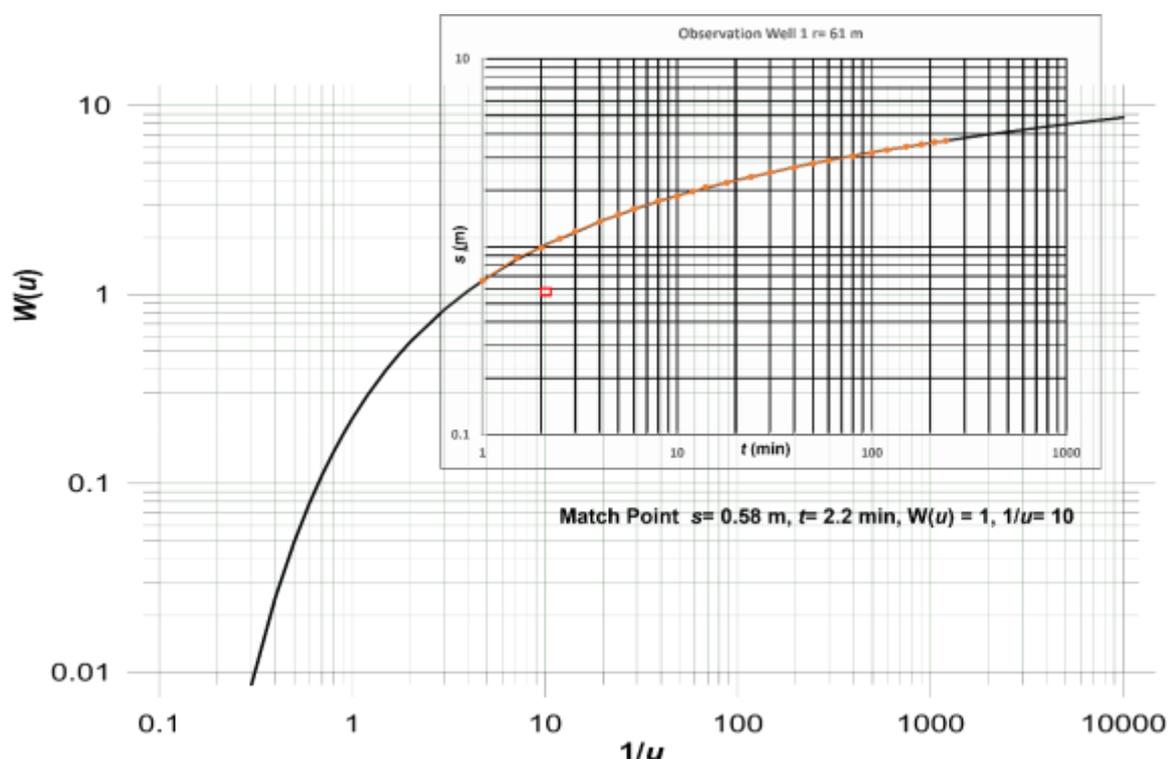
$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u)$$

$$S = \frac{u4Tt}{r^2}$$

Se aplicó un ajuste manual de la curva. Los datos del pozo de observación fueron graficados en el gráfico log-log en Excel®. El gráfico de Excel® fue copiado a una diapositiva de Microsoft PowerPoint®. La curva tipo para condiciones de un acuífero

totalmente confinadas,  $W(u)$  vs  $1/u$  (Figura 28 de sección 8) fue copiado e importado a PowerPoint. El gráfico de datos de tiempo-abatimiento de Excel® se hizo transparente haciendo clic derecho sobre el gráfico (gráfico de datos log-log) y luego yendo a (área de gráfico en Formato). De este modo, se maximizó la transparencia. Posteriormente, los ejes x e y se alargaron y ajustaron para que los ejes de la gráfica en Excel® coincidieran con los ejes de la curva tipo, asegurando que cada cambio en el eje principal (1 a 10, 10 a 100, etc.) representara la misma área. Una vez que la gráfica de datos se ajustó a la misma escala que la curva tipo, se manipuló para encontrar el mejor ajuste de los datos a la curva tipo mientras se mantenían los ejes paralelos. Luego, se seleccionó un punto de ajuste dentro del área superpuesta y se determinaron los valores de  $s$ ,  $t$ ,  $W(u)$  y  $1/u$ .

Aquí se muestra una imagen resultante del proceso de ajuste de curvas para el pozo de observación en  $r = 61$  m con  $Q = 1,200$  m<sup>3</sup>/d.



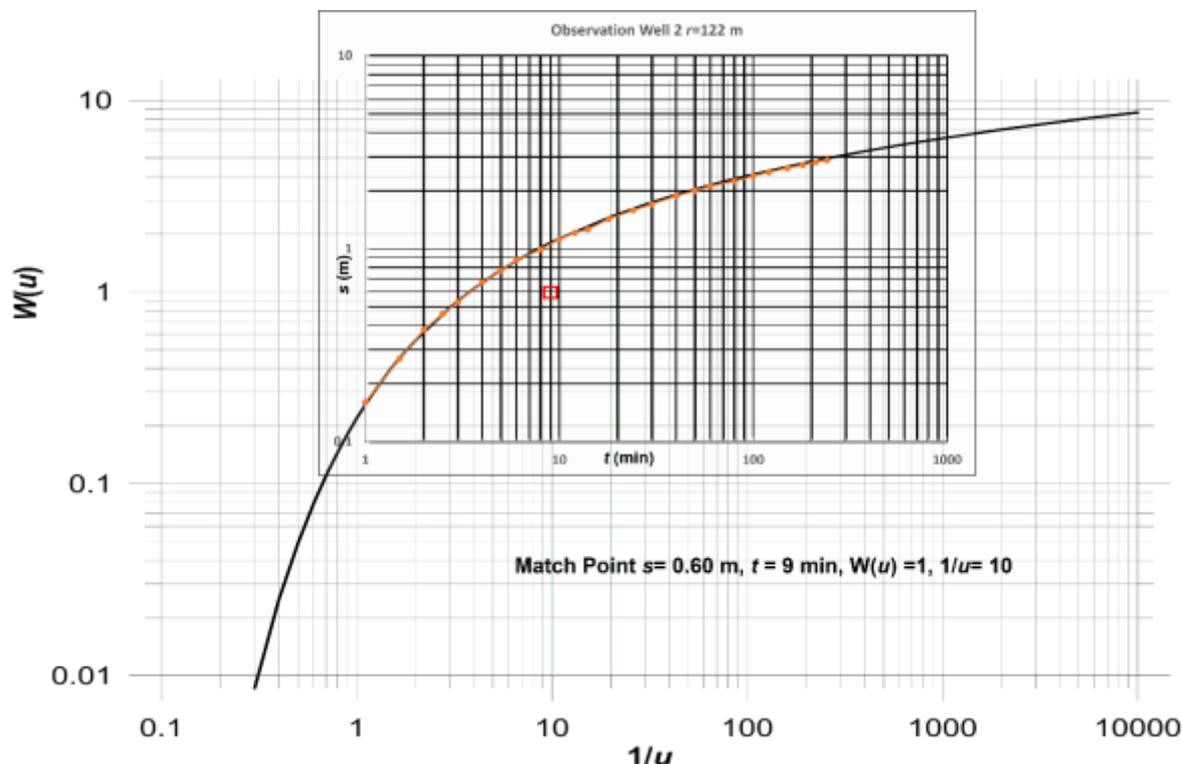
Ajuste de curva para el pozo de observación localizado a  $r = 61$  m. La línea negra gruesa es la curva tipo de Theis (ejes  $W(u)$  y  $1/u$ ). Los puntos y línea naranja representan los datos de campo. El cuadrado rojo es la localización del punto de ajuste.

Punto de ajuste:  $s = 0.58$  m,  $t = 2.2$  min,  $W(u) = 1$  and  $1/u = 10$  ( $u = 0.1$ )

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) = \frac{1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 0.58 \text{ m}} (1) = 165 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} = \frac{0.1 (4) 165 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 2.2 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(61 \text{ m})^2} = 0.00003 \text{ or } 3 \times 10^{-5}$$

Aquí se muestra una imagen resultante del proceso de ajuste de curvas para el pozo de observación  $r = 122$  m con  $Q = 1,200$  m<sup>3</sup>/d.



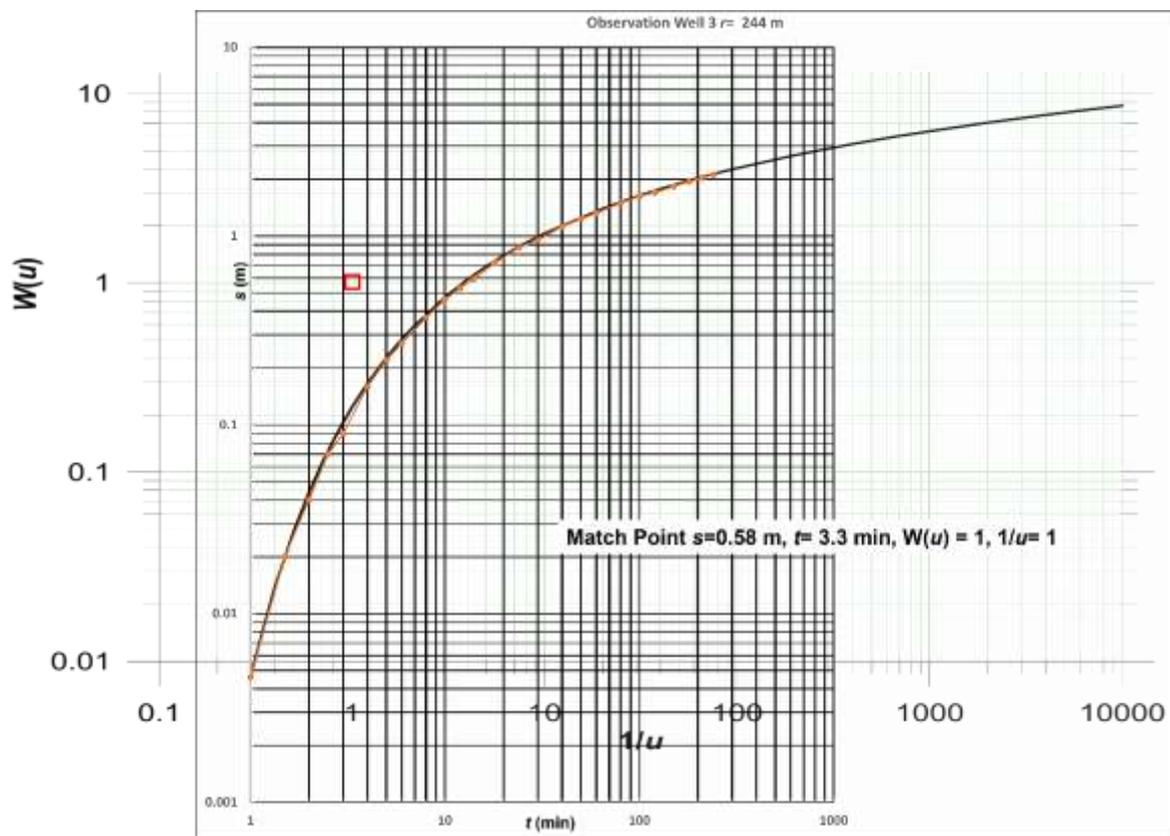
Ajuste de curva para el pozo de observación localizado a  $r = 122$  m. La línea negra gruesa es la curva tipo de Theis (ejes  $W(u)$  y  $1/u$ ). Los puntos y línea naranja representan los datos de campo. El cuadrado rojo es la localización del punto de ajuste.

Punto de ajuste:  $s = 0.6$  m,  $t = 9.0$  min,  $W(u) = 1$  and  $1/u = 10$  ( $u = 0.1$ )

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) = \frac{1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 0.6 \text{ m}} (1) = 159 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} = \frac{0.1 (4) 159 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 9 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(122 \text{ m})^2} = 0.00003 \text{ or } 3 \times 10^{-5}$$

Aquí se muestra una imagen resultante del proceso de emparejamiento de curvas para el pozo de observación a  $r = 244$  m,  $Q = 1,200$  m<sup>3</sup>/d.



Ajuste de la curva para el pozo de observación situado en  $r = 244$  m. La línea negra gruesa es la curva de tipo Theis (ejes  $W(u)$  y  $1/u$ ) y la línea naranja representa los datos de campo. El cuadrado rojo es la ubicación del punto de ajuste.

Match punto:  $s = 0.58$  m,  $t = 3.3$  min,  $W(u) = 1$  and  $1/u = 1$  ( $u = 1$ )

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) = \frac{1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 0.58 \text{ m}} (1) = 165 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} = \frac{1 (4) 165 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 3.3 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(244 \text{ m})^2} = 0.00002 \text{ o } 2 \times 10^{-5}$$

- b) Compare y contraste los valores calculados. ¿Deberían ser todos iguales? Si no es así, ¿cómo presentaría los resultados al propietario del pozo?

Dado que los pozos de observación están a más del doble del espesor del acuífero con respecto al pozo de bombeo, no debería haber ningún efecto de penetración parcial, por lo que, si el acuífero es verdaderamente isótropo y homogéneo, entonces los valores deberían ser todos iguales. Para este ejemplo, todos están muy cerca. Las diferencias en

los valores calculados pueden haberse originado a partir de errores en las mediciones de campo de  $s$ ,  $t$  y  $Q$ , al construir y hacer los ajustes en las curvas, y al seleccionar los puntos de ajuste.

La mejor manera de presentar los resultados al propietario del pozo sería promediar y redondear los valores  $T$  y  $S$ ,  $T_{avg} = 163 \text{ m}^2/\text{d}$  redondeado a  $160 \text{ m}^2/\text{d}$ ;  $S_{avg} = 0.000027$  redondeado a  $0.00003$ .

- c) El análisis del bombeo de un acuífero confinado también se puede realizar utilizando el método de línea recta de Cooper-Jacob. Grafique los datos de abatimiento temporal para el pozo de observación situado a 122 m del pozo de bombeo como una gráfica semilogarítmica y determine  $T$  y  $S$ . Compare estos resultados con los resultados de los análisis de curvas tipo parte (a) y comente su similitud o diferencias.

El conjunto de datos para el pozo de observación ubicado en  $r = 122 \text{ m}$  se representa como un gráfico semilogarítmico en la imagen que se muestra aquí.

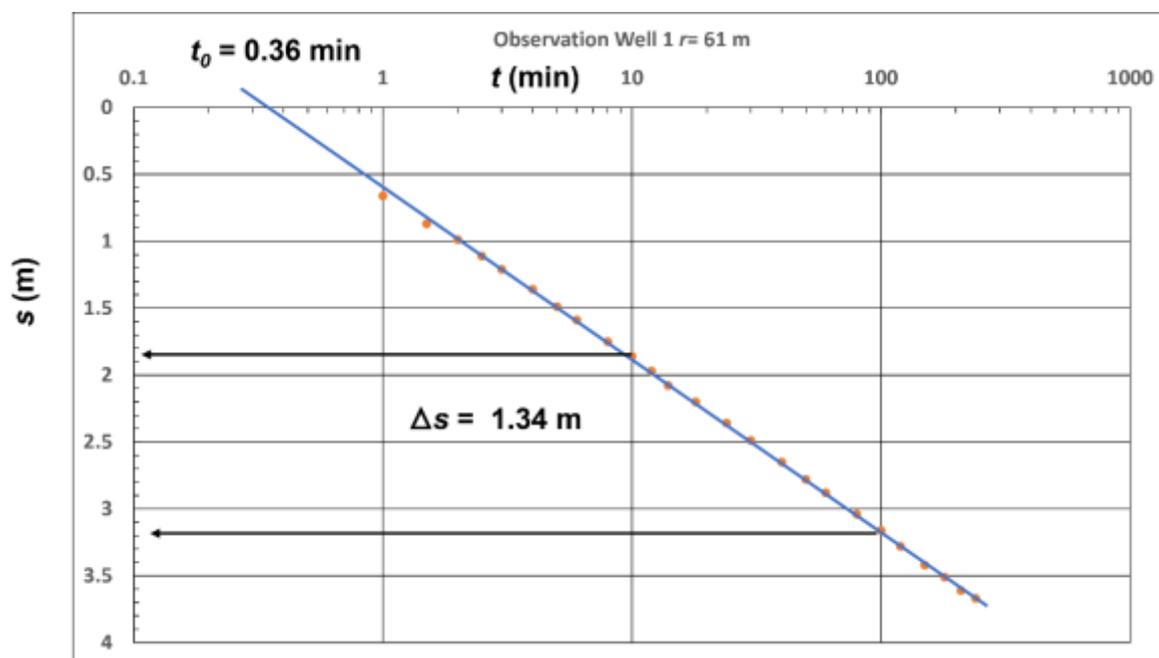


Gráfico semi log para datos de tiempo-abatimiento para  $r = 122 \text{ m}$ .  $\Delta s$  fue determinado para un ciclo logarítmico de tiempo (10 a 100 minutos) y  $t_0$  se obtuvo del ajuste de la línea que cruza la línea de abatimiento cero.

La aproximación Cooper-Jacob que se aplica está dada por las Ecuaciones (34) and (35) de la Sección 8.3.2.

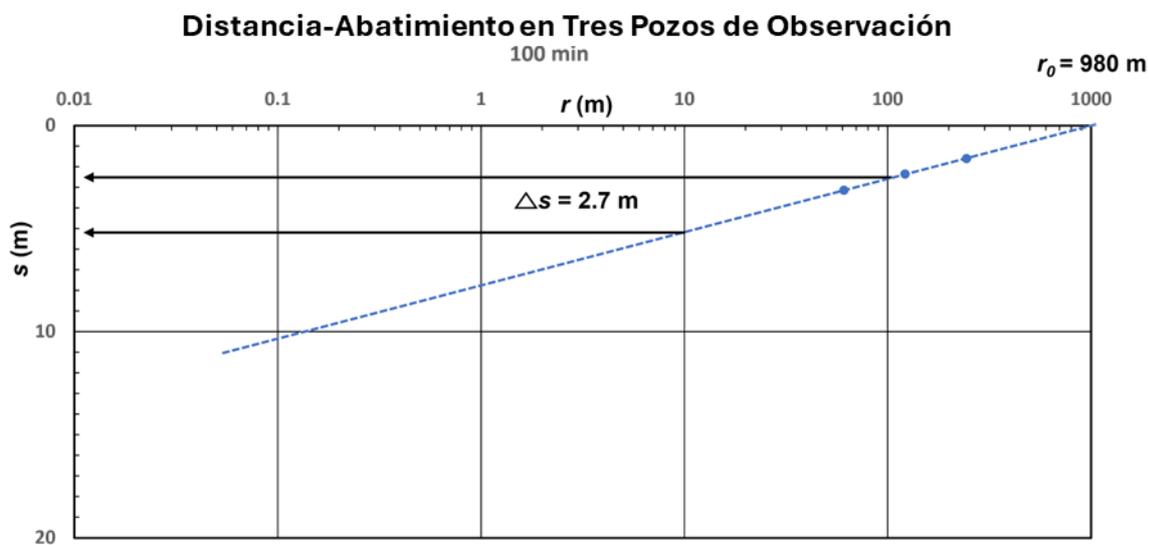
$$T = 2.3 \frac{Q}{4\pi\Delta s} = 2.3 \frac{1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 1.34 \text{ m}} = 164 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = 2.25 \frac{T t_0}{r^2} = 2.25 \frac{164 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.36 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(122 \text{ m})^2} = 0.000006 \text{ or } 6 \times 10^{-6}$$

El valor T es muy similar a los valores calculados a partir del ajuste de curvas. La capacidad de almacenamiento es menor que los valores obtenidos a partir del ajuste de la curva. Ambos valores se pueden representar mediante 0.00001.

- d) datos de abatimiento en el tiempo en un acuífero confinado también se pueden interpretar utilizando el método de abatimiento-distancia. Haga un gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento-distancia a los 100 minutos y calcule T y S. Compare estos resultados con los derivados de la curva tipo y los análisis de línea recta de abatimiento en el tiempo. Discuta por qué los valores son similares o diferentes.

En la imagen se presenta un gráfico de abatimiento de distancia semilogarítmica a los 100 minutos.



Un gráfico semilogarítmico del abatimiento-distancia para los datos del pozo de observación a los 100 minutos.  $\Delta s$  se calcula a lo largo de un ciclo logarítmico de distancia. Se agrega una línea de tendencia discontinua.  $r_0$  es la distancia radial donde el descenso es cero.

Las Ecuaciones de Cooper-Jacob utilizadas para analizar los datos de abatimiento-distancia son las Ecuaciones (37) y (38) de la Sección 8.3.3.

$$T = \frac{2.3 Q}{2 \pi \Delta s} = \frac{2.3 \left(1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}\right)}{2 (3.14) 2.7 \text{ m}} = 163 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = 2.25 \frac{Tt}{r_0^2} = 2.25 \frac{163 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 100 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(980 \text{ m})^2} = 0.00003 \text{ or } 3 \times 10^{-5}$$

Estos valores son muy similares a los obtenidos a partir del ajuste de curvas y la aplicación de la gráfica semilogarítmica del abatimiento en función del tiempo. El valor de la capacidad de almacenamiento interpretado a partir del gráfico semilogarítmico de

distancia-abatimiento fue similar a los resultados del ajuste de curvas. En general, la representación manual y las interpretaciones resultaron muy similares.

- e) Usando el gráfico de distancia-abatimiento, examine la eficiencia (es decir, el abatimiento medido dividido por el abatimiento teórico) del pozo de producción. Si el diámetro del pozo de producción es de 0.20 m y el descenso a los 100 minutos en el pozo de bombeo es de 12.34 m, ¿cuál es la eficiencia del pozo de bombeo (es decir, el abatimiento medido dividido por el abatimiento teórica)?

La línea de tendencia recta en el gráfico de distancia-abatimiento se puede extender para incluir el radio del pozo de bombeo (0.1 m) como se muestra a continuación.

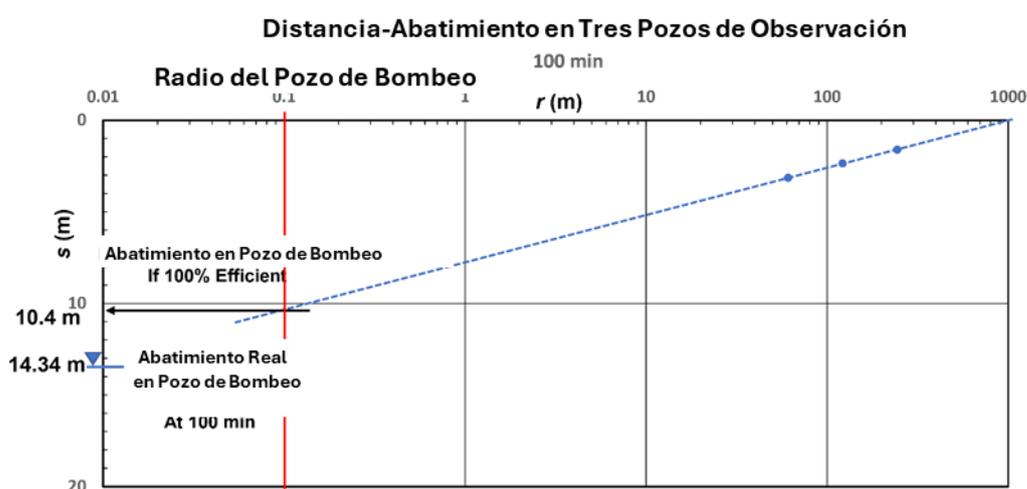


Gráfico de abatimiento-distancia semilogarítmica a los 100 minutos utilizado para evaluar la eficiencia del pozo de bombeo. La línea roja muestra el radio del pozo de bombeo. El abatimiento teórico correspondiente ( $sF$ ) es de 10.4 m.

La eficiencia del pozo de bombeo,  $E$ , se define como el abatimiento teórico ( $sF$ ) en un tiempo fijo dividido por el abatimiento observado o el abatimiento total,  $sF/sT$ . Es decir, la eficiencia del pozo es igual a  $10.4 \text{ m}/14.34 \text{ m} = 0.72$  o 72 por ciento. La eficiencia del pozo representa las condiciones en las que el pozo está bombeando a  $1,200 \text{ m}^3/\text{d}$ . En un pozo ineficiente, la pérdida de pozo que se produce (abatimiento adicional resultante del diseño y la tasa de bombeo) aumenta con el caudal de bombeo. Por lo tanto, si el rendimiento del pozo se incrementa en un 50 por ciento, se requeriría un análisis separado para determinar la eficiencia del pozo a la nueva tasa de bombeo.

- f) Está previsto que el pozo se utilice para complementar el sistema de agua de la ciudad. Después de una evaluación estacional del abastecimiento, se decidió bombear el pozo durante 200 días a una tasa constante de  $1,000 \text{ m}^3/\text{d}$ . Hay otros pozos en la zona y una agencia reguladora quiere saber si otros pozos se verían afectados cuando se bombee este pozo. Ignorando los efectos del bombeo en los otros pozos, ¿cuál es el abatimiento previsto a 1,000 m de este pozo al final del período de bombeo?

Este nuevo caudal de descarga y el programa de bombeo se pueden ingresar en la ecuación de Theis (Ecuación (26)) para resolver el abatimiento a 1,000 m del pozo de bombeo. Sobre la base de los resultados de los cinco ensayos, utilizando la media, la transmisividad se establece en 163 m<sup>2</sup>/d y el almacenamiento en 2.3 x 10<sup>-5</sup>. Primero se calcula  $u$ , entonces  $W(u)$  se obtiene de la Figura 26 y el abatimiento es calculado usando la Ecuación (26).

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(1000 \text{ m})^2 0.000023}{4 \left(163 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 200 \text{ d}} = 0.0002$$

Posteriormente usando la Figura 26 o WolframAlpha para resolver  $W(u) = -\text{Ei}(-u)$ , se obtiene que  $W(u)$  es 7.9402.

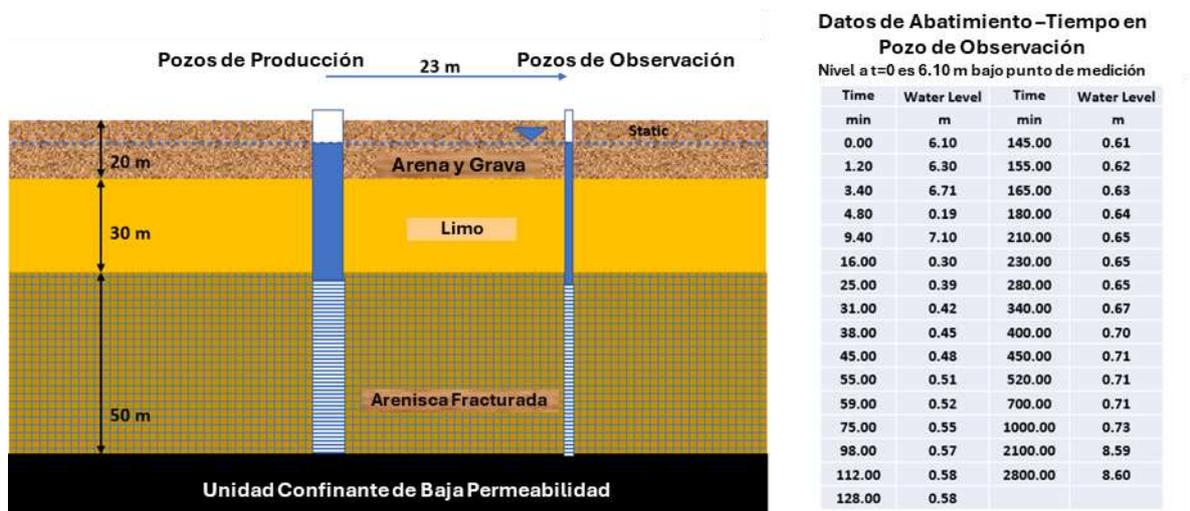
$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{1200 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 163 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 7.9402 = 4.65 \text{ m}$$

[Regreso a Ejercicio 2 ↑](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 2 ↑](#)

### Solución Ejercicio 3

Se diseña e instala un pozo de riego en una arenisca altamente fracturada de 50 m de espesor que se superpone con 30 m de limo, que a su vez se superpone con 20 m de arena y grava. Los niveles de agua estática en las tres unidades son similares, a unos 6 m por debajo de la superficie. El pozo de producción está penetrando completamente en la sección de alta permeabilidad. Se construyó un pozo de observación de 6 cm de diámetro, totalmente penetrante en la arenisca altamente fracturada a 23 m del pozo de producción. Se realizó una prueba de bombeo de tasa constante de 1.9 días a una tasa de 196 m<sup>3</sup>/d y se monitorearon los niveles de agua del pozo de observación con un sensor eléctrico de nivel de agua. Las condiciones de prueba se ilustran en la imagen que se muestra aquí.



Sección transversal de las condiciones hidrogeológicas asociadas con una prueba de bombeo. La arenisca fracturada es la principal unidad portadora de agua. Los niveles estáticos de agua en cada unidad están a unos 6 m por debajo de la superficie del terreno. Los datos de tiempo de nivel de agua recopilados durante la prueba se muestran en la tabla.

Un archivo de Excel® de los datos de tiempo-abatimiento están disponible en la [página web para este libro](#).

- a) Convierta los datos del nivel del agua en descenso y grafique los datos.

Los datos del nivel del agua se convierten en descensos como se muestra aquí.

	<b><math>r = 23 \text{ m}</math></b>	
<b>Time</b>	<b>Water Level</b>	<b>Drawdown</b>
<b>min</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
<b>0.00</b>	<b>6.10</b>	<b>0.00</b>
<b>1.20</b>	<b>6.30</b>	<b>0.20</b>
<b>3.40</b>	<b>6.71</b>	<b>0.61</b>
<b>4.80</b>	<b>6.86</b>	<b>0.76</b>
<b>9.40</b>	<b>7.10</b>	<b>1.00</b>
<b>16.00</b>	<b>7.38</b>	<b>1.28</b>
<b>25.00</b>	<b>7.47</b>	<b>1.37</b>
<b>31.00</b>	<b>7.59</b>	<b>1.49</b>
<b>38.00</b>	<b>7.68</b>	<b>1.58</b>
<b>45.00</b>	<b>7.77</b>	<b>1.67</b>
<b>55.00</b>	<b>7.80</b>	<b>1.70</b>
<b>59.00</b>	<b>7.90</b>	<b>1.80</b>
<b>75.00</b>	<b>7.96</b>	<b>1.86</b>
<b>98.00</b>	<b>8.02</b>	<b>1.92</b>
<b>112.00</b>	<b>8.02</b>	<b>1.92</b>
<b>128.00</b>	<b>8.11</b>	<b>2.01</b>
<b>145.00</b>	<b>8.14</b>	<b>2.04</b>
<b>155.00</b>	<b>8.17</b>	<b>2.07</b>
<b>165.00</b>	<b>8.20</b>	<b>2.10</b>
<b>180.00</b>	<b>8.23</b>	<b>2.13</b>
<b>210.00</b>	<b>8.23</b>	<b>2.13</b>
<b>230.00</b>	<b>8.23</b>	<b>2.13</b>
<b>280.00</b>	<b>8.29</b>	<b>2.19</b>
<b>340.00</b>	<b>8.38</b>	<b>2.28</b>
<b>400.00</b>	<b>8.41</b>	<b>2.31</b>
<b>450.00</b>	<b>8.45</b>	<b>2.35</b>
<b>520.00</b>	<b>8.45</b>	<b>2.35</b>
<b>700.00</b>	<b>8.51</b>	<b>2.41</b>
<b>1000.00</b>	<b>8.57</b>	<b>2.47</b>
<b>2100.00</b>	<b>8.59</b>	<b>2.49</b>
<b>2800.00</b>	<b>8.60</b>	<b>2.5</b>

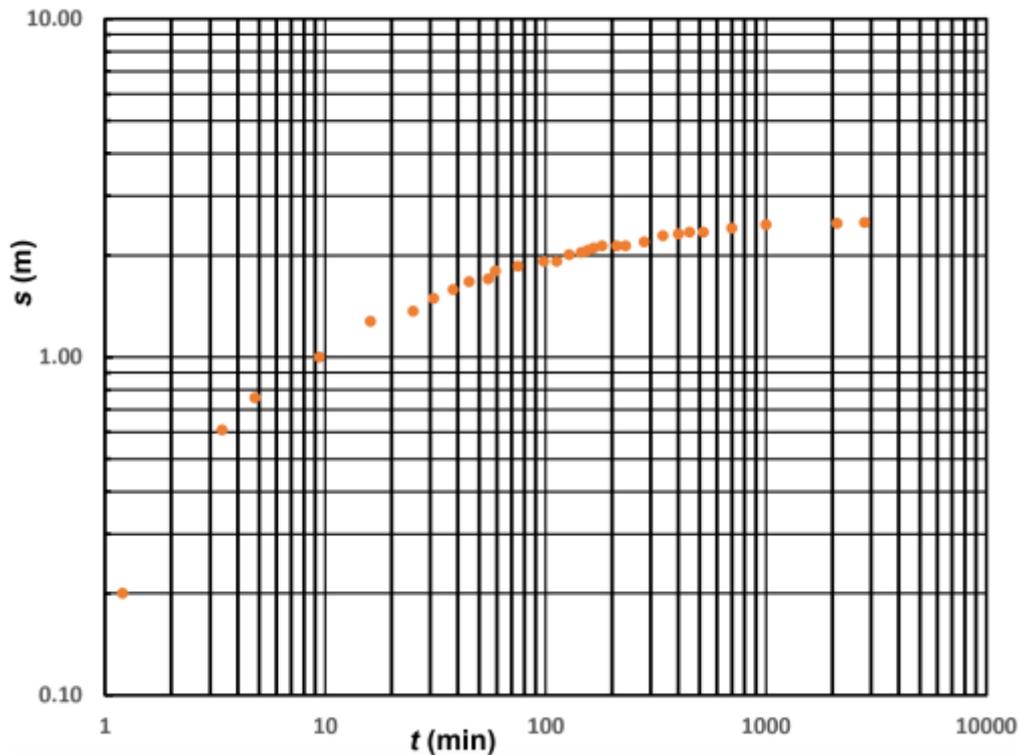
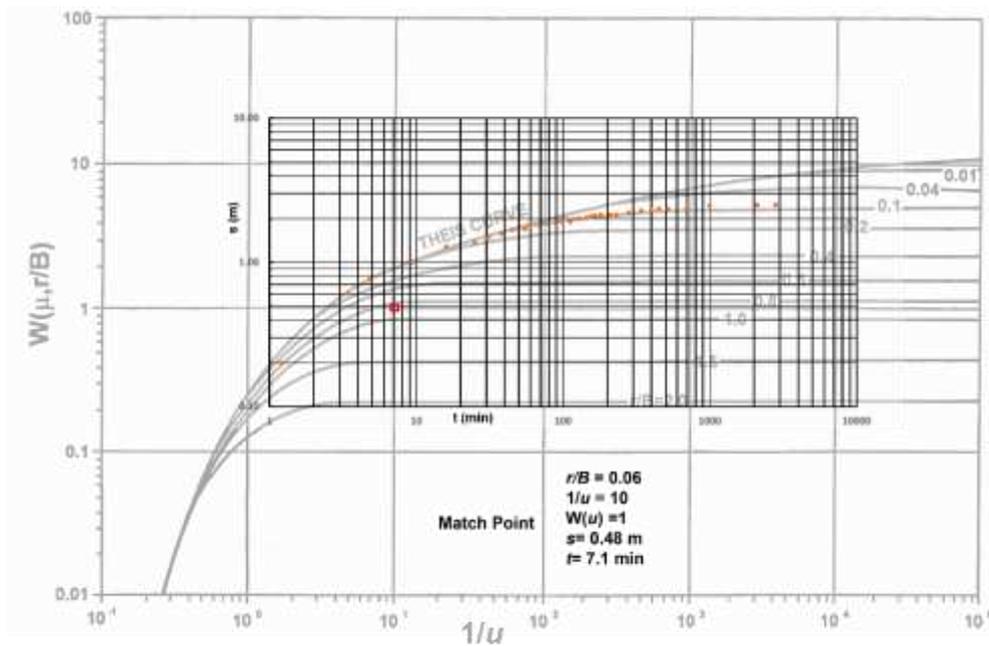


Gráfico Log-log de los descensos en función al tiempo (puntos Naranja) para un pozo de observación localizado a 23 m del pozo de bombeo.

- b) Después de revisar los datos del sitio, seleccione un enfoque analítico. Explique por qué elige el modelo analítico utilizado. Trate la arenisca altamente fracturada como un medio poroso equivalente (Woessner y Poeter, 2020). Calcule T y S para el acuífero de arenisca altamente fracturada.

La gráfica de datos logarítmica se parece a la respuesta de un acuífero totalmente confinado, excepto que no coincide con la curva tipo de Theis. Los descensos se comportan como si se viera afectada por una fuente adicional de recarga, muy probablemente por filtraciones a través de la unidad de confinamiento de limo. El gráfico log-log coincide con la familia de curvas tipo de Hantush-Jacob, que representan condiciones de drenaje o filtración, sin que se libere agua del almacenamiento, ya que parece que el descenso se está estabilizando con el tiempo.



Ajuste de curvas mediante curvas de tipo Hantush-Jacob. Los datos de descenso en el tiempo se representan con puntos naranjas. El punto de ajuste se indica con el rectángulo rojo.

Un punto de ajuste es seleccionado como el dato que aparece más cercano a el valor de la curva  $r/B = 0.1$ .

Las Ecuaciones (45) y (46) son usadas para calcular T y S. Usando el punto de ajuste mostrado en la gráfica se obtiene.

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W\left(u, \frac{r}{B}\right) = \frac{196 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 0.48 \text{ m}} (1) = 32.5 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$$S = \frac{u4Tt}{r^2} = \frac{(0.1) (4) 32.5 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 7.1 \text{ min} \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}}}{(23 \text{ m})^2} = 0.00012 \text{ or } 1.2 \times 10^{-4}$$

c) Con base en su análisis, estime la conductividad hidráulica vertical de la capa confinante de limo.

Usando el punto de ajuste con valor de  $r/B=0.06$  entonces

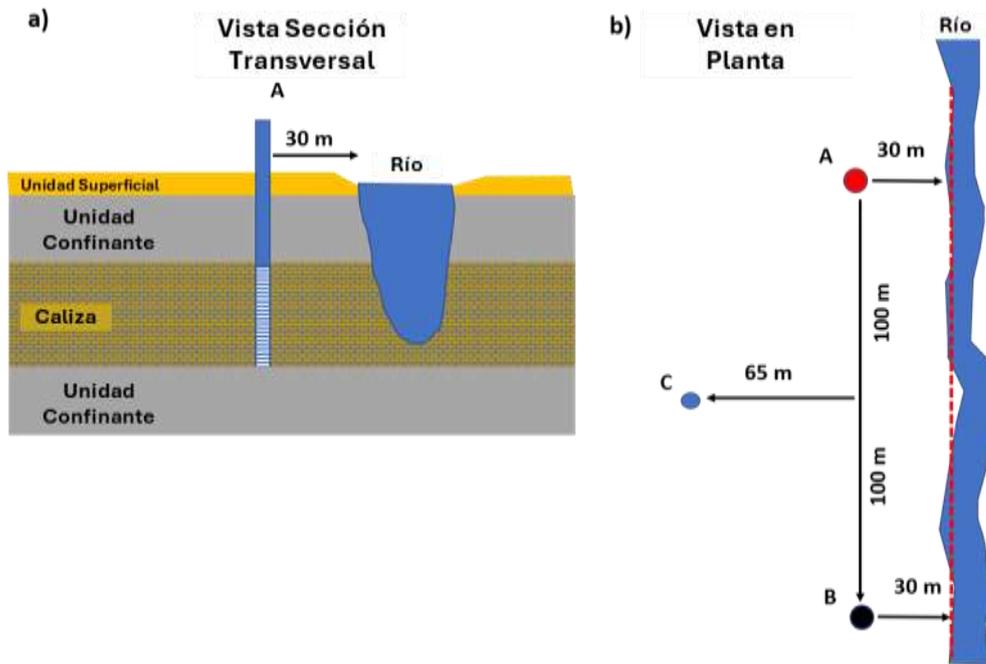
$$K' = \frac{Tb' \left(\frac{r}{B}\right)^2}{r^2} = \frac{32.5 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} (30 \text{ m})(0.06)^2}{(23 \text{ m})^2} = 0.0066 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

[Regreso a Ejercicio 3 ↑](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 3 ↑](#)

## Solución Ejercicio 4

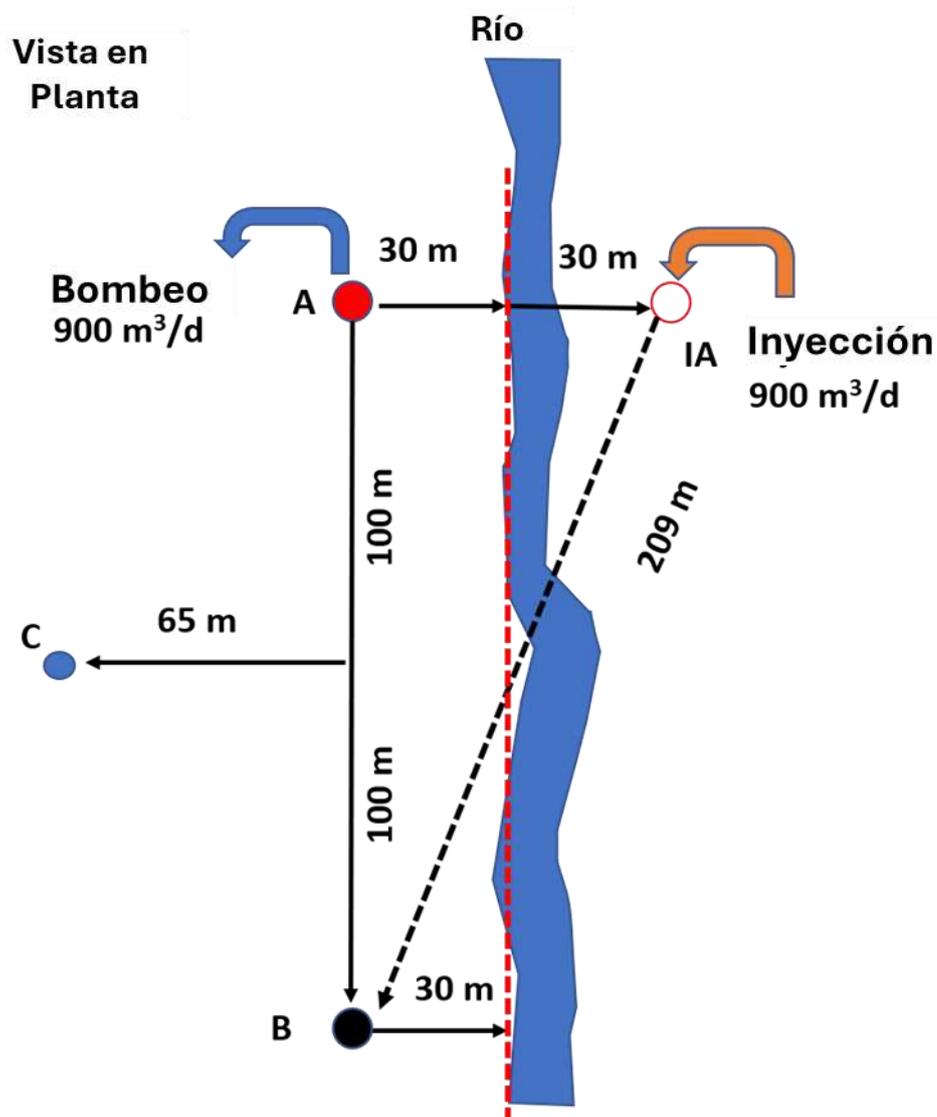
Un pozo (A) que bombea a  $900 \text{ m}^3/\text{d}$  se encuentra cerca de un río, como se muestra en la siguiente imagen. El río penetra en una roca caliza fracturada, permeable y confinada. Un segundo pozo de producción (B) se encuentra a 200 m del primer pozo. Una prueba de bombeo previa de la formación en el pozo A resultó un valor de  $T$  de  $75 \text{ m}^2/\text{d}$  y un valor de  $S$  de 0.00003.



Pozos de producción ubicados cerca de un río que penetra totalmente. En promedio, la distancia al río en el acuífero confinado es de 30 m desde el pozo de bombeo, como se muestra en la línea discontinua roja. a) Sección transversal que muestra el pozo de producción A y la litología. b) Vista en planta de las ubicaciones de los pozos en relación con el río.

- Calcule la interferencia del pozo (abatimiento) que ocurriría en B cuando el pozo A se bombea a  $900 \text{ m}^3/\text{d}$  durante 50 días.

Este problema tiene que ver con una condición de borde de recarga lineal donde el río es influente del acuífero confinado. Utilizando la teoría de pozos imagen (Sección 11), el río actúa como una fuente infinita de agua para el acuífero. Para calcular el descenso en la ubicación del pozo B, el efecto del contorno debe estar representado por un pozo de imagen (IA) ubicado a 30 m al otro lado del borde respecto del pozo A. Como el pozo imagen representa los efectos de un borde de recarga, se convierte en un pozo de inyección para crear matemáticamente ningún abatimiento en el borde (es decir, un pozo de inyección tiene descenso negativo) con un caudal de entrada de  $900 \text{ m}^3/\text{d}$ . el descenso total en B del bombeo A y los efectos del borde de recarga deben considerarse como se muestra en la imagen a continuación.



Aplicación de la teoría del pozo imagen. El pozo IA es un pozo de imagen que representa el efecto del borde de recarga lineal (río) cuando se bombea A. El pozo imagen está representado por un pozo de inyección (-900 m<sup>3</sup>/d). La figura también muestra la distancia radial desde el pozo de imagen IA hasta la ubicación B.

$$s_T \text{ at } B = s_A + s_{IA}$$

Aplicando la Ecuación de Theis (26), se puede calcular el descenso total en B. Primero, se calcula  $u$ , luego se obtiene  $W(u)$  de la Figura 26 y se calcula el descenso utilizando la ecuación (26).

Primero, calcular  $u$  para el pozo A.

$$u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(200 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.00008 \cong 8 \times 10^{-5}$$

Después, usando la Figura 26 para buscar su valor, o WolframAlpha, para resolver  $W(u) = -\text{Ei}(-u)$ ,  $W(u_A)$  es  $\cong 8.8563$ .

$$s_A = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{900 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 8.8563 = 8.46 \text{ m}$$

Posteriormente, el cálculo  $u$  para el pozo IA.

$$u_{IA} = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(209 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.000087 \cong 8.7 \times 10^{-5}$$

Entonces usando la Figura 26,  $W(u_{IA})$  es  $\cong 8.7725$ . Como el pozo imagen representa un efecto de borde de recarga el caudal de bombeo que se presenta es de  $-900 \text{ m}^3/\text{d}$ .

$$s_{IA} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{-900 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 8.7725 = -8.38 \text{ m}$$

El descenso calculado es negativo, ya que asciende o presenta un incremento en el nivel del agua en respuesta a la inyección del agua.

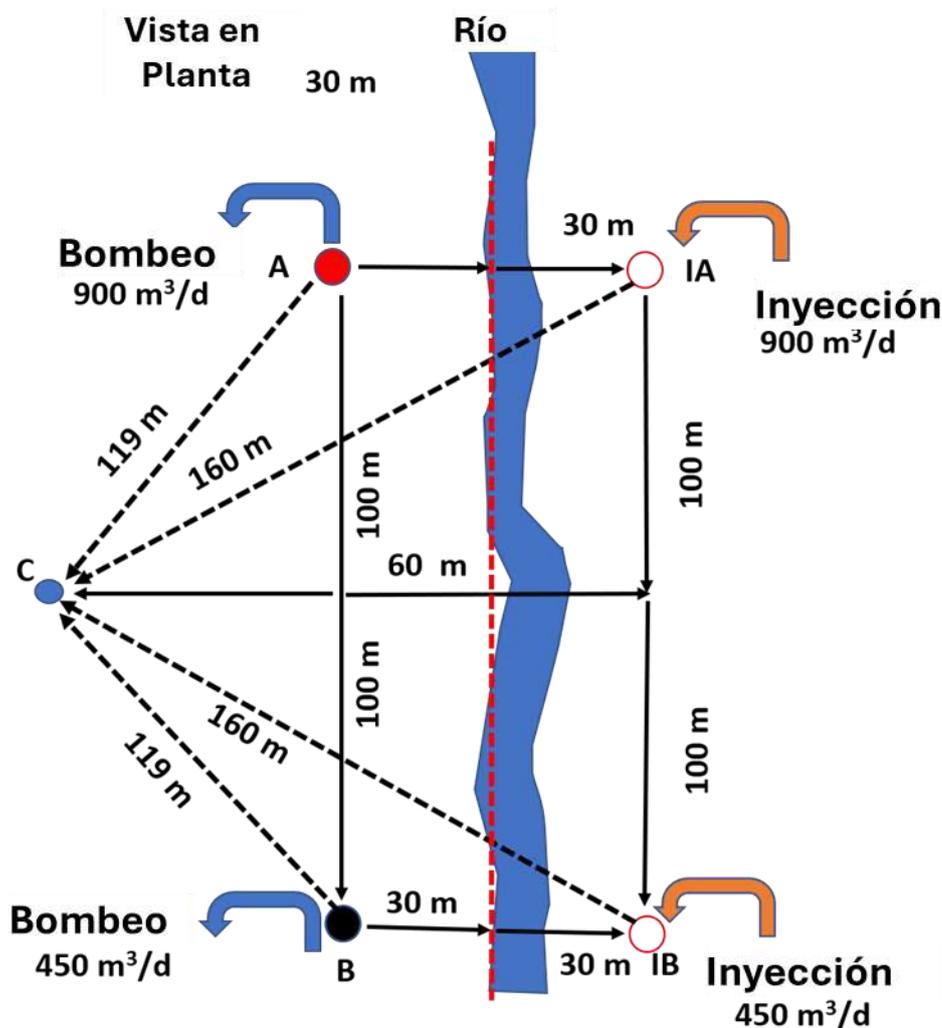
$$s_T \text{ en } B = 8.46 \text{ m} + (-8.38 \text{ m}) = 0.08 \text{ m}$$

- b. Si durante los mismos 50 días de bombeo del pozo A, el pozo en la ubicación B se bombea a  $450 \text{ m}^3/\text{d}$ , ¿cuál sería el abatimiento en el pozo de observación no bombeado C al final de los 50 días de bombeo?

El descenso total en C se calcularía como se muestra aquí.

$$s_T \text{ en } C = s_A + s_{IA} + s_B + s_{IB}$$

El descenso en C está influenciado por los dos pozos de bombeo y los dos pozos imagen que representan la condición de borde de recarga. Las ubicaciones de los pozos imagen y las distancias radiales correspondientes se muestran en la siguiente imagen.



Aplicación de la teoría del pozo imagen. El pozo IA es un pozo imagen que representa la condición de borde de recarga lineal (río) en el abatimiento en A, el punto IB es el pozo imagen que representa la condición de borde en el descenso en B. Para calcular el descenso en el pozo no bombeado ubicado en C, se debe considerar el efecto de los cuatro pozos. En la figura se muestran las distancias radiales calculadas desde los pozos de bombeo y los pozos imagen hasta el pozo C.

El primer paso es calcular las distancias radiales desde los pozos de bombeo y de imagen hasta el pozo de observación C. Luego, se calculan los valores de  $u$  para cada uno de los 4 pozos y los valores correspondientes de  $W(u)$  determinados a partir de la tabla que se muestra en la Figura 26 de la Sección 8. El  $Q$  para los pozos de inyección del borde de recarga se ingresa como una tasa negativa.

$$u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(119 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.000028 \cong 2.8 \times 10^{-5}$$

Usando la Figura 26 para localizar el valor, o WolframAlpha para encontrar  $W(u) = -Ei(-u)$ ,  $W(u_A)$  es  $\cong 9.9061$ .

$$s_A = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{900 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 9.9061 = \mathbf{9.46 \text{ m}}$$

$$u_{IA} = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(160 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.000051 \cong 5.1 \times 10^{-5}$$

Entonces usando la Figura 26,  $W(u_{IA})$  es  $\cong 9.3065$ .

$$s_{IA} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{-900 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 9.3065 = -8.89 \text{ m}$$

$$u_B = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(119 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.000028 \cong 2.8 \times 10^{-5}$$

Entonces usando la Figura 26,  $W(u_B)$  es  $\cong 9.9061$ .

$$s_B = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{450 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 9.9061 = 4.73 \text{ m}$$

$$u_{IB} = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{(160 \text{ m})^2 0.00003}{4 \left(75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}\right) 50 \text{ d}} = 0.000051 \cong 5.1 \times 10^{-5}$$

Entonces usando la Figura 26,  $W(u_{IB})$  es  $\cong 9.3065$ .

$$s_{IB} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{-450 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{4 (3.14) 75 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 9.3065 = -4.45 \text{ m}$$

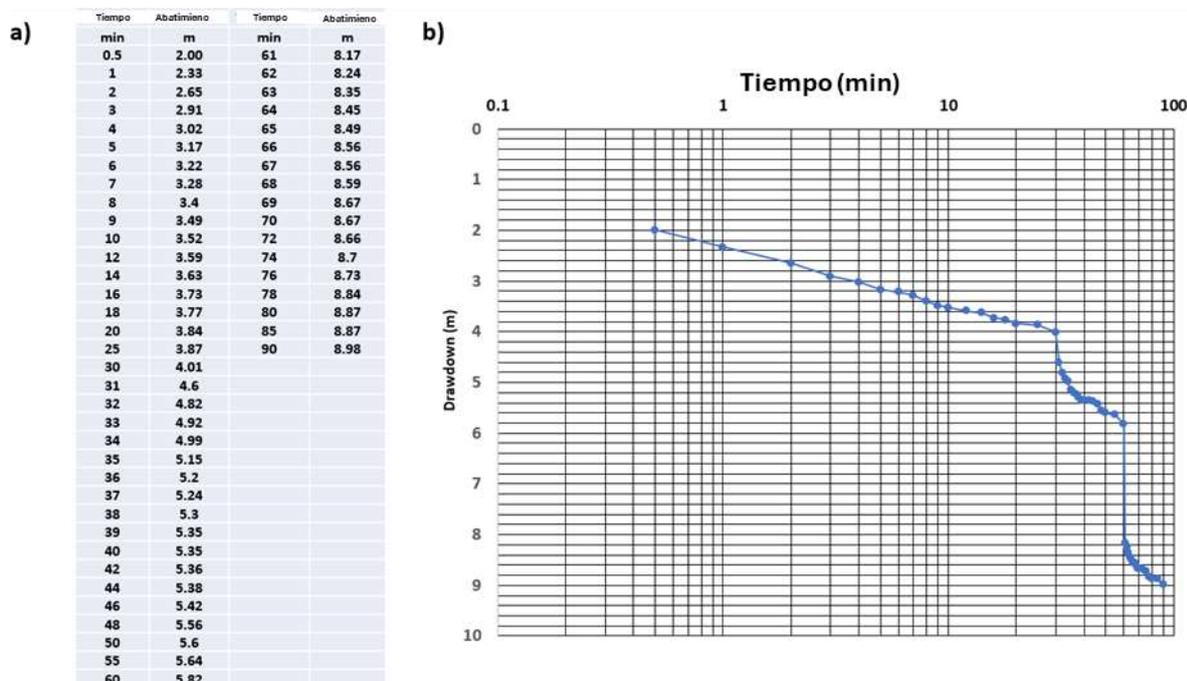
$$s_T \text{ at } C = s_A + s_{IA} + s_B + s_{IB} = 9.46 \text{ m} + (-8.89 \text{ m}) + 4.73 \text{ m} + (-4.45 \text{ m}) = 0.85 \text{ m}$$

[Regreso a Ejercicio 4](#) ↑

[Regreso al texto Ejercicio 4](#) ↑

## Solución Ejercicio 5

Se diseñó un pozo de producción para producir 2,000 m<sup>3</sup>/d de un acuífero confinado de grava de 40 m de espesor. El pozo tenía 40 cm de diámetro y con ademe ranurado a lo largo de 35 m. Una vez finalizado el pozo, se realizó una prueba escalonada bombeando el pozo a 1,400 m<sup>3</sup>/d, 1,790 m<sup>3</sup>/d y luego 2,520 m<sup>3</sup>/d, durante un total de 90 minutos, con una duración de 30 minutos cada etapa. Aquí se presentan los datos de abatimiento en el tiempo y un gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento-tiempo.



Prueba de caudal escalonado para un pozo de producción. a) Datos de tiempo-abatimiento para tres etapas. b) Gráfico de logaritmo de tiempo vs el descenso.

Un archivo de Excel® con los datos base de tiempo vs abatimiento está disponible en la página Web de este libro [página web para este libro](#).

- a) Calcule el valor de C y B para este sistema. Calcule la pérdida esperada del pozo al bombear el pozo a 2,000 m<sup>3</sup>/d.

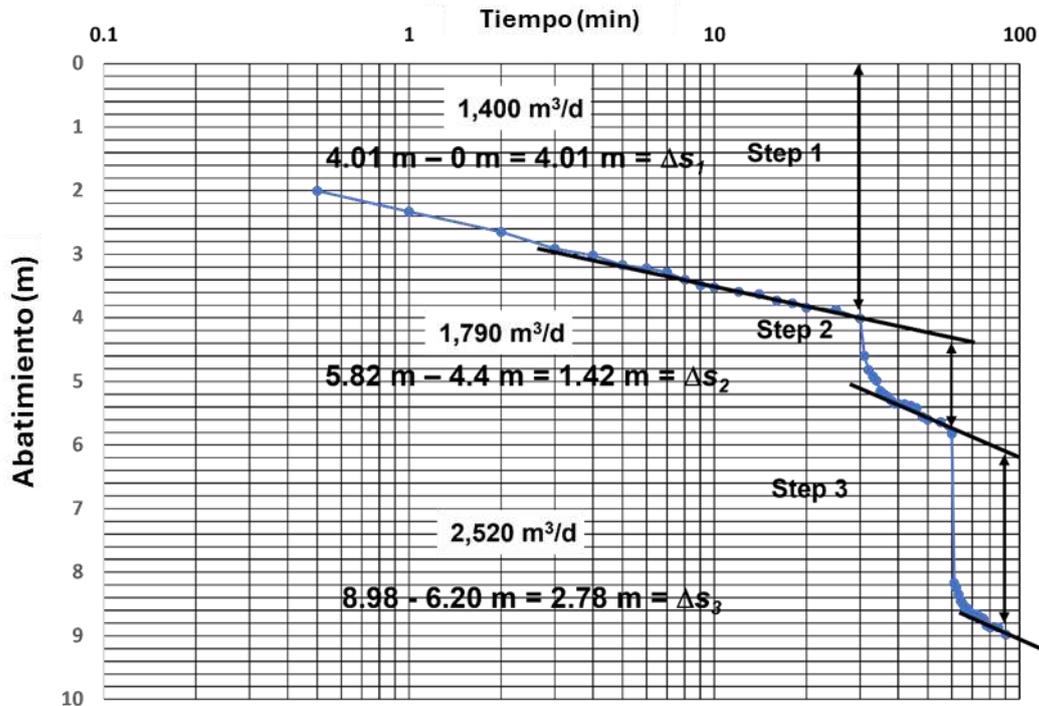


Gráfico de abatimiento versus el logaritmo del tiempo que muestra el cálculo de los valores de  $s$ .  $s_1$  para el primer intervalo de 30 minutos se calcula como la diferencia entre el abatimiento a tiempo cero y el abatimiento a 30 min (flecha doble).  $s_2$  se calcula restando el abatimiento a los 60 min del valor extrapolado del abatimiento del primer intervalo (flecha doble).  $s_3$  se calcula de manera similar a partir del abatimiento a los 90 minutos.

Un gráfico de  $s/Q_T$  vs  $Q$  total es preparado calculando los radios de  $\Delta s/Q$  y  $Q$ .

$$\frac{\Delta s_1}{Q_1} = \frac{4.1 \text{ m}}{1400 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0.0029 \frac{\text{d}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{\Delta s_1 + \Delta s_2}{Q_2} = \frac{4.1 \text{ m} + 1.42 \text{ m}}{1790 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0.003 \frac{\text{d}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{\Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3}{Q_3} = \frac{4.1 \text{ m} + 1.42 \text{ m} + 2.78 \text{ m}}{2520 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0.0033 \frac{\text{d}}{\text{m}^2}$$

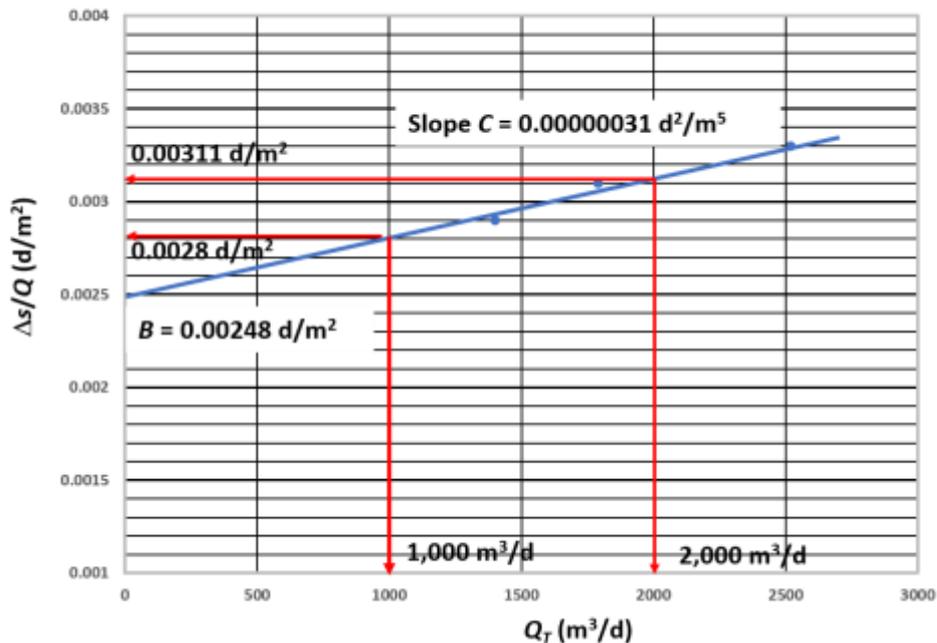


Gráfico de  $\Delta s/Q$  vs el log del valor total de  $Q_T$  para cada intervalo. La pendiente de la línea (C) es calculada como la diferencia entre los valores de  $\Delta s/Q$  (p, ej. flecha horizontal roja) dividido por la correspondiente diferencia en caudal de bombeo (flecha vertical roja).

Leyendo los valores para determinar la pendiente del gráfico, se determina C de la siguiente forma.

$$C = \frac{0.0031 \frac{\text{d}}{\text{m}^2} - 0.0028 \frac{\text{d}}{\text{m}^2}}{2000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} - 1000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0.0000003 \text{ or } 3 \times 10^{-7} \frac{\text{d}^2}{\text{m}^5}$$

B es tomado de la gráfica como la intercepción de y cuando  $Q_T = 0$  por lo que  $B = 0.00248 \text{ d}/\text{m}^2$ .

La Pérdida de pozo ( $CQ^2$ ) cuando el bombeo es  $2,000 \text{ m}^3/\text{d}$  podría ser calculada de la siguiente forma.

$$\text{pérdida de pozo} = 0.0000003 \text{ d}^2/\text{m}^5 (2000 \text{ m}^3/\text{d})^2 = 1.2 \text{ m}$$

- b) Estime el tiempo del descenso total después de bombear el pozo durante 30 min a  $2,000 \text{ m}^3/\text{d}$ .

El abatimiento total (abatimiento formativo + pérdida de pozo) al bombear a  $2,000 \text{ m}^3/\text{d}$  durante 30 minutos se calcula de la siguiente manera.

$$s_T = BQ + CQ^2$$

$$s_T = 0.0028 \frac{d}{m^2} \left( 2000 \frac{m^3}{d} \right) + 3 \times 10^{-7} \frac{d^2}{m^5} \left( 2000 \frac{m^3}{d} \right)^2$$

$$s_T = 5.6 \text{ m} + 1.2 \text{ m} = 6.8 \text{ m}$$

Para calcular los descensos totales en tiempos posteriores, nuevos valores de  $B$  requieren ser determinados ya que  $B$  depende del tiempo. Esto requeriría ingresar un valor de  $T$  y  $S$  en la Ecuación apropiada (por ejemplo, en la Ecuación de Cooper-Jacob) y volver a calcular  $B$  para un período de bombeo específico ( $t$ ).

- c) Estime la transmisividad utilizando los primeros 30 minutos de datos de abatimiento en el tiempo (etapa 1) (utilice el método de Cooper Jacob).

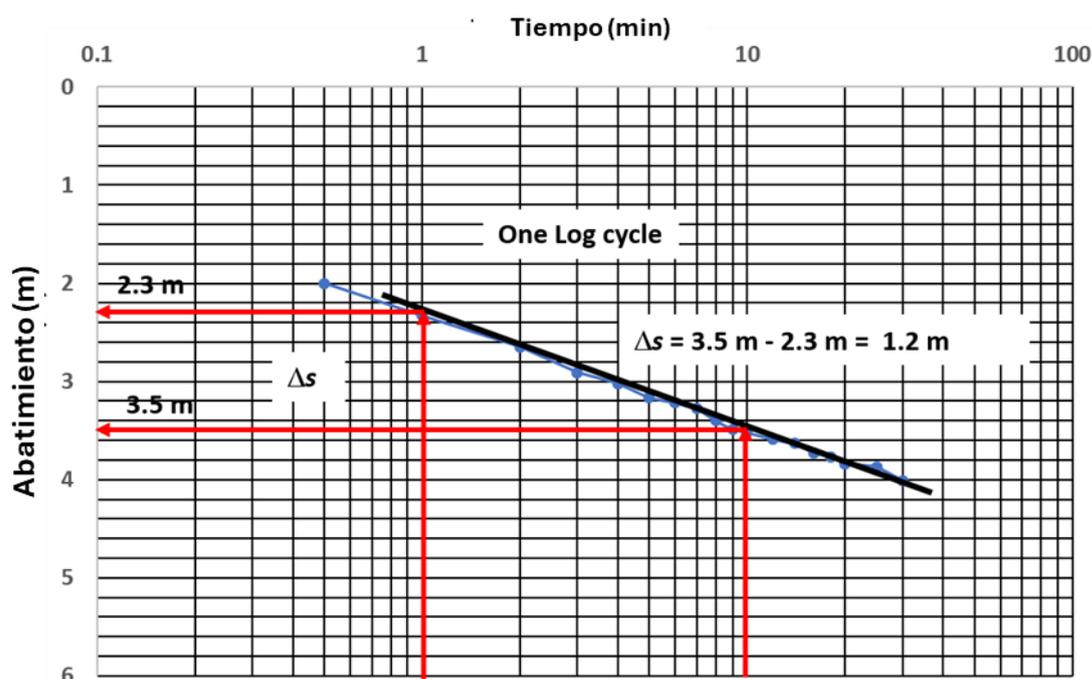


Gráfico semilogarítmico de los datos de abatimiento en el tiempo para el primer intervalo. Se realiza un ajuste en línea recta y se determina un valor de  $s$  a lo largo de un ciclo logarítmico de tiempo. Este valor se utiliza en el análisis de Cooper-Jacob para estimar un valor de  $T$ . Como los datos de tiempo vs abatimiento contienen alguna pérdida de pozo, el coeficiente de almacenamiento no se calcula.

La solución de Cooper- Jacob mostrada en la Sección 8.2.3.

$$T = 2.3 \frac{Q}{4\pi\Delta s} = 2.3 \frac{1400 \frac{m^3}{d}}{4 (3.14) 1.2 \text{ m}} = 214 \frac{m^2}{d}$$

Los datos de descensos en el intervalo uno tiene alguna Pérdida de pozo de tal forma que el valor de  $T$  se puede determinar, pero el valor de  $S$  no es estimado ya que el valor proyectado de  $t_0$  podría ser muy bajo (Sección 12.1.4). Si se corrigieran todos los datos del Intervalo 1 por la pérdida de pozo ( $s_T - CQ^2$ ), se podría calcular  $S$  a partir de un gráfico

semilogarítmico de los datos corregidos. Por ejemplo, a los 10 min el descenso registrado es 3.52 m. El descenso corregido (s) podría ser como el siguiente.

$$s = 3.52 \text{ m} - 3 \times 10^{-7} \frac{\text{d}^2}{\text{m}^5} \left( 1400 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)^2 = 2.93 \text{ m}$$

[Regreso a Ejercicio 5](#) ↑

[Regreso al Texto Ejercicio 5](#) ↑

## Solución Ejercicio 6

Se presenta una discusión sobre la interpretación de los métodos de pruebas de bombeo de un solo pozo utilizados para evaluar una prueba de rendimiento de pozo (Sección 12). Aunque los datos de las pruebas de rendimiento tienen limitaciones (por ejemplo, incertidumbre relacionada con: la naturaleza y ubicación de las unidades portadoras de agua en el pozo, los niveles de agua de bombeo y la pérdida del pozo durante el bombeo), se pueden hacer aproximaciones de  $T$ . Por lo general, los datos de las pruebas de rendimiento se encuentran en los registros de perforación cuando se construye un pozo. Revise el registro de pozos que se presenta en la imagen a continuación.

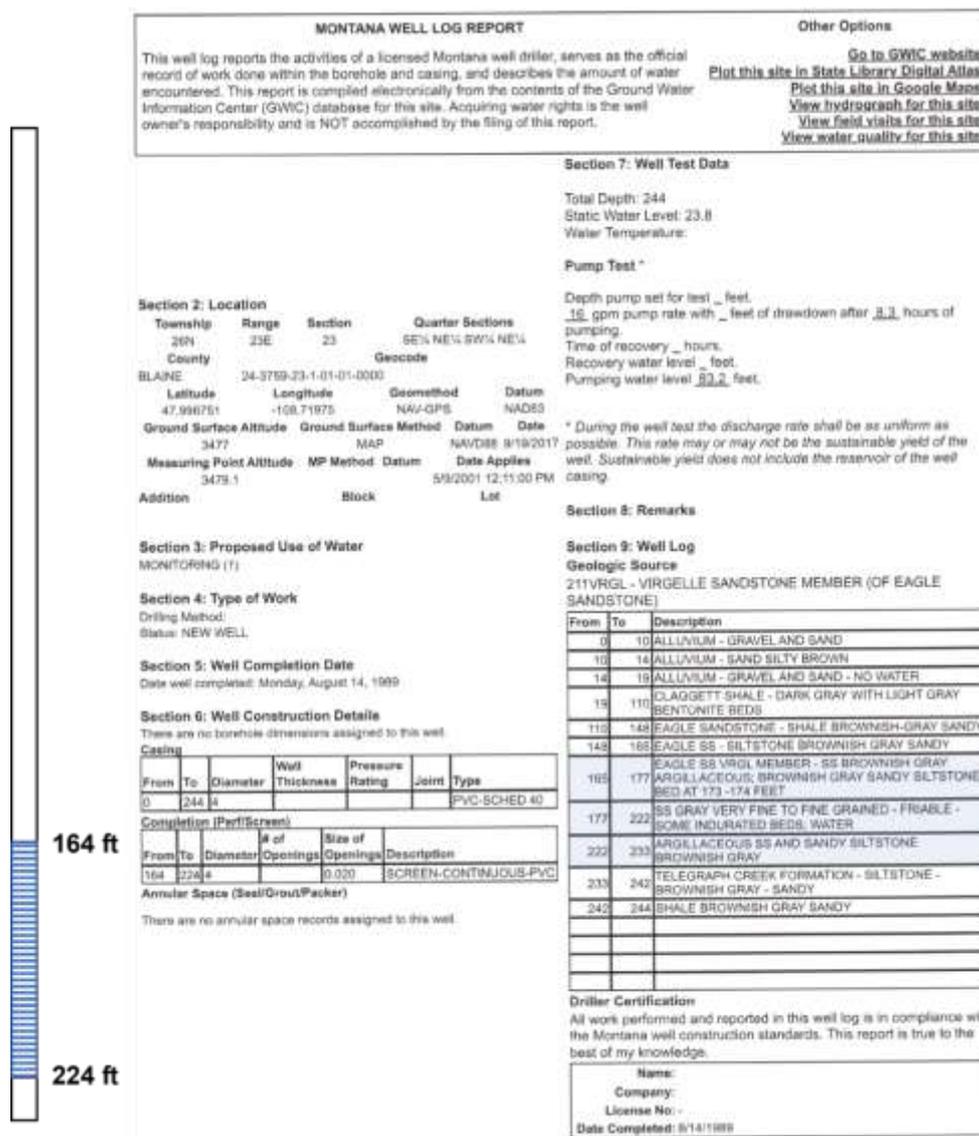
MONTANA WELL LOG REPORT				Other Options																																					
This well log reports the activities of a licensed Montana well driller, serves as the official record of work done within the borehole and casing, and describes the amount of water encountered. This report is compiled electronically from the contents of the Ground Water Information Center (GWIC) database for this site. Acquiring water rights is the well owner's responsibility and is NOT accomplished by the filing of this report.				<a href="#">Go to GWIC website</a> <a href="#">Plot this site in State Library Digital Atlas</a> <a href="#">Plot this site in Google Maps</a> <a href="#">View hydrograph for this site</a> <a href="#">View field visits for this site</a> <a href="#">View water quality for this site</a>																																					
<b>Section 2: Location</b>				<b>Section 7: Well Test Data</b>																																					
Township	Range	Section	Quarter Sections	Total Depth: 244	Static Water Level: 23.8																																				
20N	23E	23	SE 1/4, NE 1/4, SW 1/4, NW 1/4	Water Temperature:																																					
County	Geocode			<b>Pump Test *</b>																																					
BLAINE	34-3759-23-1-01-01-0000			Depth pump set for test: _ feet.																																					
Latitude	Longitude	Geomethod	Datum	__ gpm pump rate with __ feet of drawdown after __.3 hours of pumping.																																					
47.990751	-108.719175	NAV-OPB	NAD83	Time of recovery: __ hours.																																					
Ground Surface Altitude	Ground Surface Method	Datum	Date	Recovery water level: __ feet.																																					
3477	MAP	NAVD88	8/19/2017	Pumping water level: 23.2 feet.																																					
Measuring Point Altitude	MP Method	Datum	Date Applied	* During the well test the discharge rate shall be as uniform as possible. This rate may or may not be the sustainable yield of the well. Sustainable yield does not include the reservoir of the well casing.																																					
3479.1			5/9/2001 12:11:09 PM	<b>Section 8: Remarks</b>																																					
Address	Block	Lot		<b>Section 9: Well Log</b>																																					
				<b>Geologic Source</b>																																					
<b>Section 3: Proposed Use of Water</b>				211VROL - VIRGELLE SANDSTONE MEMBER (OF EAGLE SANDSTONE)																																					
MONITORING (1)				<table border="1"> <thead> <tr> <th>From</th> <th>To</th> <th>Description</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>10</td><td>ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND</td></tr> <tr><td>10</td><td>14</td><td>ALLUVIUM - SAND SILTY BROWN</td></tr> <tr><td>14</td><td>19</td><td>ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND - NO WATER</td></tr> <tr><td>19</td><td>119</td><td>CLAUGETT SHALE - DARK GRAY WITH LIGHT GRAY BENTONITE BEDS</td></tr> <tr><td>119</td><td>148</td><td>EAGLE SANDSTONE - SHALE BROWNISH-GRAY SANDY</td></tr> <tr><td>148</td><td>186</td><td>EAGLE SS - SILTSTONE BROWNISH GRAY SANDY</td></tr> <tr><td>186</td><td>177</td><td>EAGLE SS VROL MEMBER - SS BROWNISH GRAY ARGILLACEOUS BROWNISH GRAY SANDY SILTSTONE BED AT 173 - 174 FEET</td></tr> <tr><td>177</td><td>222</td><td>SS GRAY VERY FINE TO FINE GRAINED - FRIABLE - SOME INCLINATED BEDS; WATER</td></tr> <tr><td>222</td><td>233</td><td>ARGILLACEOUS SS AND SANDY SILTSTONE BROWNISH GRAY</td></tr> <tr><td>233</td><td>242</td><td>TELEGRAPH CREEK FORMATION - SILTSTONE - BROWNISH GRAY - SANDY</td></tr> <tr><td>242</td><td>244</td><td>SHALE BROWNISH GRAY SANDY</td></tr> </tbody> </table>		From	To	Description	0	10	ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND	10	14	ALLUVIUM - SAND SILTY BROWN	14	19	ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND - NO WATER	19	119	CLAUGETT SHALE - DARK GRAY WITH LIGHT GRAY BENTONITE BEDS	119	148	EAGLE SANDSTONE - SHALE BROWNISH-GRAY SANDY	148	186	EAGLE SS - SILTSTONE BROWNISH GRAY SANDY	186	177	EAGLE SS VROL MEMBER - SS BROWNISH GRAY ARGILLACEOUS BROWNISH GRAY SANDY SILTSTONE BED AT 173 - 174 FEET	177	222	SS GRAY VERY FINE TO FINE GRAINED - FRIABLE - SOME INCLINATED BEDS; WATER	222	233	ARGILLACEOUS SS AND SANDY SILTSTONE BROWNISH GRAY	233	242	TELEGRAPH CREEK FORMATION - SILTSTONE - BROWNISH GRAY - SANDY	242	244	SHALE BROWNISH GRAY SANDY
From	To	Description																																							
0	10	ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND																																							
10	14	ALLUVIUM - SAND SILTY BROWN																																							
14	19	ALLUVIUM - GRAVEL AND SAND - NO WATER																																							
19	119	CLAUGETT SHALE - DARK GRAY WITH LIGHT GRAY BENTONITE BEDS																																							
119	148	EAGLE SANDSTONE - SHALE BROWNISH-GRAY SANDY																																							
148	186	EAGLE SS - SILTSTONE BROWNISH GRAY SANDY																																							
186	177	EAGLE SS VROL MEMBER - SS BROWNISH GRAY ARGILLACEOUS BROWNISH GRAY SANDY SILTSTONE BED AT 173 - 174 FEET																																							
177	222	SS GRAY VERY FINE TO FINE GRAINED - FRIABLE - SOME INCLINATED BEDS; WATER																																							
222	233	ARGILLACEOUS SS AND SANDY SILTSTONE BROWNISH GRAY																																							
233	242	TELEGRAPH CREEK FORMATION - SILTSTONE - BROWNISH GRAY - SANDY																																							
242	244	SHALE BROWNISH GRAY SANDY																																							
<b>Section 4: Type of Work</b>				Driller Certification																																					
Drilling Method:				All work performed and reported in this well log is in compliance with the Montana well construction standards. This report is true to the best of my knowledge.																																					
Status: NEW WELL				<table border="1"> <tr><td>Name:</td></tr> <tr><td>Company:</td></tr> <tr><td>License No.:</td></tr> <tr><td>Date Completed: 8/14/1985</td></tr> </table>		Name:	Company:	License No.:	Date Completed: 8/14/1985																																
Name:																																									
Company:																																									
License No.:																																									
Date Completed: 8/14/1985																																									
<b>Section 5: Well Completion Date</b>																																									
Date well completed: Monday, August 14, 1989																																									
<b>Section 6: Well Construction Details</b>																																									
There are no borehole dimensions assigned to this well.																																									
<b>Casing</b>																																									
From	To	Diameter	Wall Thickness	Pressure Rating	Joint Type																																				
0	244	4			PVC-SCHED-40																																				
<b>Completion (Perf) Screen</b>																																									
From	To	Diameter	# of Openings	Size of Openings	Description																																				
154	224	4	0.020	0.020	SCREEN-CONTINUOUS-PVC																																				
<b>Annular Space (Seal/Grout/Packer)</b>																																									
There are no annular space records assigned to this well.																																									

Ejemplo de informe de registro de pozos de perforación para la terminación de un pozo en Montana, USA. Todas las unidades de longitud se informan en pies y la tasa de bombeo es en galones por minuto. Este registro proporciona información sobre el nivel estático del agua en el momento de la perforación, los datos de las pruebas de rendimiento, incluida el caudal de bombeo, la duración de la prueba y el nivel de bombeo al final de la prueba. También muestra un registro geológico del pozo. El propietario del pozo ha sido eliminado de la figura.

Usando este registro de perforación, responda las siguientes preguntas:

a) ¿Qué intervalo de profundidad y material geológico perforó el perforador para producir agua al pozo?

Como se muestra en la imagen a continuación, el intervalo perforado se proyecta con filtro de ranura continua entre 164 y 224 pies (50-68 m). Geológicamente, esto incluye gran parte de la Formación Eagle Sandstone.



Registro del pozo que muestra la ubicación del tramo filtrante y las correspondientes formaciones geológicas productoras de agua (sombreado azul claro). Todas las unidades están en pies y el caudal en galones por minuto.

b) ¿Es probable que esta unidad productora de agua esté confinada o no confinada? Sustenta tu respuesta.

La sección acuífera está cubierta por casi 100 pies (33 m) de lutita y el nivel estático del agua en el tramo filtrante está por encima de la parte superior de la unidad hidrogeológica de arenisca (23.8 pies, 7.3 m). La presencia de la lutita confinante y la

posición de la superficie potenciométrica apoyan que la unidad portadora de agua esté confinada.

- c) Examine el nivel estático del agua y la información de la prueba de rendimiento, calcule el caudal específico del pozo.

El caudal específico está definido por la Ecuación (99).

$$\text{Caudal Especifico} = \frac{Q}{s_F}$$

En este caso el caudal de bombeo es de 16 galones por minuto (60.5 L/min), y el abatimiento es de 83.2 ft - 23.8 ft = 59.4 ft (18.1 m).

$$\text{Caudal Especifico} = \frac{16 \frac{\text{gallons}}{\text{minute}}}{59.4 \text{ feet}} = \frac{0.27 \text{ gpm}}{\text{foot}}$$

$$\text{Caudal Especifico} = \frac{60.5 \frac{\text{liters}}{\text{minute}} \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ liters}} \frac{1440 \text{ minute}}{1 \text{ d}}}{18.1 \text{ m}} = \frac{4.8 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\text{m}}$$

- d) Con base en los datos de bombeo registrados por el perforador, estimar la transmisividad del acuífero utilizando dos métodos. Al aplicar cada método, justifique su enfoque.

Método 1: Suponga que el bombeo no ha llegado a un estado estacionario. El método de aproximación de Cooper-Jacob presentado en Ecuación (101) puede utilizarse para estimar T en términos del caudal específico.

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{1}{4\pi T} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{Tt}{r_w^2 S} \right\}}$$

El caudal específico del pozo incluye los datos del pozo,  $r_w = 4$  pulgadas/2, y 2 pulgadas = 0.05 m, y  $t = 8.3$  h = 0.125 d. El almacenamiento es estimado para la arenisca (es decir, roca sólida) con base en los conceptos presentados en el Recuadro 2 de la Sección 20 y ajustando los datos presentados en la Tabla Recuadro 2-2 ( $S_s = 3.24 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ ).

$$S = S_s b$$

Se asume que el espesor de la unidad portadora de agua, b, se aproxima al del tramo filtrante, 224 pies - 164 pies = 60 pies (18.3 m).

$$S = \frac{0.00000324}{\text{m}} (18.3 \text{ m}) = 0.00006$$

A continuación, se introducen los valores de T y se generan los valores correspondientes de Q/s, luego los resultados se trazan como un gráfico logarítmico de T vs Q/s en la imagen siguiente a los cálculos.

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{1}{4(3.14)10 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{10 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.125 \text{ d}}{(0.05\text{m})^2 (0.00006)} \right\}} = \frac{7.5 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\text{m}}$$

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{1}{4 (3.14) 100 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{100 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.125 \text{ d}}{(0.05 \text{ m})^2 (0.00006)} \right\}} = \frac{66 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\text{m}}$$

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{1}{4 (3.14) 1000 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}} 2.30 \log \left\{ 2.25 \frac{1000 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 0.125 \text{ d}}{(0.05 \text{ m})^2 (0.00006)} \right\}} = \frac{589 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\text{m}}$$

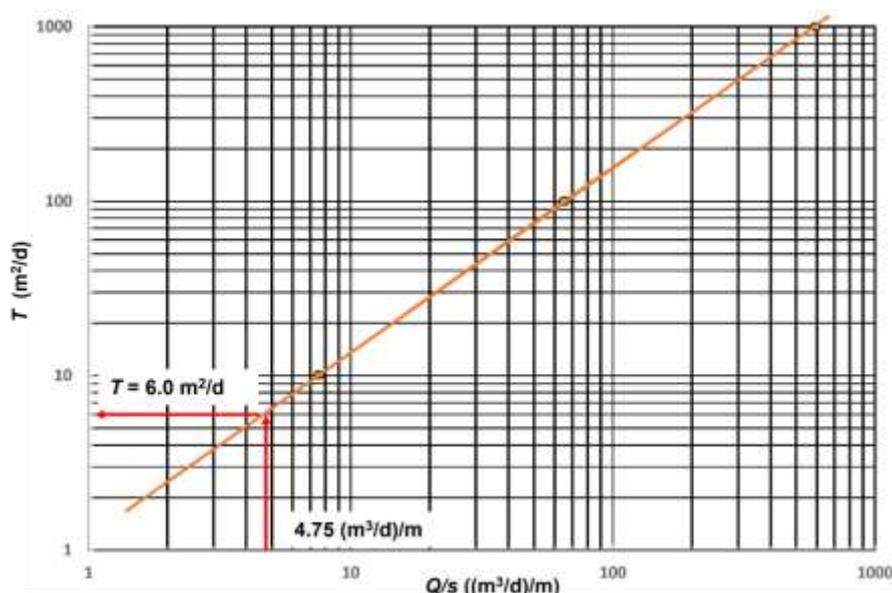


Gráfico logarítmico de T vs a Q/s para el pozo presentado en el registro del perforista. Se utilizó el método de Cooper-Jacob para calcular valores de Q/s para T=10, 100 y 1,000 m²/d. Los valores se trazaron y la línea naranja es una línea recta que se ajusta a los datos.

El caudal específico del pozo es 4.75 (m³/d)/m y el valor de T tomado del gráfico para ese caudal específico es T = 6.0 m²/d.

Método 2: Asuma que el bombeo ha alcanzado condiciones de estado casi estacionario (aproximación de ecuaciones simples).

Como se discutió en la sección 12 y presentado por Ecuación (102), T para condiciones confinadas puede estimarse de la siguiente manera

$$T = 1.39 \left( \frac{Q}{s} \right) = 1.39 \left( \frac{4.8 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\text{m}} \right) = 6.7 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

Esta Ecuación asume que Q/s es una constante como lo sería para condiciones de estado estacionario. Este valor es cercano a los análisis transitorios anteriores, posiblemente porque el nivel de bombeo estaba cerca del estado estacionario.

- e) Cuando solo tiene datos de rendimiento para un solo pozo de bombeo, ¿anticipa que los valores de formación de T serán mayores o menores que los valores calculados? ¿Por qué?

Generalmente, los datos de las pruebas de rendimiento contienen pérdida del pozo y, dependiendo del diseño del pozo, los efectos de la penetración parcial. Una o ambas condiciones darían como resultado que el abatimiento reportado fuera mayor que si el pozo fuera 100 por ciento eficiente y totalmente penetrante (perforaciones mayores al 80 a 85 por ciento de espesor de la unidad).

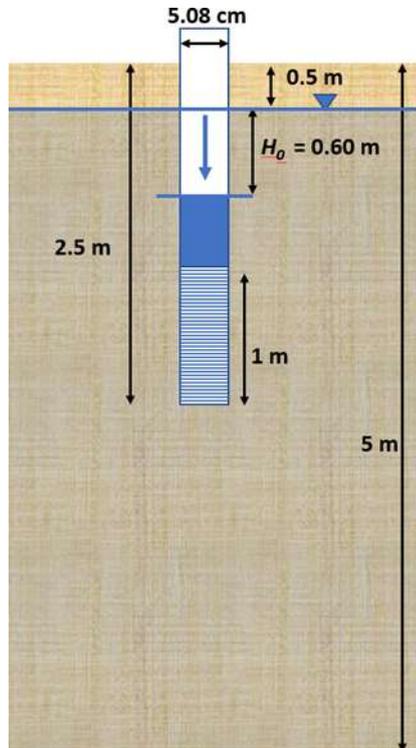
Este pozo se consideraría totalmente penetrante, sin embargo, se desconoce el efecto de la pérdida del pozo. Por lo tanto, es probable que el abatimiento incluya la pérdida de pozo. Como resultado, probablemente una estimación de T sea menor que la T formativa porque Q/s sería menor que si no se produjera ninguna pérdida de pozo.

[Regreso a Ejercicio 6 ↑](#)

[Regreso al Texto Ejercicio 6 ↑](#)

## Solución Ejercicio 7

Se instaló un pozo de monitoreo de 5.08 cm de diámetro en una formación de limo no confinado de 5 m de espesor. La base de los filtros del pozo se encuentra a 2,5 m por debajo de la superficie del terreno y tiene una longitud de 1 m. El nivel freático está a 0.5 m por debajo de la superficie del terreno. Se realizó una prueba de carga variable descendente en este pozo, como se ilustra en la imagen a continuación.



Tiempo	Nivel Descendente
s	m
0	0.6
27	0.55
48	0.51
70	0.48
97	0.44
139	0.39
172	0.34
230	0.3
268	0.26
303	0.23
355	0.19
420	0.16
477	0.13
547	0.1
633	0.08

Ensayo de carga variable descendente realizado en una formación no confinada de limo. a) Diseño del pozo no bombeado y ubicación del tramo filtrante. La prueba se llevó a cabo bajando el nivel del agua en 0,6 m. Este es el nivel del agua al inicio de la prueba ( $H_0$ ). b) Después de 10,5 minutos (633 s) el nivel del agua se había recuperado dentro de los 0.08 m de la elevación estática del agua (modificado de Todd y Mays, 2005).

Un archivo de Excel® con datos base de tiempo-abatimiento está disponible en la página [web para este libro](#).

- Seleccione un método adecuado para analizar los datos de la prueba de carga variable. Explique su elección.
- Use este método para calcular K.

Dado que los resultados de la prueba de carga variable están sobre amortiguados, se aplicará el método de Hvorslev o el método de Bouwer y Rice, como se analiza en la Sección 14. Ambos se pueden aplicar a condiciones no confinadas. Para esta solución se utiliza el método de Hvorslev.

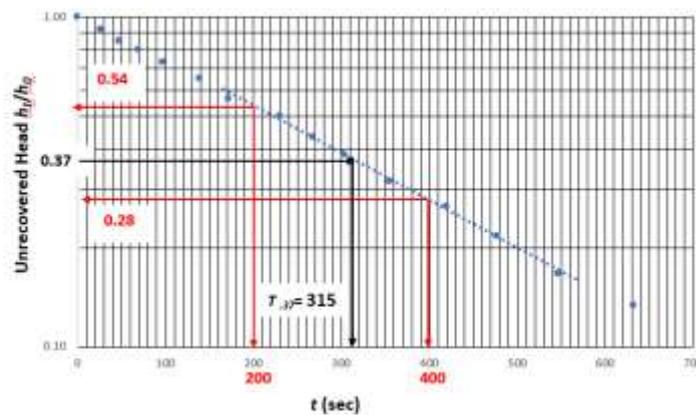
El método Hvorslev se puede definir utilizando la pendiente de la gráfica de datos no recuperada o el tiempo  $T_{0.37}$  como se muestra en las Ecuaciones (107) and (108).

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e (t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e T_{0.37}}$$

Un gráfico de la carga no recuperada con respecto al tiempo se muestra a continuación.

Time Sec	$h_t/h_0$
0	1.00
27	0.92
48	0.85
70	0.80
97	0.73
139	0.65
172	0.57
230	0.50
268	0.43
303	0.38
355	0.32
420	0.27
477	0.22
547	0.17
633	0.13



Datos de prueba de carga variable y su gráfico. a) Datos del nivel del agua convertidos a la relación de carga no recuperada ( $H_0 = 0.6$  m). b) Gráfico semi-log de la relación de carga no recuperada en función del tiempo. La línea negra continua se ajusta a los datos.

Los parámetros para las ecuaciones de Hvorslev se calculan aquí.

$$r_c = r_s = \frac{5.08 \text{ cm}}{2} = 2.54 \text{ cm}$$

$L_e$  es la longitud del filtro (criba).

$$L_e = 1 \text{ m}$$

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{0.54 \text{ m}}{0.28 \text{ m}} = 1.9$$

$$t_2 - t_1 = 400 \text{ seg} - 200 \text{ seg} = 200 \text{ seg} \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ seg}} = 0.0023 \text{ d}$$

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e (t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{(0.0254 \text{ m})^2 \ln\left(\frac{1}{0.0254 \text{ m}}\right)}{2 (1 \text{ m}) (0.0023 \text{ d})} \ln(1.9) = 0.33 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

A continuación, se calcula K usando  $T_{0.37} = 309$  segundos como se lee en el gráfico.

$$T_{.37} = 309 \text{ seg} \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ seg}} = 0.0036 \text{ d}$$

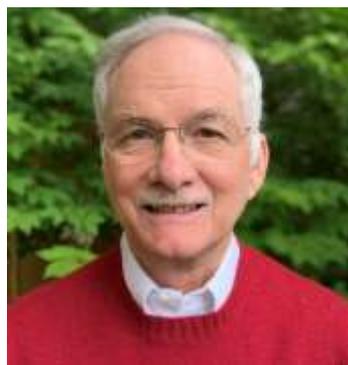
$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{L_e}{r_s}\right)}{2 L_e T_{.37}} = \frac{(0.0254 \text{ m})^2 \ln\left(\frac{1}{0.0254 \text{ m}}\right)}{2 (1 \text{ m}) (0.0036 \text{ d})} = 0.33 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

En este ejemplo, las dos aproximaciones generan idénticos valores de K.

[Regreso a Ejercicio 7](#) ↑

[Regreso al Texto Ejercicio 7](#) ↑

## 22 Acerca de los Autores



**William W. Woessner, Ph.D.**, es profesor emérito de hidrogeología del Sistema de la Universidad de Montana. Impartió cursos introductorios y de posgrado en ciencias hidrogeológicas, incluido el diseño de pozos y pruebas hidráulicas durante más de 30 años en la Universidad de Montana, Missoula, EE. UU. El profesor Woessner fue director interino del Centro para la Ciencia Fluvial y la Renaturalización de Arroyos, y presidente de Woessner Hydrologic, LLC. Ha sido mentor de más de 60 estudiantes de posgrado, muchos de los cuales han fundado firmas de consultoría ambiental; trabajó para organizaciones ambientales sin fines de lucro; agencias y corporaciones locales, estatales y federales. Ha diseñado e instalado pozos de producción, cientos de pozos de monitoreo y ha ejecutado pruebas hidráulicas en sistemas confinados, semiconfinados y libres. El profesor Woessner es experto en métodos de campo y aplicación de herramientas de modelado. Es coautor de dos ediciones de "Applied Groundwater Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport". En 2011 fue becario Fulbright-NAWI Austria. El profesor Woessner es miembro de la Sociedad Geológica de América, se desempeñó como profesor de la División de Hidrogeología Birdsall-Dreiss de la Sociedad Geológica de América en 2005 y recibió el Premio O. E. Meinzer 2020 de la Sociedad. Además, es miembro destacado y vitalicio de la Asociación Nacional de Aguas Subterráneas y fue galardonado con el Premio John Hem a la Excelencia en Ciencia e Ingeniería en 2008. También es autor de dos libros previos al Groundwater Project: *Hydrogeologic Properties of Earth Materials and Principles of Groundwater Flow* (Woessner y Poeter, 2020) y *Groundwater - Surface Water Exchange* (Woessner, 2020).



**A. Campbell Stringer, M.S., P.G.**, es hidrogeólogo principal de NewFields Companies en Missoula, Montana, EE. UU. Cam tiene más de 30 años de experiencia en consultoría en hidrogeología, caracterización de acuíferos, pruebas de acuíferos, derechos de agua, desarrollo de suministro público de agua, investigación correctiva, permisos de vertederos, permisos y remediación de minas, implementación de medidas correctivas, Respuesta Ambiental Integral, Compensación y Responsabilidad Ambiental (CERCLA), análisis de NEPA, investigación correctiva y exploración, instalación y permisos de suministro de agua municipal. Ha trabajado en proyectos en los EE. UU. e internacionalmente en sitios afectados por solventes orgánicos halogenados, combustibles a base de hidrocarburos, elementos radiactivos, metales e iones inorgánicos. Cam se especializa en el desarrollo de modelos conceptuales, modelado de aguas subterráneas en 3D, interacción entre aguas subterráneas y aguas superficiales, flujo

377

de fluidos multifásico, teoría de destino y transporte de contaminantes, y atenuación natural de contaminantes orgánicos. Ha desarrollado modelos numéricos a escala regional y local para aplicaciones de derechos de agua, minas, instalaciones de generación eléctrica, sitios de superfondo, sitios de liberación de petróleo y sitios de molinos de uranio. Cam tiene una amplia experiencia en la industria minera, brindando servicios que van desde la obtención de permisos para nuevas minas, el desarrollo de planes de gestión hídrica y cierre de minas activas y la remediación de minas heredadas. Actualmente se desempeña como miembro de Independent Tailings Review Boards para minas en América del Sur.



**Dr. Eileen Poeter** es profesora emérita de Ingeniería Geológica en la Escuela de Minas de Colorado, donde impartió cursos de aguas subterráneas y asesoró a más de 40 estudiantes de posgrado que trabajaron con ella en investigaciones de sistemas de aguas subterráneas y proyectos de investigación de modelado. También fue directora del Centro Integrado de Modelado de Aguas Subterráneas; y presidente retirado de Poeter Engineering. Con 40 años de experiencia en el modelado de sistemas de aguas subterráneas ha asesorado a abogados, industrias, empresas de ingeniería, agencias gubernamentales, laboratorios de investigación y grupos de ciudadanos en proyectos de modelado de aguas subterráneas para el almacenamiento y recuperación de acuíferos; rendimiento de la pared de lechada; drenaje en instalaciones de centrales nucleares propuestas; gestión regional de aguas subterráneas, bombeo regional a gran escala, filtración de presas, migración de contaminantes, los impactos de la desagüe y la interacción entre el arroyo y el acuífero. La Dra. Poeter es autora del software de modelado de flujo subterráneo que incluye la evaluación de la sensibilidad del modelo, la evaluación de los requerimientos del modelo, la calibración del modelo, la selección y clasificación de los modelos y la evaluación de la incertidumbre predictiva. Fue miembro de la Asociación Nacional de Aguas Subterráneas (NGWA) Darcy Lecturer en 2006 y recibió el premio M. King Hubbert en 2017 así como becario de la NGWA y miembro vitalicio y becario de la NGWA. También fue autora de tres libros previos al Groundwater Project: *Groundwater in Our Water Cycle* (Poeter et al., 2020), *Hydrogeologic Properties of Earth Materials and Principles of Groundwater Flow* (Woessner y Poeter, 2020), y *Graphical Construction of Groundwater Flow Nets* (Poeter y Hsieh, 2020).

## 23 Acerca del Traductor



**Fernando Lara, MSc.** Ingeniero Geofísico por la Universidad Nacional Autónoma de México, y MSc. en *Groundwater Engineering*, por Colorado State University, USA. Hidrogeólogo Senior Consultor con 25 años de Experiencia Profesional. Colaboró como Subcoordinador de Hidrología Subterránea en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, y como Subdirector Nacional de Exploración Hidrogeológica, en la Comisión Nacional del Agua, México. Se ha desempeñado como Hidrogeólogo Senior Consultor en empresas consultoras para la gran minería en el Perú y en Chile. Del 2019, a la fecha, colabora como Hidrogeólogo Senior Consultor para la Agencia Nacional del Agua de Singapur (PUB). Es instructor de cursos de entrenamiento en Caracterización de Flujo Subterráneo en Medios Fracturados, y de Análisis e Interpretación de Pruebas de Bombeo. Esta certificado como Profesional en Hidrogeología Subterránea por la NGWA (CGWP#120602).

Por favor considere inscribirse en la lista de correo de The Groundwater Project para mantenerse informado sobre los anuncios de nuevos libros, eventos y formas de participar en el Groundwater Project. Cuando se inscribe en nuestra lista de correo electrónico, nos ayuda a construir una comunidad global de aguas subterránea. [Inscribirse](#)↗



## Modificaciones a la Versión Original

### Cambios de la Versión Original a la Versión 2

Versión Original: Septiembre 18, 2023, Versión 2: Octubre 30, 2023

El número de página se refiere al PDF original.

página ii, se añadió doi

página xi, corregida de 70 a 90

página 153, Figura 87 cambió el denominador de 200 a 2000 en la tercera expresión de la parte a)

página 196, cambio  $t_1$  = tiempo en carga hidráulica  $h_2$  a  $t_1$  = tiempo en carga hidráulica  $h_1$

### Cambios de la Versión 2 a la Versión 3

Números de página se refieren al PDF de la Versión 2.

página iii, cita corregida APA que omitía el tercer nombre del autor

página 98, se realizaron varios cambios:

El contenido de los primeros 3 párrafos incluyendo la tabla y las ecuaciones se cambiaron como se muestra en el siguiente texto de color gris:

Utilizando la relación  $f(r/B) = 1.7 = \exp(r/B)K_0(r/B)$ , entonces, de la Figura 48, el valor entre  $X = 1.5$  and  $X = 2.0$ . La interpolación se muestra a continuación.

<b>X</b>	<b><math>K_0(x)</math></b>	<b><math>\exp(x) K_0(x)</math></b>
1.5	0.21	0.96
1.7	0.17 (interpolada)	0.91 (interpolada)
2.0	0.11	0.84

A

Dado que  $x$  en Figura 48 es igual  $r/B$ , entonces  $r/B=1.7$ , con el pozo de observación localizado a 75 m desde el pozo de bombeo, entonces  $B = 75 \text{ m} / 1.7 = 44.1 \text{ m}$ . Utilizando la Ecuación (52).

$$T = \frac{4250 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} 0.17}{2 (3.14) 3.7 \text{ m}} = 31.1 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$S$  es calculada de la Ecuación (53).

$$S = \frac{4 \left( 31.1 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} \right) 0.011\text{d}}{2 (75 \text{ m}) (44.1)} = 0.0002 = 2 \times 10^{-4}$$

a:

Utilizando la relación  $f(r/B) = 1.7 = \exp(r/B)K_0(r/B)$ , entonces de la Figura 48, el valor se ubica entre  $\exp(x)K_0(x) = 1.66$  y  $\exp(x)K_0(x) = 1.75$ . La interpolación se muestra a continuación.

$x$	$K_0(x)$	$\exp(x) K_0(x)$
0.40	1.11	1.66
0.37 (interpolada)	1.16 (interpolada)	1.7
0.35	1.23	1.75

Dado que  $x = 0.37 \text{ m}$ , con el pozo de observación localizado a 75 m desde el pozo de bombeo, entonces  $B = 75 \text{ m} / 0.37 = 203 \text{ m}$ . Utilizando la Ecuación (52).

$$T = \frac{4250 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} 1.16}{2 (3.14) 3.7 \text{ m}} = 212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}}$$

$S$  es calculada de la Ecuación (53).

$$S = \frac{4 \left( 212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} \right) 0.011\text{d}}{2 (75 \text{ m}) (203 \text{ m})} = 0.0003 = 3 \times 10^{-4}$$

Asimismo, el cálculo de  $K'$  fue cambiado de la siguiente forma como se muestra en el texto de color gris:

$$K' = \frac{31.1 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 15 \text{ m}}{(44.1 \text{ m})^2} = 0.24 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

a:

$$K' = \frac{212 \frac{\text{m}^2}{\text{d}} 15 \text{ m}}{(203 \text{ m})^2} = 0.08 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$