



01149
43

Universidad Nacional
Autónoma de
México

PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS CON FLUJO
TRANSITORIO Y SUS APLICACIONES.

TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA.

GERMAN EFRAIN FIGUEROA VEGA.

20 de Junio de 1968.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2014578



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A MI ESPOSA Y A MI HIJO

I N D I C E

CAPITULO 1. Pruebas de bombeo. Su ejecución y - posibles aplicaciones.	1
CAPITULO 2. Teorías de flujo transitorio hacia - pozos. Estado actual.	14
CAPITULO 3. Aplicaciones a la Mecánica de Suelos.	42
CAPITULO 4. Aplicaciones a la Geohidrología.	50
CAPITULO 5. Comentarios.	56

C A P I T U L O 1

PRUEBAS DE BOMBEO.

SU EJECUCION Y POSIBLES APLICACIONES.

1.1.- Nota Histórica.- La construcción y operación de pozos de bombeo para abastecimiento de agua potable, se pierde en el pasado sin poderse afirmar con certeza la fecha en que ocurrió por vez primera; las referencias históricas más antiguas respecto a construcción de pozos se encuentran en las narraciones bíblicas del Génesis⁽¹⁾. — Desde entonces hasta principios del siglo pasado tuvo lugar un notable desarrollo en las técnicas de perforación, a diferencia de lo ocurrido al aspecto teórico del problema.

La base para las modernas teorías de flujo de agua en suelos, tal como se les conoce actualmente, fue establecida el siglo pasado por Henry Darcy⁽²⁾ quien descubrió la ley que actualmente lleva su nombre y que sirve de base para todos los desarrollos matemáticos que le han seguido hasta llegar a nuestros días.

El primer científico que comprendió el alcance del descubrimiento de Darcy, aplicándolo a teorías de flujo de agua hacia pozos de bombeo en régimen establecido, fue Jules Dupuit⁽³⁾. Posteriormente, Thiem, modificando ligeramente las expresiones de Dupuit para darles más generalidad, estableció criterios para desarrollos teóricos de flujo hacia pozos⁽⁴⁾, sobre todo en el caso de pozos ubicados en acuíferos libres. En 1886 Philipp Forchheimer introdujo los conceptos de superficies equipotenciales y de flujo que dieron lugar a métodos gráficos aplicables principalmente a problemas de flujo establecido bidimensional⁽⁵⁾. Las ideas de Dupuit, Thiem y Forchheimer se mencionan frecuentemente como las hipótesis de Dupuit, Dupuit - Thiem o de Dupuit - Forchheimer.

Desde la aparición de la ley de Darcy en 1856 hasta 1935, el desarrollo de teorías de flujo de agua en suelos prácticamente ocurrió dentro del campo de flujo establecido. Pueden citarse dos excepciones: En 1886, K. E. Lembke estudió algunos casos de régimen transitorio mediante la aplicación de sucesivos estados de flujo establecido⁽⁶⁾ (a la fecha, hay autores que siguen empleando con éxito el mismo principio). En 1928 H. Weber analizó el flujo transitorio hacia un pozo suponiendo una disminución exponencial del flujo al crecer el radio⁽⁷⁾.

En 1935, Charles V. Theis publicó un artículo en el que resolvió el problema de un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado de extensión infinita⁽⁸⁾. Para ello se valió de una analogía con un problema similar de la teoría del calor. En 1940, Jacob

obtuvo la misma expresión de Theis, planteando el problema desde un - punto de vista hidrodinámico⁽⁹⁾.

Los trabajos de Theis y Jacob dieron lugar a una proliferación insospechada de teorías de flujo transitorio en los últimos 30 - años. El mismo Dr. Theis recientemente⁽¹⁰⁾ expresó que en el momento de publicar su artículo, él no sabía que iba a abrir una caja de Pandora de nuevas ecuaciones en número tal que llegara a ser necesario convocar a un simposium para poder poner un poco de orden en las mismas.

A continuación se hará una breve reseña de los principales trabajos teóricos que siguieron a los de Theis y Jacob.

Entre los años de 1940 y 1950 se aplicó la expresión de - Theis a situaciones diversas, mediante el empleo, en algunos casos, - del artificio del método de las imágenes introducido por Forchheimer⁽⁵⁾. En la misma década, Jacob introdujo la teoría de flujo transitorio hacia pozos en acuíferos semiconfinados⁽¹¹⁾ (en realidad, el concepto de semiconfinamiento se remonta por lo menos a de Glee, quien lo propuso en 1930 en relación con estudios sobre tierras bajas ganadas al mar⁽¹²⁾) y proporcionó, en colaboración con Cooper, un procedimiento que permite linearizar el comportamiento inducido en un punto por la operación de un conjunto arbitrario de pozos⁽¹³⁾.

Entre 1950 y 1960 se publicaron numerosos artículos sobre acuíferos semiconfinados⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾⁽¹⁶⁾⁽¹⁷⁾; sobre pozos con penetración parcial⁽¹⁸⁾; sobre la aplicación de métodos numéricos a la determinación de propiedades y a la predicción del comportamiento de acuí-

feros⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾; sobre flujo transitorio hacia pozos no confinados⁽²¹⁾ y teorías diversas de drenaje de campos agrícolas⁽²²⁾⁽¹⁰⁾, etc.

De 1960 a la fecha, Hantush ha publicado varios artículos proponiendo modificaciones a la teoría de acuíferos semiconfinados⁽²³⁾⁽²⁴⁾; sobre pozos en acuíferos inclinados⁽²⁵⁾ y en acuíferos de espesor variable⁽²⁶⁾ y sobre acuíferos anisótropos⁽²⁷⁾ y De Wiest ha publicado también algunos artículos sobre acuíferos semiconfinados⁽²⁸⁾⁽²⁹⁾; pero lo más notable ha sido la explosión literaria que ha tenido lugar en estos años, en los que se han producido probablemente más artículos sobre aguas subterráneas que los que se produjeron en los sesenta años anteriores.

Por limitación de espacio, se mencionará aquí solamente que en los artículos de los últimos siete años se aprecian tendencias hacia

- a) la revisión de los conceptos - - - - - fundamentales⁽³⁰⁾⁽³¹⁾⁽³²⁾⁽³³⁾⁽³⁴⁾
- b) el análisis de los problemas costeros de intrusión salina⁽³⁵⁾⁽³⁶⁾
- c) el estudio de acuíferos múltiples⁽³⁷⁾⁽³⁸⁾
- d) el empleo de computadoras, tanto analógicas como digitales⁽³⁹⁾⁽⁴⁰⁾⁽⁴¹⁾⁽⁴²⁾⁽⁴³⁾⁽⁴⁴⁾.

A últimas fechas y debido a la reciente aparición de métodos de computación analógicas y digitales que han simplificado notablemente el estudio de problemas regionales, la atención de muchos

autores se ha enfocado hacia la medición directa de las propiedades de los acuíferos y de sus dimensiones y condiciones de frontera particulares.

En 1963, en la Universidad del Estado de Colorado, U. S. A., se reunieron en un simposium sobre flujo transitorio la mayoría de los científicos de dicho país que han trabajado o trabajan actualmente sobre el tema⁽¹⁰⁾. Dicho simposium se originó por la necesidad creciente de coordinación entre investigadores, al ser ya evidente la duplicación de trabajos. Las discusiones del simposium constituyen en sí un panorama muy amplio sobre el estado actual de las teorías de flujo transitorio, ya que en los últimos tres años no han ocurrido cambios notables que lo modifiquen esencialmente.

Y hasta aquí la nota histórica, que, por limitaciones de espacio, ha resultado breve, y por encontrarse el tema en pleno desarrollo, inconclusa.

1.2.- La ejecución de Pruebas de Bombeo, Especificaciones tentativas.

1.2.1.- Descripción de la prueba.

El desarrollo de teorías de flujo de agua hacia pozos trabajo consigo, como consecuencia directa, el de las técnicas para la ejecución de pruebas de bombeo, ya que la aplicación de cualquier teoría exige el conocimiento de los parámetros que entran en la misma. Dichos parámetros han sido determinados empíricamente mediante pruebas minuciosas cuyos resultados se han ajustado del mejor modo posible a la teoría que se ha supuesto aplicable. El objeto ha sido - y seguirá siendo - el de poder hacer predicciones sobre el comportamiento

del acuífero y eventualmente el de los estratos adyacentes, ante —
extracciones arbitrarias, reales o hipotéticas, por medio de pozos.

De acuerdo con lo anterior, una prueba de bombeo tiene —
por objeto la determinación de los parámetros que definen el compor—
tamiento de un acuífero ante la acción de un pozo y dentro del mar—
co de una teoría determinada. En lo que sigue se describirá la eje—
cución de tales pruebas.

En la práctica, antes de ejecutarse una prueba de bombeo
se tiene tan solo una idea (derivada del examen de los cortes geoló—
gicos y detalles de instalación de los pozos) sobre las teorías que
pueden resultar aplicables al caso en cuestión. La última palabra
puede decirse solamente después de examinar los resultados de la —
prueba. Por esta razón, el procedimiento que se siga durante la eje—
cución de una prueba debe ser, en lo posible, suficientemente gene—
ral para permitir la determinación de los parámetros de un buen núme—
ro de casos.

El tipo de prueba que se adapta mejor a la anterior fina—
lidad es el de prueba de bombeo a caudal constante. Para ello, es
necesario contar con un pozo de bombeo y uno o más pozos de observa—
ción y que se tenga conocimiento de cortes geológicos, caracterís—
ticas de perforación y detalles de instalación de ademes (zonas ra—
muradas y zonas ciegas). Los brocales de los pozos deben estar ni—
velados de manera que los niveles piezométricos en los mismos pue—
dan referirse a un mismo plano.

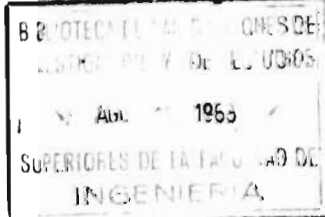
Respecto a la distancia que deben guardar los pozos de observación del pozo de bombeo conviene indicar que a mayor distancia es necesaria una mayor duración de la prueba. Por otra parte, si la distancia es muy pequeña pueden observarse anomalías de ca-rácter local que distorsionan los resultados haciendo difficil su in-terpretación.

Teniendo en cuenta lo anterior y como un compromiso entre los dos extremos se recomienda en el presente trabajo, con carácter tentativo, que los pozos de observación se ubiquen a distancias iguales a múltiplos enteros de la mitad de la profundidad del pozo de bombeo. Es conveniente además que los pozos de observa-ción, en caso de existir varios, se ubiquen a distancias diferentes y en direcciones distintas.

No se efectuarán pruebas de bombeo si el pozo de bombeo no ha sido previamente limpiado y desarrollado hasta que el agua que se extrae del mismo salga perfectamente limpia sin presentar turbie-dad al efectuar cambios bruscos de caudal. Además, el desarrollo del pozo debe efectuarse a un caudal igual o mayor que el que se em-pleará durante la prueba de bombeo.

Los pozos de observación deben recibir también una limpieza esmerada, ya que de no ser así no reflejarán fielmente las variaciones piezométricas que ocurran en el acuífero que los rodea.

La prueba de bombeo consiste esencialmente en la ejecu-ción de un bombeo a gasto constante a partir de un tiempo dado, -



con observación simultánea de las variaciones de nivel tanto en el pozo de bombeo como los de observación. El gasto se selecciona de manera que los abatimientos en el pozo de bombeo no sean mayores - que la cuarta parte de la columna inicial de agua en el pozo de bombeo medida desde el fondo. Para lograr lo anterior, hay que auxiliarse con los datos del desarrollo.

Para efectuar las mediciones en el pozo de bombeo es recomendable instalar entre la columna de succión del equipo de bombeo y el ademe del pozo un tubo de pequeño diámetro de material plástico semirígido que permita introducir la sonda eléctrica sin riesgo de que esta quede atrapada entre el equipo de succión y el ademe del pozo. Eventualmente puede utilizarse el mismo tubo para hacer las mediciones con un manómetro neumático, previa aplicación de aire comprimido.

En el caso de los pozos de observación las mediciones - pueden efectuarse con sonda eléctrica o con dispositivos automáticos de medición (limnigrafos). Siempre que sea posible se recomienda el uso de limnigrafos, ya que estos eliminan el factor personal que es causa de la mayor parte de errores de medición en pruebas - de este tipo.

1.2.2.- Observaciones especiales.

Antes de proceder a la ejecución de una prueba de bombeo deberá hacerse un croquis de la zona comprendida en un radio - de un kilómetro alrededor del pozo de bombeo, en el cual se anoten

los siguientes datos:

a) Ubicación aproximada de ríos, arroyos, manantiales, lagunas y zonas pantanosas.

b) Ubicación de pozos o norias existentes en el área. Se formará un catálogo con los datos generales de los pozos indicados anteriormente, incluyendo diámetro y profundidad de los mismos, profundidad del nivel estático y dinámico del agua, caudal y régimen de bombeo (esto último deberá seguirse observando durante todo el tiempo que dura la prueba).

Durante un plazo del orden de la duración prevista para la prueba y antes de la ejecución de la misma, se harán observaciones de los niveles estáticos o piezométricos en los pozos de bombeo y observación, con objeto de poder determinar si hay alguna tendencia en los niveles regionales que deba ser tomada en cuenta en la interpretación. Dichas observaciones pueden efectuarse una o dos veces diarias en caso de emplear sondas, o continuamente en caso de emplear limnigrafos, y de ser posible, deberán complementarse con lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Se estudiará la forma de desaguar fácilmente el caudal por bombear hasta una distancia mayor de 100 m del pozo de bombeo y no cerca de alguno de los pozos de observación. En caso de peligro de fácil infiltración, debe procederse a retirar el agua lo más posible.

1.2.3.- Ejecución de la Prueba.

Una vez ejecutados los preparativos y observaciones previas descritos en los incisos anteriores se procede a la ejecución propiamente dicha de la prueba de bombeo. Para ello se selecciona la duración de la misma, duración que de ser posible debe ser de 3 o más días. En el presente trabajo se recomienda, para las distancias propuestas entre pozos de observación y pozo de bombeo, la duración de 192 horas, de las cuales 96 horas serán de bombeo y 96 de recuperación. La prueba de bombeo no será efectuada inmediatamente después de algún otro bombeo. En caso de haber ocurrido lo anterior, deberá dejarse descansar el pozo de bombeo y los de observación por un tiempo no menor de 48 horas.

El bombeo se efectuará a partir de un tiempo dado a caudal constante debiendo tomarse las medidas necesarias para la determinación de dicho caudal. El equipo que se utilice para la prueba debe ser tal que permita ajustar en cualquier momento el caudal de extracción al previamente especificado. Debido a que el nivel dentro del pozo de bombeo desciende durante la prueba, el caudal de extracción también disminuye por lo que hay que estar haciendo ajustes periódicamente de tal manera que la hipótesis de caudal constante resulte suficientemente aproximada. Si se dispone de limnigrafos en los pozos de observación, estos deberán ponerse a funcionar desde antes de iniciar la prueba, según se indicó en el inciso anterior. Cuando no se disponga de limnigrafos, una vez efectuadas las mediciones recomendadas en el inciso anterior, debe hacerse una --

lectura inicial inmediatamente antes de iniciar el bombeo y una vez iniciado éste, deberán hacerse lecturas en todos los pozos de observación, así como en el de bombeo, desde los primeros segundos y de tal manera que los intervalos entre lectura y lectura sigan una progresión geométrica. Se sugiere como conveniente el siguiente ritmo: a los 15 y 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 y 60 minutos de iniciado el bombeo continuando con una razón en la progresión geométrica igual a dos, hasta las 96 horas de bombeo. Todos los periodos de tiempo mencionados son medidos a partir de la iniciación del bombeo. Al llegar a las 96 horas se suspende el bombeo iniciando a partir de ese momento para el período de recuperación un nuevo ritmo de lecturas similar al adoptado durante el bombeo. -- Siempre que sea posible se efectuarán simultáneamente lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Cuando se procede a efectuar las mediciones con sonda eléctrica hay que tomar algunas precauciones especiales; la sonda eléctrica consiste esencialmente en un cable que mide la profundidad del nivel de agua dentro del pozo al cerrarse un circuito eléctrico a través del agua del mismo. Tal tipo de sondas generalmente sufren alargamientos durante el uso, razón por la que hay que revisar con frecuencia si las marcas indican la longitud correcta o hay necesidad de removerlas y cambiarlas de lugar. Siempre que se efectúe una prueba de bombeo haciendo las mediciones con sonda eléctrica, debe procurarse asignar una sonda a cada pozo ya que por mucho cuidado que se tenga, diferentes sondas pueden acusar diferen

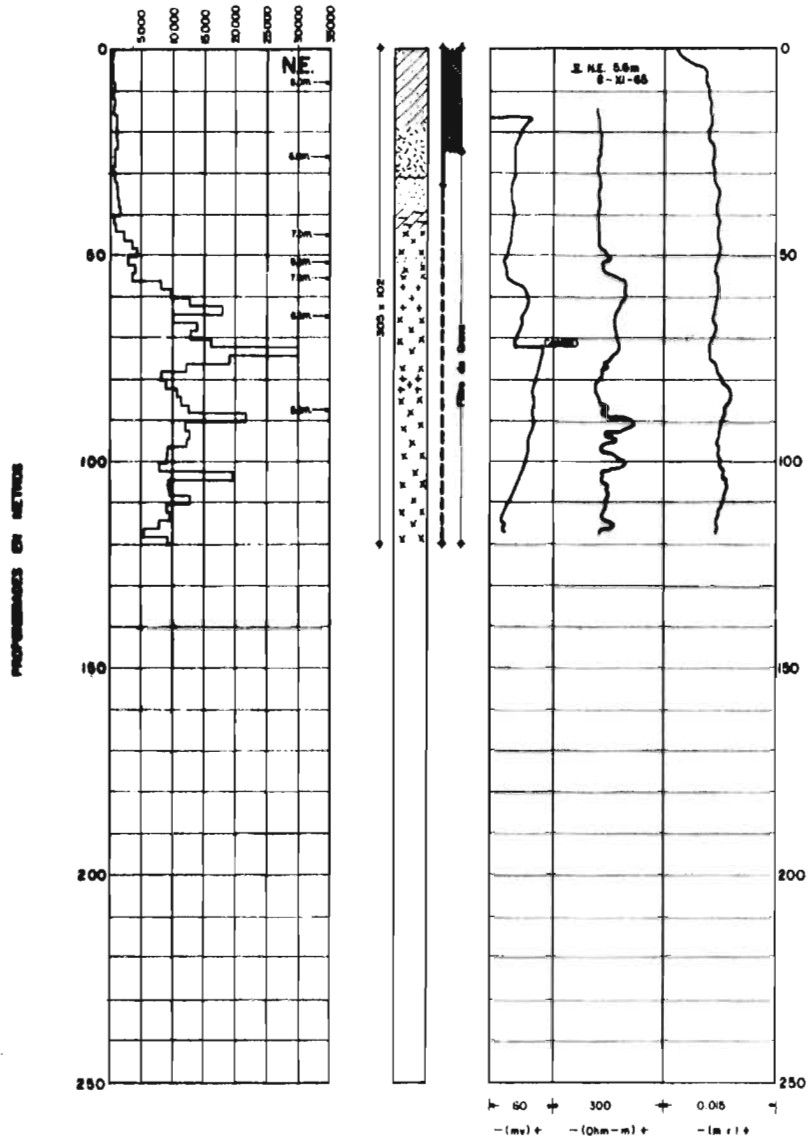
cias capaces de distorsionar los resultados de la prueba. Finalmente, debe cuidarse que todos los que utilicen una misma sonda lo hagan efectuando la medición en la misma lectura del amperímetro, ya que de otra manera puede introducirse, de un operador a otro, un error de varios centímetros. Por todas estas razones, se ha recomendado el empleo de limnigrafos.

1.2.4.- Archivo y presentación de datos.

Toda la información reunida durante una prueba de bombeo debe ordenarse cuidadosamente, formando con ella un expediente. En él deben incluirse amplias explicaciones sobre todos y cada uno de los aspectos de la prueba, de manera que cualquier persona que posteriormente tenga necesidad de consultar tales datos, pueda hacerlo sin peligro de confusión o error. Se formarán tablas de abatimiento contra tiempo transcurrido desde la iniciación del bombeo, así como de recuperaciones contra tiempo transcurrido desde la suspensión del mismo. Se dibujarán los abatimientos y las recuperaciones contra el tiempo, en papel semilogarítmico y logarítmico, debiendo aparecer el tiempo en todos los casos en escala logarítmica.

Para presentación gráfica de abatimiento y recuperaciones en prueba de bombeo, así como de cortes geológicos, detalles de instalación, registros de perforación y otros datos, se recomienda usar una forma como la de la FIGURA 1, empleada por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, (SRH), u otra similar.

POZO DE OBSERVACION



SIGNOS CONVENCIONALES

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- TEJONTE
- VIDRIO VOLCANICO
- BASALTO

ϕ = Diámetro de Segundo Ademe en mm.
 ϕ = Diámetro de Primer Ademe en mm.
 ϕ = Diámetro de Perforación en mm.

ADEME CIEGO

ADEME RANURADO

SELLO DE ARGILLA

SELLO DE CEMENTO

AVANCES DE PERFORACION EN GOLPES POR METRO

CORTE GEOLOGICO Y CROQUIS DE INSTALACION

POTENCIAL RESISTIVIDAD RADIOACTIVIDAD

DATOS DEL POZO DE BOMBEO

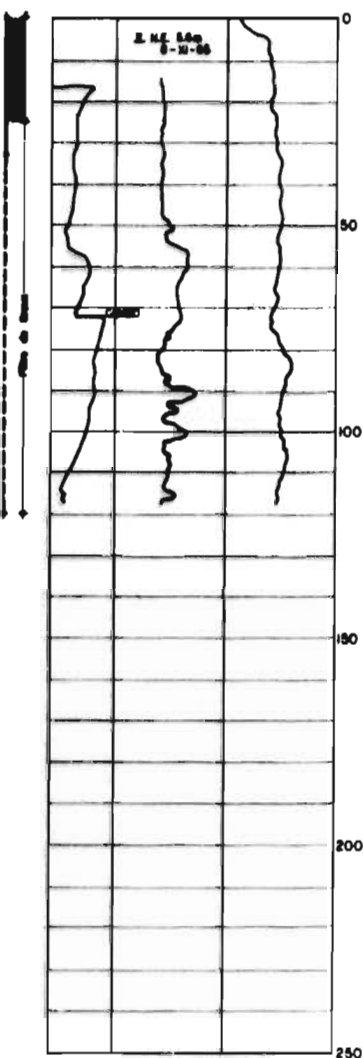
PROFUNDIDAD TOTAL	150.00 m
PROFUNDIDAD N.E.	8.01 m
DIAMETRO DE PERFORACION	406 mm
DIAMETRO DE ADEME	254 mm
LONGITUD TUBERIA CIEGA	0 a 33.00 m
LONGITUD TUBERIA RANURADA	33.00 a 150.00 m

MEDICION

POZO DE	
ABATIMIENTO	
TIEMPO MINUTOS	ABATIMIENTO CENTIMETROS
0.25	2.2
0.50	5.2
1.00	8.3
2.00	13.5
4.00	20.9
9.00	36.4
15.00	50.2
30.00	63.0
50.00	93.6
70.00	112.4
120.00	132.6
240.00	137.8
360.00	137.8
480.00	137.8
720.00	137.8
960.00	137.8
1200.00	137.8
1440.00	142.8
1680.00	142.8
1920.00	132.8
2160.00	137.8
2400.00	137.8
2640.00	137.8
2880.00	142.8

Ing. J. R. VEGA
 Ing. J. R. VEGA
 Ing. J. R. VEGA

OBSERVACION



SIÑOS CONVENCIONALES

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- TEZONTLE
- VIDRIO VOLCANICO
- BASALTO

PROFUNDIDADES EN METROS

- ∅ Diámetro de Segunda Adena en mm.
- ∅ Diámetro de Primera Adena en mm.
- ∅ Diámetro de Perforación en mm.

ADENE CIEGO

ADENE RANURADO

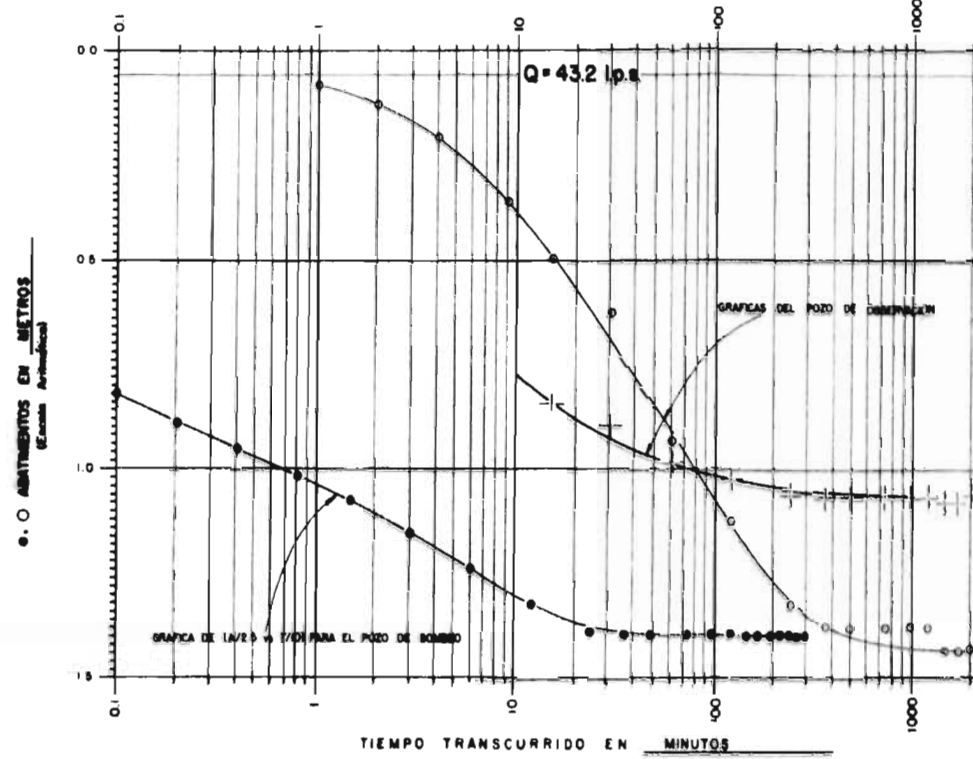
SELLO DE ARCILLA

SELLO DE CEMENTO

OS DEL POZO DE BOMBEO

POTENCIAL	RESISTIVIDAD	RADIOACTIVIDAD
60	300	0.06
-(m) +	-(Ohm-m) +	-(m.r) +
180.00 m	8 01 m	
406 mm		
254 mm		
0 a 33 00 m		
33 00 a 150 00 m		

TIEMPO TRANSCURRIDO EN MINUTOS



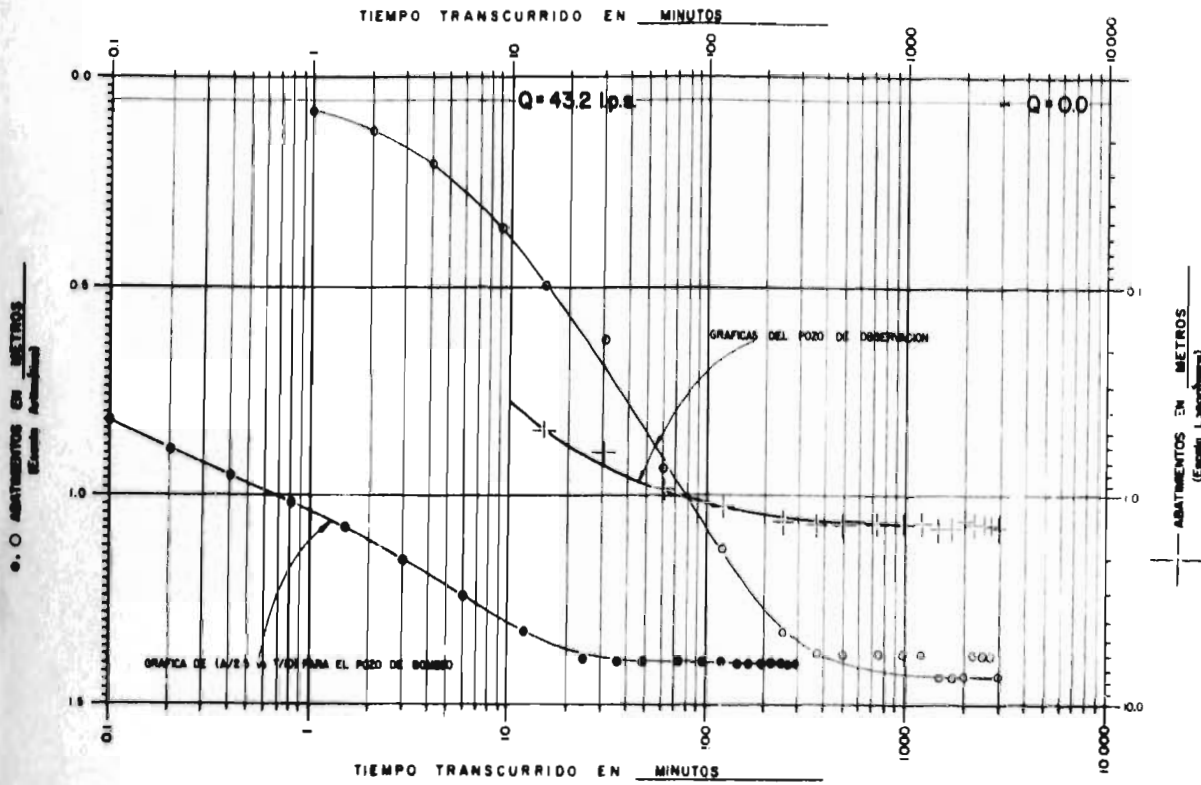
RESPUESTA OBSERVADA DURANTE AFORO O PRUEBA DE BOMBEO

ACLARACIONES:

El bombeo se efectuó en el pozo 238 ubicado a 303 m del pozo de observación.
 El bombeo se inició el 4 de octubre de 1966 a las 11.7 hr, terminó el 8 de octubre de 1966 a las 11.8 hr, habiendo sido la duración del mismo de 47.8 hr.

MEDICIONES EFECTUADAS DURANTE LA PRUEBA

POZO DE OBSERVACION				POZO DE EXPLOTACION			
ABATIMIENTO		RECUPERACION		ABATIMIENTO		RECUPERACION	
TIEMPO MINUTOS	ABATIMIENTO CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	RECUPERACION CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	ABATIMIENTO CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	RECUPERACION CENTIMETROS
0.25	2.2	2890.25	8.5	1	202.0	2880.25	193
0.50	5.7	2880.50		2	232.0	2880.50	205
1.00	8.3	2881.00		4	235.0	2881.00	214
2.00	13.5	2882.00		8	252.5	2882.00	225
4.00	20.9	2884.00	18.9	15	266.5	2884.00	242
9.00	31.4	2888.00	31.4	30	281.5	2888.00	261
15.00	50.2	2895.00	48.6	60	308.5	2895.00	275
30.00	63.0	2910.00	66.8	120	329.0	2910.00	297
60.00	93.6	2940.00	86.3	240	346.9	2940.00	313
120.00	112.4	2980.00	101.7	360	347.0	3000.00	318
240.00	132.6	3120.00	114.5	480	347.0	3120.00	319
360.00	137.8	3060.00	119.8	960	347.0		
480.00	137.8			1200	347.0		
720.00	137.8			1440	347.5		
960.00	137.8			1680	347.5		
1200.00	137.8			1920	347.5		
1440.00	142.8			2160	347.0		
1680.00	142.8			2400	347.0		
1920.00	132.8			2640	347.0		
2160.00	137.8			2880	348.0		
2400.00	137.8						
2640.00	137.8						
2880.00	142.8						

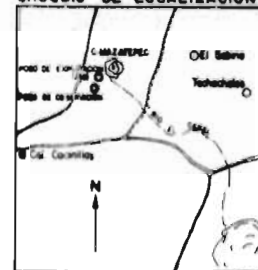


RESPUESTA OBSERVADA DURANTE AFORO O PRUEBA DE BOMBEO

ACLARACIONES:

El bombeo se efectuó en el pozo 234 ubicada a 50.3 m del pozo de observación.
 El bombeo se inició el 4 de octubre de 1966 a las 11.7 hs, terminó el 8 de octubre de 1966 a las 11.0 hs; habiendo sido la duración del mismo de 47.8 hs.

CROQUIS DE LOCALIZACION



MEDICIONES EFECTUADAS DURANTE LA PRUEBA

POZO DE OBSERVACION				POZO DE EXPLOTACION			
ABATIMIENTO		RECUPERACION		ABATIMIENTO		RECUPERACION	
TIEMPO MINUTOS	ABATIMIENTO CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	RECUPERACION CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	ABATIMIENTO CENTIMETROS	TIEMPO MINUTOS	RECUPERACION CENTIMETROS
0.25	2.2	2890.25	8.5	1	204.0	2890.25	193
0.50	5.2	2880.50		2	232.0	2880.25	209
1.00	8.3	2881.00		4	236.0	2881.00	214
2.00	13.5	2882.00		8	252.5	2882.00	222
4.00	20.9	2884.00	18.3	15	266.5	2884.00	242
9.00	36.4	2888.00	31.4	30	286.5	2888.00	261
15.00	50.2	2895.00	48.0	60	308.5	2895.00	278
30.00	63.0	2910.00	66.8	120	329.0	2910.00	297
60.00	93.6	2940.00	86.2	240	346.0	3000.00	311
120.00	112.4	3000.00	101.7	360	347.0	3120.00	318
240.00	132.6	3120.00	114.5	480	347.0	3240.00	319
360.00	137.8	3240.00	119.8	720	347.0		
480.00	137.8			960	347.0		
720.00	137.8			1200	347.0		
960.00	137.8			1440	347.5		
1200.00	137.8			1680	347.5		
1440.00	142.8			1920	347.5		
1680.00	142.8			2160	347.0		
1920.00	132.8			2400	347.0		
2160.00	137.8			2640	347.5		
2400.00	137.8			2880	348.0		
2640.00	137.8						
2880.00	142.8						

SRH COMISION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

AGUAS SUBTERRANEAS DE LA CUENCA DE APAN
 PRUEBA DE BOMBEO EN MAZATEPEC

Conforme: *[Signature]* JEFE DE LA OFICINA *[Signature]* JEFE DE LA CUENCA

MEX. D.F. JUN 1967 **CH-D-5-68**

FIGURA I

1.3.- Posibles aplicaciones.

Las pruebas de bombeo, y lógicamente las teorías que las originan, tienen posibilidad de aplicación dentro de la Mecánica de Suelos y de la Geohidrología.

En Mecánica de Suelos hay dos aplicaciones importantes, a saber:

a) Diseño del bombeo necesario para el control del agua del subsuelo, durante el proceso constructivo en presas, edificios, puentes etc.

b) Predicción de asentamientos ocasionados por bombeo.

En Geohidrología, la aplicabilidad es más directa ya que teorías y pruebas se originaron en su seno. En general, puede decirse que, condición necesaria para el análisis directo de cualquier problema regional o local, es el correcto conocimiento de las propiedades hidrodinámicas de los acuíferos en estudio. Sin dicho conocimiento sólo puede aspirarse a estudios menos precisos, en perjuicio de los resultados⁽⁴⁵⁾⁽⁴⁶⁾.

En los CAPITULOS 3 y 4 se expondrán en detalle las aplicaciones aquí esbozadas.

C A P I T U L O 2

TEORIAS DE FLUJO TRANSITORIO HACIA POZOS.

ESTADO ACTUAL.

2.1.- Formulación del problema.

El flujo de agua hacia pozos de bombeo en régimen transitorio, como muchos otros problemas de la Mecánica de medios continuos puede ser planteado matemáticamente como un problema de ecuaciones diferenciales o integrodiferenciales con condiciones iniciales y de frontera.

La formulación matemática se apoya en el principio de conservación de la materia; en la ley de Darcy (que sustituye a las ecuaciones Newtonianas de movimiento y a la expresión de comportamiento reológico del fluido, sustituyendo con ello a las ecuaciones de Navier-Stokes de la Hidrodinámica clásica), en las leyes de variación volumétrica de agua y suelo y, finalmente, en simplificaciones arbitrarias de la ecuación o ecuaciones resultantes y/o de las condiciones de frontera.

La ley de Darcy, obtenida empíricamente, establece que en un medio poroso, la velocidad del agua en flujo laminar es:

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial s} \quad (1)$$

donde "v" es la velocidad aparente del agua, referida a la sección total normal al flujo, "k" la permeabilidad del medio poroso al fluido en cuestión, "h" la carga hidráulica total del fluido (carga de presión + carga de posición + carga de velocidad; Generalmente, esta última se desprecia), dada por la longitud de la columna equivalente de agua y "s" la distancia recorrida por el fluido, medida sobre la trayectoria macroscópica del flujo. El signo menos indica que el flujo ocurre en el sentido decreciente de la carga hidráulica. Cuando el medio es anisótropo, la permeabilidad es función de la dirección. Cuando el medio no es homogéneo, la permeabilidad es función de punto.

En acuíferos confinados de espesor constante "b" al producto

$$T = kb \quad (2)$$

se le llama coeficiente de transmisibilidad.

En el planteamiento de problemas de flujo de agua hacia pozos, generalmente se admite que las partículas de suelo son incompresibles, que la estructura de suelo sigue una ley lineal de

deformación dada por

$$\frac{dn}{dp} = -m_v \quad (3)$$

siendo "n" la porosidad, "p" la presión efectiva y "m_v" el coeficiente de variación volumétrica de la teoría de la consolidación unidimensional. Esto implica que se desprecian las deformaciones horizontales del acuífero.

Para las variaciones volumétricas del agua, se acepta la ley

$$\frac{dV}{V} = -\beta du \quad (4)$$

en donde "V" es el volumen, " β " la compresibilidad del agua y "du" el incremento habido en la presión del agua. De la expresión (4) se deduce fácilmente que el volumen cambia según un factor

$$(1 - \beta du) \quad (5)$$

Viendo el esquema volumétrico de la FIGURA 2, del tipo de los empleados en Mecánica de Suelos, es fácil ver, que el agua liberada (du < 0) o absorbida (du > 0) es:

$$(1 - n\beta du) - (1 - m_v dp) = -n\beta \left(1 + \frac{m_v}{n\beta}\right) du \quad (6)$$

DIAGRAMAS VOLUMETRICOS

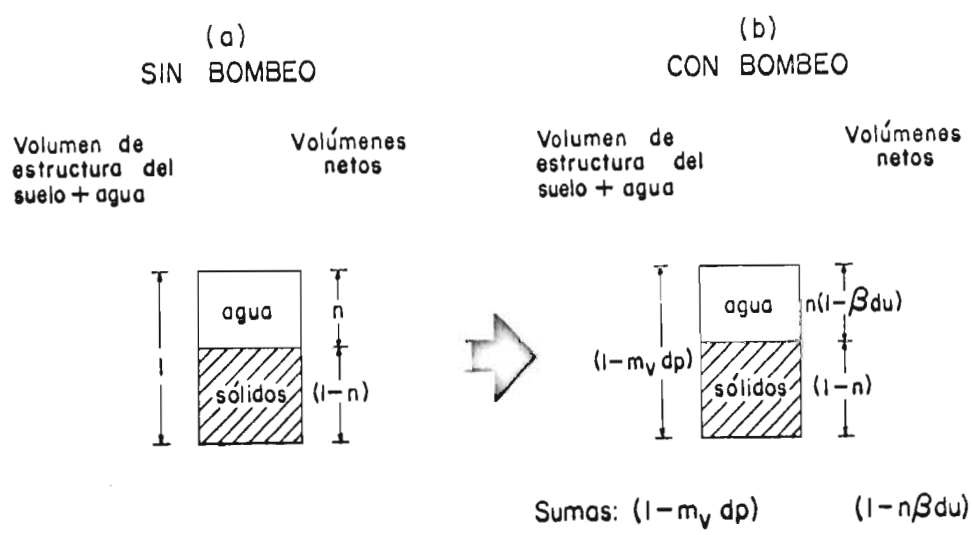


FIGURA 2

como se deduce del esquema (b), que se obtuvo del (a) al introducir los incrementos "du" y "dp". El razonamiento anterior es válido siempre que la presión total no cambie y, por ello, que, de acuerdo con Terzaghi

$$du = - dp \tag{7}$$

Si en lugar del volumen de agua, liberado o absorbido, se busca el peso de agua liberado o absorbido por unidad de disminución en "u", solamente hay que dividir por $(-du)$ y multiplicar por el peso específico del agua, " γ ", obteniendo

$$S_s = \gamma n \beta \left(1 + \frac{m_v}{n\beta}\right) \quad (8)$$

donde " S_s " es el Almacenaje específico.

Cuando un acuífero sufre la misma variación en todo su espesor "b", se ahorra tiempo en la formulación de problemas escogiendo elementos diferenciales de altura "b" y empleando el coeficiente de almacenaje

$$S = b \gamma n \beta \left(1 + \frac{m_v}{n\beta}\right) \quad (9)$$

Siendo la expresión (6) adimensional, es fácil demostrar que la (9) también lo es.

Como se verá más adelante, en los problemas de pozos - aparece frecuentemente la razón " S/T ". Las expresiones (9) y (2) permiten demostrar que, si " β " es despreciable,

$$\frac{S}{T} = \frac{1}{\frac{k}{\gamma m_v}} = \frac{1}{c_v} \quad (10)$$

siendo " c_v " el coeficiente de Consolidación de la Mecánica de Suelos (Consolidación unidimensional).

Una vez establecida la conexión (10) entre la Geohidrología y la Mecánica de Suelos es fácil comprender con el auxilio de la expresión (15) que se verá más adelante, que Flujo transitorio hacia pozos y Consolidación de los Suelos, son solamente casos distintos de un mismo problema.

Para un elemento diferencial de volumen de suelo con flujo establecido, la divergencia del vector velocidad es nula, esto es

$$\text{div } v = 0$$

(11)

y dado que según la expresión (1), el vector velocidad deriva del potencial ($-kh$), se sigue que, si " k " es constante

$$\text{div grad } (kh) = \nabla^2 h = 0 \quad (12)$$

donde ∇^2 es el operador Laplaciano y por ello, " h " es armónica. Esta es la razón por la que en problemas de flujo establecido bidimensional son aplicables las teorías de funciones de variable compleja y la teoría del potencial.

Si el flujo es transitorio, variando "p" y "n", la divergencia de "v" ya no será nula, debiendo ser, por lo visto anteriormente, igual a

$$\nabla^2(kh) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (13)$$

Si "v" es independiente de la elevación "z" dentro del acuífero, pueden adoptarse elementos diferenciales de altura "b" pasando a ser la expresión anterior:

$$\nabla^2(Th) = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (14)$$

o sea, con "T" constante

$$\nabla^2(h) = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (15)$$

En general, en pozos de bombeo con simetría radial es más conveniente expresar el Laplaciano en coordenadas cilíndricas, aún en los casos en que "v" es función de "z". El operador Laplaciano en coordenadas cilíndricas es

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (16)$$

cancelándose el penúltimo término cuando hay independencia respecto a " θ " y el último, cuando la hay respecto a " z ".

Cuando hay alimentaciones o fugas verticales desde o - hacia los estratos confinantes, se introducen en la ecuación diferencial - con su expresión analítica adecuada - como fuentes o sumideros⁽⁴⁷⁾. En la realidad, este caso ocurre con frecuencia, y las fuentes o sumideros se emplean también como artificio de simulación de condiciones de frontera.

Si la ecuación diferencial es lineal y homogénea, puede sustituirse " h " por " a " (el abatimiento observado en los pozos). Cuando el acuífero es inclinado y/o de espesor variable - hay que introducir, para la ecuación diferencial en " a ", términos correctivos que toman en cuenta las variaciones en " z ". Hantush ha desarrollado para estos casos una ecuación diferencial aproximada, incluyendo fugas o alimentaciones verticales y operando con valores medios en sentido vertical. Dicha expresión puede verse en la página 301 de la referencia (47).

Si el flujo es transitorio sin variación apreciable en " p " y " n ", como sucede en los acuíferos no confinados con superficie libre de agua a presión atmosférica y posición variable, el planteamiento es más simple y se reduce a la ecuación (12), aunque la solución es más difícil por desconocerse la posición de la superficie libre del agua. Dicha superficie, cuando no recibe alimentaciones, debe coincidir con una línea de flujo y su potencial

se reduce a su carga de posición. Cuando hay alimentación, el vector velocidad de la misma se compone con el del caso anterior, quedando el vector resultante orientado hacia el interior de la región de flujo. Estos casos pueden tratarse también en forma aproximada con la expresión de Hantush ya mencionada, o, con las hipótesis de Dupuit que se verán más adelante, siempre que el flujo pueda considerarse como sensiblemente horizontal. Si el acuífero tiene fondo horizontal y el abatimiento en el pozo de bombeo es pequeño, generalmente puede recurrirse, con buena aproximación, a las teorías de acuíferos confinados. De aquí la importancia de no provocar, en pruebas de bombeo efectuadas en acuíferos libres, abatimientos mayores que el 25% de la columna original de agua en el pozo de bombeo.

Las hipótesis de Dupuit mencionadas con anterioridad son las siguientes:

- a) El flujo es sensiblemente horizontal y depende, en cada vertical, solamente del gradiente en la superficie libre.
- b) El gradiente en la superficie libre (igual a $\text{sen}\phi$, siendo " ϕ " el ángulo de inclinación respecto a la horizontal) puede sustituirse sin gran error por $\text{tan}\phi$.

Las hipótesis de Dupuit conducen a un planteamiento distinto al expuesto hasta aquí. En efecto, con dichas hipótesis hay

que considerar la divergencia de " $b\bar{v}$ " (" \bar{v} " es la velocidad media en el espesor " b "), lo que conduce, por la ley de Darcy, a tener $\nabla^2 (kh^2)$ y con ello a una ecuación diferencial no lineal.

Cuando en los problemas de pozos en acuíferos libres se procede a estimar el flujo a un radio " r " por el volumen drenado - en la unidad de tiempo en la porción exterior del cono de abatimiento, se llega a una ecuación integrodiferencial.

Debe tenerse en cuenta que el concepto de coeficiente - de almacenamiento de los acuíferos confinados corresponde al de porosidad efectiva en los acuíferos libres.

Las condiciones de frontera comúnmente adoptadas son de diferentes tipos; por ejemplo, en las paredes de estratos confinantes se emplean casi siempre algunas de las siguientes;

$$\frac{\partial h}{\partial \nu} = 0 \quad (17)$$

$$q_\nu = A (h - h_0) \quad (18)$$

$$q_\nu = -k_c \frac{\partial h_c}{\partial \nu} \quad (19)$$

(" ν " indica la normal hacia el acuífero).

La primera condición es de impermeabilidad, la segunda de filtración linealmente proporcional al descenso en "h" dentro del acuífero ("q_v" procede del estrato que sigue al semiconfinante), y la tercera de filtración, estimada en la frontera dentro del acuífero semiconfinante, originándose "q_v" en la consolidación del mismo.

En el infinito, la condición más común es:

$$a=0 \text{ ó } h_0^2 - h^2 = 0 \text{ para } r=\infty \text{ y todo } t \quad (20)$$

La condición inicial más frecuente es:

$$a=0 \text{ ó } h_0^2 - h^2 = 0 \text{ para } t=0 \text{ y todo } r \quad (21)$$

En el pozo de bombeo (y en los de observación si el flujo es función de "z") es donde hay una variedad mayor de condiciones de frontera. En general, se especifica el gasto

$$Q = Q(t) \quad (22)$$

o el abatimiento

$$a = a(t) \quad (23)$$

$$h_w^2 = h_w^2(t) \quad (24)$$

conjuntamente, por ejemplo, con

$$r_w \rightarrow 0 \quad (25)$$

$$q_v = \text{cte} = \frac{Q}{b} \quad (26)$$

$$-k h_w \frac{\partial h}{\partial r} = Q/2\pi r_w \quad (27)$$

y con el detalle de las longitudes ranuradas y longitudes ciegas.

Conviene indicar aquí que la mayor discrepancia entre condiciones de frontera hipotéticas y reales, ocurre precisamente en el pozo de bombeo (y los de observación, cuando el flujo depende de "z"). Las razones son evidentes: zonas de filtro artificial o desarrollado por el bombeo; pérdidas por entrada, pérdidas por cambio de dirección fuera y dentro del ademe, pérdidas por turbulencias fuera y dentro del ademe, radio de pozo no despreciable, distribución de entrada del gasto no uniforme, posibles efectos de tridimensionalidad no previstas, etc. Por todas estas causas, la posibilidad de interpretar los abatimientos del pozo de bombeo son limitadas o nulas, justificándose así la necesidad de contar con pozos de observación.

Los métodos matemáticos empleados por distintos autores para llegar a la solución de problemas de pozos han sido muy variados. A continuación simplemente se mencionan algunos de ellos:

- 1) Método de Picard y otros.
- 2) Variación de parámetros.
- 3) Separación de variables.
- 4) Transformaciones integrales (Laplace y Hankel, generalmente).
- 5) Método de las imágenes.
- 6) Series infinitas.
- 7) Métodos numéricos.

2.2.- Forma general de las soluciones; Análisis dimensional.

En problemas de flujo transitorio hacia pozos se puede indicar la posible estructura de la solución por el solo examen de las variables y constantes que intervienen, mediante la aplicación de los métodos del Análisis dimensional⁽⁴⁸⁾.

Para ilustrar lo anterior, tómesese por ejemplo el caso de Theis: Pozo totalmente penetrante extrayendo un gasto "Q" constante de un acuífero homogéneo e isótropo de extensión infinita, horizontal y de espesor constante: Se pretende calcular el abatimiento "a" inducido a cualquier radio "r" y en cualquier tiempo "t"; Se puede expresar que

$$\Phi(a, Q, r, t, T, S) = 0 \quad (28)$$

siendo las dimensiones básicas la longitud $[L]$ y el tiempo $[\tau]$.

Teniendo en cuenta que "Q", "T" y "S" aparecen en la ecuación diferencial y condiciones de frontera combinados en las formas $(\frac{Q}{T})$ y $(\frac{S}{T})$, se puede expresar (28) en la forma más simple:

$$\Phi'(a, \frac{Q}{T}, r, \frac{S}{T}, t) = 0 \quad (29)$$

cuya matriz de dimensiones es:

$$\begin{array}{c} L \\ \tau \end{array} \begin{array}{c} a, r \\ \frac{Q}{T} \\ t \\ \frac{S}{T} \end{array} \begin{array}{c} | \\ | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{c} 1 \\ 3 \\ 0 \\ -2 \end{array} \begin{array}{c} | \\ | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{c} 0 \\ -1 \\ 1 \\ 1 \end{array} \quad (30)$$

El rango de la matriz es 2, y como las variables, desde un punto de vista dimensional, son solo 4, se sigue que el número de productos dimensionales que forman un conjunto completo - para este caso ; es $4-2 = 2$. Hay que buscar entonces dos productos adi dimensionales independientes.

El análisis dimensional proporciona la forma de efectuar el cálculo sistemático de los productos dimensionales⁽⁴⁸⁾. En el caso presente, la observación práctica de que el abatimiento induci

do es sensiblemente proporcional al gasto, proporciona un camino - intuitivo para la determinación del primer producto adimensional, - que es

$$\Pi_1 = \frac{aT}{Q} \quad (31)$$

además, como "a" es la magnitud buscada y "Q" es la variable que - es posible controlar en la práctica, es conveniente que "a" y "Q" no vuelvan a aparecer en el segundo producto y así resulta evidente que el segundo producto adimensional buscado es de la forma

$$\Pi_2 = \frac{r^2 S}{T t} \quad (32)$$

siendo la solución buscada de la forma

$$\Psi \left(\frac{aT}{Q}, \frac{r^2 S}{T t} \right) = 0 \quad (33)$$

o, si se prefiere, de la forma

$$\frac{aT}{Q} = F \left(\frac{r^2 S}{T t} \right) \quad (34)$$

en donde "F" es la función completa de pozo para el caso en cuestión.

Con fines comparativos, se da aquí la solución de —

Thesis:

$$\frac{aT}{Q} = \frac{1}{4\pi} W(u) \quad (35)$$

donde

$$W(u) = \int_{u=\frac{r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (36)$$

es la conocida función exponencial que aparece tabulada en muchos manuales de matemáticas. A "W(u)" se le llama en la literatura función de pozo, razón por la que aquí se adoptó para " $\frac{1}{4\pi} W(u)$ " el nombre de función completa de pozo.

Obsérvese que

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} = \frac{\Pi_2}{4} \quad (37)$$

quedando así justificado el razonamiento que condujo a " Π_1 ", y " Π_2 ".

La forma (34) obtenida es bastante general, con la particularidad de que "F" depende tanto de "u" como de todas las nuevas variables adimensionales que influyen en el caso.

En acuíferos libres, cuando el planteamiento se ha efectuado con las hipótesis de Dupuit, en el razonamiento anterior se sustituye (a) por (h^2), resultando la solución en la forma

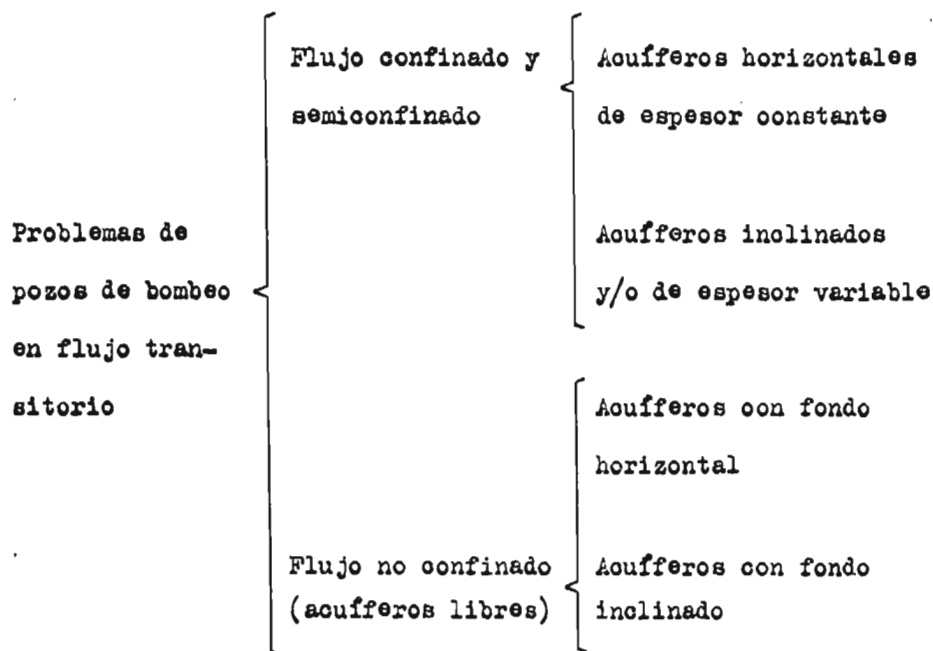
$$\frac{(h_0^2 - h^2)k}{Q} = F\left(\frac{r^2 n}{b_k t}, \Pi_3, \dots, \Pi_n\right) \quad (38)$$

donde "n" es la porosidad efectiva.

En los incisos que siguen, se hará una clasificación tentativa de problemas de flujo de agua hacia pozos de bombeo y se darán las soluciones de un buen número de casos de valor práctico.

2.3.- Clasificación de problemas.

Para la presentación de soluciones que se hará en los incisos que sigue, es conveniente hacer una clasificación de problemas. En el presente trabajo, se propone la siguiente:



Esta clasificación obedece a la similitud en el planteamiento matemático. Es posible ampliar aún más la subdivisión, a medida que ésta sea necesaria.

2.4.- Flujo confinado y semiconfinado.

2.4.1.- Definiciones.

No resulta fácil definir el flujo confinado o semiconfinado, y de hecho, muchos autores evitan cuidadosamente hacerlo, dejándolo a la intuición del lector al presentarle figuras. Harr define el flujo confinado como aquél que tiene todas sus fronteras perfectamente definidas⁽⁴⁹⁾. En realidad, en problemas de flujo no confinado, el que no sea fácil calcular la posición de las fronteras a presión atmosférica no implica necesariamente que dichas fronteras no estén completamente definidas. Tal parece que la definición buscada debe depender, además del problema en sí, de la facilidad de manejarlo en términos matemáticos, resultando la definición de las fronteras algo que se logra "a priori" o "a posteriori". En el primer caso, las fronteras son conocidas antes de resolver el problema mientras que en el segundo las fronteras, en el enfoque matemático, forman parte de la solución buscada. El primer caso es el de los problemas de flujo confinado o semiconfinado y el segundo el de flujo no-confinado. Los problemas de flujo confinado se caracterizan por fronteras de material impermeable o prácticamente impermeable. Junto a ellas el flujo es predominantemente tangencial. Los problemas de flujo semiconfinado se caracterizan por la presen-

cia de fronteras bastante menos permeables que el acuífero y que -
 permiten que haya alimentaciones o fugas. Dichas alimentaciones o
 fugas ocurren en el estrato semiconfinante, sensiblemente normales
 a la frontera y en el primer caso generalmente se supone que una -
 vez que el agua entra al acuífero cambia bruscamente su dirección
 para circular en dirección paralela a la frontera. Cuando se tra-
 ta de alimentación, ésta se asimila generalmente a una de dos cau-
 sas:

- a) filtración proveniente de otro estrato (ecuación -
 (18)).
- b) producto de la consolidación del estrato semiconfi-
 nante (ecuación(19)).

Los problemas de flujo no-confinado se caracterizan por
 la presencia de fronteras en contacto con el aire y por ello a pre-
 sión atmosférica, cuya posición forma parte de la solución buscada.

2.4.2.- Acuíferos horizontales de espesor constante.

Primer caso: Penetración total. Confinamiento perfecto, gas-
to constante. La solución de este caso se de-
 be a Theis⁽⁸⁾ y ya ha sido presentada (ecuaciones 35 a 37). En su
 derivación se supone que el acuífero es infinito, homogéneo e iso-
 tropo.

Como ampliación a las ecuaciones mencionadas se da aquí
 el desarrollo en serie de "W(u)"

$$W(u) = 0.577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \dots \quad (39)$$

como "u" es inversamente proporcional a "t", para tiempos suficientemente grandes pueden tomarse únicamente los dos primeros términos de la serie llegándose (en sustitución de la ecuación (35)), -

a

$$a = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \log_{10} \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad (40)$$

Para interpretar los resultados de una prueba de bombeo dada utilizando la ecuación (35), se dibuja la función "W(u)" en papel logarítmico. La curva patrón resultante se superpone a la - $\log a$, $\log t$, determinándose así cuatro valores en cualquier par de puntos homólogos, $(a, t, W(u), \frac{1}{u})$ valores que introducidos en la ecuación (35) permiten calcular "T", y este último valor con los anteriores, introducido en la ecuación (37) permite calcular - "S". Este procedimiento es bastante general y se puede emplear en la interpretación de pruebas de bombeo con otras teorías. Cuando hay mayor número de parámetros, en lugar de una curva patrón resulta toda una familia de ellas.

Segundo caso: Penetración total. Semiconfinamiento por filtración. Gasto constante.

La solución que se presenta aquí se debe a Hantush y - Jacob⁽¹⁵⁾. Como en el caso de Theis, se supone acuífero infinito, homogéneo o isótropo. La filtración a través del estrato semiconfinante (permeabilidad k' y espesor b') es del tipo descrito por la ecuación (18). En estas condiciones se obtiene

$$Q = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B) \quad (41)$$

siendo

$$W(u, r/B) = \int_u^\infty \left(\frac{1}{y}\right) \exp(-y - r^2/4B^2y) dy \quad (42)$$

y

$$B^2 = \frac{T b'}{k'} \quad (43)$$

la función "W (u, r/B)" se encuentra tabulada en varias partes⁽⁴⁷⁾⁽⁵⁰⁾.

Su aplicación a pruebas de bombeo puede hacerse gráficamente, como - en el caso de Theis, previa elaboración de las curvas tipo.

Tercer caso: Penetración total, Semiconfinamiento por consolidación de estratos, Gasto constante.

Para un acuífero de extensión superficial infinito, homogéneo e isótropo, Hantush ha desarrollado diversas teorías sobre las - posibles combinaciones del acuífero y estratos semiconfinantes⁽²³⁾.

La pluralidad deriva de que el o los estratos semiconfinantes a su vez pueden tener diferentes tipos de condición de frontera exterior. Hantush ha resuelto el problema en seis casos:

- 3.1) Acuifero confinado por arriba y apoyado sobre estrato compresible muy potente (k'', S'').
- 3.2) Similar al anterior, con estrato compresible de espesor limitado (b'', k'', S'').
- 3.3) Acuifero confinado por abajo semiconfinado por arriba por estrato compresible (k', S', b') y este a su vez por acuifero a presión constante y uniforme en el contacto entre ambos.
- 3.4) Acuifero semiconfinado en ambas caras por estratos compresibles ($b', k', S'; b'', k'', S''$) ubicados a su vez entre acuiferos con presión constante en los contactos con los estratos semiconfinantes.
- 3.5) Acuifero entre estratos semiconfinantes consolidantes ($k', b', S'; k'', b'', S''$) seguidos de estratos confinantes.
- 3.6) Acuifero con la condición descrita en (4) por arriba y la descrita en (5) por abajo.

La complejidad de las soluciones resultantes hizo a Hantush optar por soluciones asintóticas, una para tiempos pequeños y otra para tiempos grandes. En los tiempos pequeños la solución -

para todos los casos es de la forma

$$\alpha = \frac{Q}{4\pi T} H(u, \beta) \quad (44)$$

donde

$$H(u, \beta) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \left(\beta \sqrt{u} / \sqrt{y(y-u)} \right) dy \quad (45)$$

siendo $\operatorname{erfc}(x)$ la función error complementaria⁽⁵³⁾, con

$$\beta = \frac{r\lambda}{4} \quad (46)$$

y

$$\lambda = \sqrt{\frac{K'/b'}{T} \cdot \frac{S'}{S}} + \sqrt{\frac{K''/b''}{T} \cdot \frac{S''}{S}} \quad (47)$$

Si el estrato superior es confinante, simplemente desaparece el primer término de la expresión (44) y si lo es el inferior, el segundo.

Las soluciones para tiempos grandes son:

Caso 3.1:

Igual a la de tiempos pequeños.

Caso 3.2:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left[u \left(1 + \frac{S''}{S} \right) \right] \quad (48)$$

($t \geq 10b'' S''/k''$)

Caso 3.3:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left[u \left(1 + \frac{S'}{3S} \right) \right]^{r/B} \quad (49)$$

($t \geq 5b' S'/k'$)

Caso 3.4:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u \delta_1, \alpha) \quad (50)$$

($t \geq 5b' S'/k'$ y $t \geq 5b'' S''/k''$)

siendo

$$\delta_1 = 1 + (S' + S'')/3S \quad (51)$$

y

$$\alpha = r \sqrt{\frac{k'/b'}{T} + \frac{k''/b''}{T}} \quad (52)$$

Caso 3.5:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u \delta_2) \quad (53)$$

($t \geq 10b' S'/k'$ y $t \geq 10b'' S''/k''$)

siendo

$$\delta_2 = 1 + (S' + S'')/S \quad (54)$$

Caso 3.6:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left(u \delta_3, r \sqrt{\frac{k'/b'}{T}} \right) \quad (55)$$

$(t \geq 5b' S'/k' \text{ y } t \geq 10b'' S''/k'')$

con

$$\delta_3 = 1 + (S'' + \frac{S'}{3})/S \quad (56)$$

En los casos 3.4 a 3.6, Hantush proporciona la ex presión para la parte del gasto que proviene de filtración vertical. Proporciona también una tabulación de la función $H(u, \beta)$ (23).

Para la interpretación de pruebas de bombeo, puede recurrirse como en los casos anteriores al empleo de gráficas de las curvas patrón.

Cuarto caso: Penetración parcial. Gasto constante.

Con las hipótesis usuales sobre homogeneidad, isotropía y extensión infinita del acuífero, Hantush ha desarrollado dos teorías (18)(51) una para el caso de semiconfinamiento del tipo filtrante (sin consolidación) aplicable a información proveniente

de piezómetros, y otra para confinamiento perfecto, aplicable a información proveniente de pozos de observación con zonas ranuradas y zonas ciegas.

Para el caso semiconfinado, de la solución⁽¹⁸⁾

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left\{ W\left(u, \frac{r}{B}\right) + \frac{2b}{\pi l} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \cos \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi l}{b} W\left(u, \sqrt{\left(\frac{r}{B}\right)^2 + \left(\frac{n\pi r}{b}\right)^2}\right) \right\} \quad (57)$$

pudiéndose despreciar la serie cuando $\frac{r}{b} \geq 1.5$

Para el caso confinado, de la expresión aproximada⁽⁵¹⁾

$$s = \frac{Q}{8\pi k(1-d)} \bar{E}\left(u, \frac{l}{r}, \frac{d}{r}, \frac{l'}{r}, \frac{d'}{r}\right) \quad (58)$$

válida para tiempos pequeños en donde "l" es la penetración del pozo en el acuífero y "d" su zona ciega medida a partir del techo del acuífero, l' y d' los parámetros correspondientes del pozo de observación, y "E" es lo siguiente:

$$\begin{aligned} \bar{E} = & M\left[u, \frac{l+\bar{z}}{r}\right] - M\left[u, \frac{d+\bar{z}}{r}\right] \\ & + M\left[u, \frac{l-\bar{z}}{r}\right] - M\left[u, \frac{d-\bar{z}}{r}\right] \end{aligned} \quad (59)$$

con

$$\bar{z} = \frac{l' + d'}{2} \quad (60)$$

siendo

$$M(u, \beta) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erf}(\beta\sqrt{y}) dy \quad (61)$$

en donde "erf(x)" es la función error⁽⁵³⁾ (la función $M(u, \beta)$ aparece tabulada en la referencia (47)).

Como erf(x) es simétrica, la función $M(u, \beta)$ goza de la propiedad

$$M(u, \beta) = -M(u, -\beta) \quad (62)$$

Además, para tiempos relativamente grandes ($t \geq \frac{b^2 S_s}{2k}$) puede demostrarse⁽⁵¹⁾ que la expresión (58) se reduce a

$$\alpha = \frac{Q}{4\pi kb} \left\{ W(u) + \bar{f}_s \left(\frac{r}{b}, \frac{l}{b}, \frac{d}{b}, \frac{l'}{b}, \frac{d'}{b} \right) \right\} \quad (63)$$

en donde

$$\bar{f}_s = \frac{4b^2}{\pi^2(1-d)(1-d')} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2} K_0 \left(\frac{n\pi r}{b} \right) \left[\operatorname{sen} \frac{n\pi l}{b} - \operatorname{sen} \frac{n\pi d}{b} \right] \cdot \left[\operatorname{sen} \frac{n\pi l'}{b} - \operatorname{sen} \frac{n\pi d'}{b} \right] \right) \quad (64)$$

Siendo " K_0 " la función modificada de Bessel de segunda clase y orden cero⁽⁵⁴⁾.

Las dos últimas expresiones hacen evidente la necesidad de conocer las características de los átomos $(1, d, l', d')$ en las pruebas de bombeo.

2.4.3.- Acuiferos inclinados y/o de espesor variable.

Para estos casos se han desarrollado pocas teorías, - que no serán incluidas aquí por limitación de espacio. Se remite al lector a la referencia (47).

2.5.- Flujo no confinado (acuiferos libres).

La definición de acuífero libre ha sido ya asentada - en el inciso 2.4.1 y no será repetida aquí.

De acuerdo con la clasificación propuesta, los acuíferos libres pueden dividirse en horizontales e inclinados. Desde el punto de vista de las pruebas de bombeo, los acuíferos libres carecen hasta cierto punto de interés por la razón ya mencionada anteriormente, de que, siempre que se limiten los abatimientos, - resultan aplicables las teorías correspondientes de acuíferos confinados o semiconfinados. Por esta razón no se expondrán aquí - teorías al respecto. Se remite al lector interesado a los trabajos de Glover y Bittinger⁽⁵²⁾, y Boulton⁽²¹⁾.

C A P I T U L O 3

APLICACIONES A LA MECANICA DE SUELOS.

3.1.- El agua subterránea en las excavaciones de cimentación.

Uno de los problemas menos estudiados en Mecánica de Suelos es el relacionado con el agua subterránea, su manejo y el diseño oportuno y adecuado del mismo. Con mucha frecuencia se observa que el problema se resuelve "sobre la marcha", acumulando equipo de bombeo por etapas hasta llegar a una solución empírica que, adolece casi siempre de defectos, tanto de orden técnico como de orden económico.

El defecto técnico más frecuente estriba en que el esquema final de bombeo adoptado es, en general, desfavorable a la estabilidad de taludes.

El defecto económico más frecuente reside en la ineficiencia del equipo adoptado, así como en la imprevisión del mismo y su consecuente causa de demoras y elevación de costos.

Todo especialista en Mecánica de Suelos debe ser capas -

de responder a preguntas como:

- ¿ Cuántos pozos se necesitan ?
- ¿ Con qué distribución ?
- ¿ De qué profundidad ?
- ¿ Qué gasto se ha de extraer de cada uno de ellos ?
- ¿ Cuánto tiempo debe preceder el bombeo a la excavación ?

En los dos incisos que siguen se tratará de esquematisar el procedimiento a seguir para responder adecuadamente a las preguntas anteriores.

3.2.- Sondeos previos y pruebas de bombeo.

Siempre que sea posible deberán efectuarse tres sondeos de exploración y una prueba de bombeo, utilizando uno de los sondeos como pozo de bombeo y los otros como pozos de observación. - Los sondeos deberán efectuarse cuidadosamente, obteniendo muestras representativas que permitan definir el perfil estratigráfico de acuerdo con la clasificación de suelos de Casagrande⁽⁵⁵⁾.

Cuando no se justifica la prueba de bombeo, si los sondeos han sido efectuados según se indicó en el párrafo anterior, - es posible estimar las permeabilidades de los materiales atravesados y con ello el orden de magnitud de la transmisibilidad, que se calcula, siguiendo a Wenzel, según la expresión

$$T = \sum_i k_i b_i \quad (65)$$

en donde k_1 es la permeabilidad del manto "i", y b_1 su espesor. La suma ha de llevarse desde la profundidad del nivel freático hasta el fondo del pozo.

Cuando se lleve al cabo la prueba de bombeo, ésta se interpretará según los lineamientos de los capítulos anteriores.

Es conveniente que los sondeos se lleven hasta una profundidad igual o mayor que dos veces la profundidad máxima de la excavación en proyecto y que la distancia entre los de observación y el de bombeo sean del orden de una y dos veces su profundidad, respectivamente.

3.3.- Análisis de alternativas.

Con los resultados del inciso 3.2, se procede a analizar, dentro de la teoría correspondiente (si no se llevó a efecto la prueba de bombeo hay que suponer a criterio la aplicabilidad de alguna teoría, suponiendo en caso necesario los parámetros faltantes), el abatimiento inducido en varios puntos de la zona por excavar por cada uno de los esquemas de bombeo siguientes:

- a) pozos distribuidos en un marco rectangular
- b) pozos distribuidos en dos filas paralelas
- c) marcos rectangulares concéntricos y escalonados
- d) filas paralelas comprendidas entre filas paralelas (escalonadas)

y por cualquier otro que se juzgue conveniente. El cálculo se hará

para diferentes profundidades de pozos, diferentes períodos de bombeo y diferentes intensidades del mismo, hasta que pueda seleccionarse la alternativa más conveniente. Para un punto dado, el abatimiento inducido será la suma de los abatimientos inducidos correspondientes a cada uno de los pozos en operación, debiendo imponerse la limitación de que a un radio de un metro de cualquiera de los pozos de abatimiento inducido teórico no debe ser mayor que la mitad de la columna de agua inicial.

3.4.- Los hundimientos ocasionados por la explotación del agua -
subterránea mediante pozos.

Las explotaciones de acuíferos traen a veces como consecuencia colateral el hundimiento de la superficie, unas veces en forma lenta y gradual y otras en forma brusca y aparatosa. El primer tipo de hundimiento se debe a consolidación de suelos finos y el último a compactación brusca de suelos gruesos.

Hasta el presente, los hundimientos descritos en el párrafo anterior se han visto como cosas del destino, limitándose la acción de los técnicos a la simple observación del fenómeno, acompañada de una que otra teoría explicativa del mismo.

Sin embargo, los hundimientos ocasionados por bombeo son perfectamente previsible, tanto en su aspecto cualitativo como en el cuantitativo. En los incisos que siguen se indicará cuando hay que esperar tal fenómeno, las precauciones por tomar y la forma de cuantificarlo.

3.5.- Grietas y hundimientos repentinos.

Llámase así a los hundimientos que ocurren simultáneamente con su causa.

Dos ejemplos pueden ilustrar lo anterior:

el primero tuvo lugar en la población de Chapala, Jal., en la que se agrietaron casi todas las casas de la población en los años de 1956 y 1957 al retirarse las aguas de la laguna por una sequía prolongada, ocasionando la compactación simultánea de los materiales granulares sueltos ribereños, asiento de la población;

el segundo tuvo lugar el año pasado en la población de Xonacatlán, Méx., en donde aparecieron grietas de 10 a 20 cm de ancho, alrededor de 100 m de longitud y varios metros de profundidad, que afectaron a varias de las construcciones de la población y ocasionaron cierto pánico en la misma. Las grietas aparecieron al poco tiempo de funcionar el pozo de agua potable del pueblo y los pozos del sistema Lerma, del D.D.F.; su ubicación fue muy regular, en sentido radial a partir del pozo del pueblo, y el estrato en que se originaron parece haber sido un estrato de pomez muy suelta que se encuentra ubicado como a 40 m de profundidad, el que se compactó en forma brusca ocasionando al mismo tiempo un ligero corrimiento de ladera.

Los ejemplos descritos ilustran el mecanismo en cuestión: el descenso piezométrico ocasiona una transferencia brusca de esfuerzos del agua al suelo, el que siendo muy permeable y poco resis

tente se compacta en forma también brusca ocasionando hundimientos y grietas.

De lo anterior se deduce que, siempre que en la perforación de pozos para explotación de acuíferos se identifiquen materiales de alta permeabilidad con compacidades relativas bajas, debe suponerse que puedan compactarse bruscamente, debiendo efectuarse sondeos y pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos para poder estimar la cuantía probable del fenómeno.

Todo el cálculo consiste en estimar la evolución piezométrica futura mediante los procedimientos ya descritos anteriormente y con esto y los resultados del laboratorio de suelos estimar el cambio de volumen que aquella pueda ocasionar a la formación. En caso de duda, debe suponerse que el material pasará al estado más compacto logrado en pruebas Proctor.

3.6.- Hundimientos lentos y graduales.

Llámase así a los hundimientos que ocurren en forma lenta y gradual, aunque la causa (descenso piezométrico) ocurra en forma repentina.

En este caso, pueden citarse tres ejemplos representativos de este tipo de hundimientos:

el primer caso, difícilmente ignorado por cualquier mexicano, es el del hundimiento de la Ciudad de México, ocasionado por la explotación de los acuíferos que sustentan al estrato superior

arcilloso y a la Ciudad;

el segundo caso es el del lago de Texcoco, que en su zona norte se hunde por la explotación que de salmueras del subsuelo hace la empresa Sosa Texcoco, S. A., y en su zona sur se hunde por el bombeo que con tal intención se efectúa para el "Proyecto Texcoco",

el tercer caso es el de algunas porciones del Valle de Chalco, dentro del Valle de México, en donde ya se acusa el hundimiento gradual del terreno, siendo los primeros síntomas el surgimiento progresivo de algunos ademes de pozos.

Los hundimientos de la Ciudad de México y de los terrenos de la empresa Sosa Texcoco, S. A., han sido observados cuidadosamente por la C.H.C.V.M. (SRH), y el de la porción sur del lago de Texcoco por el personal de "Proyecto Texcoco". En todos ellos se ha observado que, inicialmente, una elevada porción del gasto de bombeo (50 a 70%) se traduce directamente en hundimientos, disminuyendo éstos en forma logarítmica (en la Ciudad de México) hasta la sexta parte del valor relativo indicado. El proceso, en la Ciudad de México, lleva por lo menos lo que va del siglo.

El hundimiento del valle de Chalco aún no ha sido observado sistemáticamente, aunque la C.H.C.V.M. (SRH) ya está tomando cartas en el asunto.

Destaca con claridad en los ejemplos aquí descritos -

el mecanismo de este tipo de hundimientos; los materiales de baja permeabilidad no pueden adaptarse rápidamente a las variaciones - piezométricas que ocurren en sus fronteras, debiendo hacerlo lentamente a través de un proceso de consolidación.

De lo anterior debe inferirse pues que, siempre que en la perforación de pozos para explotación de aguas del subsuelo se identifiquen arcillas o limos compresibles normalmente consolidados o con cargas de preconsolidación menores que el descenso piezométrico esperado, debe suponerse que se originará un proceso de consolidación con el bombeo, debiendo procederse al muestreo y - prueba de los suelos, así como a la ejecución de pruebas de bombeo en el o los acuíferos, para poder con ello predecir la magnitud del fenómeno.

Las teorías aplicables a la consolidación por bombeo - son las desarrolladas por Hantush⁽²³⁾ ya descritas parcialmente - en otra parte del presente trabajo y que aparecen también en la - referencia (47). Cuando el problema es complejo, puede recurrirse al auxilio de modelos analógicos⁽⁵⁷⁾⁽⁵⁸⁾.

C A P I T U L O 4

APLICACIONES A LA GEOHIDROLOGIA.

4.1.- Las pruebas de bombeo y los estudios directos del agua subterránea.

Los estudios de aguas subterráneas han sido clasificados recientemente⁽⁴⁵⁾⁽⁴⁶⁾ en dos grandes categorías; estudios directos y estudios indirectos. Los últimos se caracterizan por apoyarse en información indirecta tomada en la superficie, mientras que los primeros se apoyan en información obtenida directamente de los acuíferos.

Entre los estudios directos, los más avanzados exigen, como parte de la información que los caracterizan, los resultados de pruebas de bombeo en régimen transitorio con los cuales se efectúa el cálculo directo de los caudales que fluyen por el o los acuíferos, y con los que se preparan modelos (analógicos o matemáticos) - que simulan el comportamiento real de los acuíferos y que permiten analizar las ventajas y desventajas que ofrecen distintas alternativas de explotación⁽⁴⁶⁾.

Para ilustrar lo anterior, en el inciso 4.2 se describirán dos modelos matemáticos sencillos y en el inciso 4.3 se describirán los modelos analógicos y la simulación de acuíferos mediante computadoras digitales e híbridas.

4.2.- Ejemplos sencillos de modelos matemáticos de acuíferos.

En el presente inciso se describirán dos modelos matemáticos sencillos; el primero debido a Sainz Ortiz y el último al que esto escribe.

4.2.1.- Primer modelo:

Simulación mediante función lineal de elementos componentes⁽⁵⁹⁾.

Delimitada la zona de estudio por una frontera arbitraria con porciones de flujo entrante y porciones de flujo saliente, con apoyo en la hipótesis de que la transmisibilidad es directamente proporcional a la capacidad específica un plano de curvas de igual capacidad específica, corresponde a uno de curvas de igual transmisibilidad a través de una constante "T" por determinar.

Con lo anterior, si se cuenta con redes de flujo correspondientes a varios años sucesivos con extracción variable, se calculan las entradas y salidas subterráneas aplicando la ley de Darcy.

Suponiendo que la región puede caracterizarse por un coeficiente de almacenaje medio "S", el producto de los volúmenes drenados (con su signo) por "S" proporciona los volúmenes almacenados o extraídos del almacenamiento en un período dado.

Por lo que respecta al agua aplicada a la superficie - (riego y/o lluvia), se supone que dicho volumen multiplicado por un coeficiente medio de infiltración "C", corresponde al volumen infiltrado.

Con las hipótesis anteriores, si se conoce la extracción por bombeo "B" de cada período considerado, es posible establecer un sistema de ecuaciones del tipo:

$$\begin{aligned} \alpha_{1i} T + \alpha_{2i} C + \alpha_{3i} S = B_i \\ i = 1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (66)$$

en donde las α son coeficientes numéricos, calculados según se indicó, y T, C, S son las incógnitas que permiten continuar el análisis según se indicó en el inciso 4.1.

4.2.2.- Segundo modelo:

Pozo equivalente para abatimientos medios⁽⁶⁰⁾.

Cuando la gráfica de abatimientos medios (a) vs. longitud del tiempo ocasionados por un conjunto de pozos es una recta - o varios tramos de recta, puede demostrarse que, de resultar aplicable la expresión básica de Theis (ecuación (40)), la superposición de la misma conduce a la siguiente expresión:

$$\bar{a} = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{2.25T\bar{t}}{\bar{R}^2 S} \quad (67)$$

siempre que se convenga en definir a " \bar{t} " (tiempo aparente) y a " \bar{R} " (radio aparente) como sigue:

$$\bar{t} = \prod_{i=1}^n t_i \left(\frac{q_i}{Q} \right) \quad (68)$$

$$\log \bar{R} = \frac{1}{A} \int_A \left(\log \prod_{i=1}^n R_i \frac{q_i}{Q} \right) dA \quad (69)$$

siendo " t_i " el tiempo que ha bombeado el pozo "i", con un gasto " q_i ", ubicado a una distancia " R_i " del centro de gravedad de la diferencial " dA " del area afectada " A ", y siendo " Q " la extracción total del conjunto de " n " pozos, o sea

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (70)$$

Una vez efectuados los cálculos (68) y (69), la expresión (67) nos dice que los abatimientos medios son iguales a los que ocasionaría el pozo equivalente de gasto " Q " a un radio aparente " \bar{R} " y en un tiempo aparente " \bar{t} ". El problema se reduce así al de un solo pozo de observación a la distancia " \bar{R} " del pozo equivalente, determinándose luego S y T por los medios usuales para continuar el análisis según se indicó en el inciso 4.1.

4.3.- Modelos analógicos de acuíferos, y simulación de los mismos mediante computadoras digitales e híbridas.

Los problemas de flujo de agua en acuíferos, problemas de difusión en espacios no homogéneos de forma irregular y con condiciones de frontera de todos los tipos posibles, son prácticamente intratables en forma analítica, debiendo recurrirse por ello a la discretización -parcial o total- del problema mediante métodos numéricos de diferencias finitas. Cuando la discretización es parcial, puede continuarse el análisis pasando a simular el acuífero mediante una red eléctrica constituida por resistencias y condensadores que simulen en forma directa las propiedades básicas del acuífero (transmisibilidad y almacenaje). Cuando la discretización es total, puede continuarse el análisis en forma iterativa mediante el auxilio de computadoras digitales. Finalmente, en problemas que dan lugar a sistemas de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales no lineales y con parámetros variables, puede resultar más conveniente el empleo de computadoras híbridas, que combinan ventajosamente los aspectos más convenientes de las computadoras digitales y de los modelos analógicos.

Cuando en el transcurso del programa de computación digital se procede a resolver parte del problema mediante redes eléctricas, utilizando tales redes como subrutinas del programa se habla de cálculo híbrido⁽⁶¹⁾⁽¹⁰⁾.

Los modelos analógicos para simulación de acuíferos - con flujo transitorio fueron precedidos por modelos similares para simulación de redes de flujo establecido, de redes de distribución de agua potable en poblaciones (flujo establecido), de depósitos petrolíferos (flujo transitorio) y de problemas de difusión térmica (flujo transitorio).

Uno de los primeros trabajos sobre simulación de flujo transitorio de agua en suelos apareció el año de 1953⁽⁶²⁾. Es probable que el empleo de tales dispositivos se haya iniciado en 1942 o poco antes⁽¹⁰⁾.

La aplicación de computadoras digitales a problemas de acuíferos son más recientes. Probablemente se remontan tan solo a 1960⁽³⁹⁾⁽⁶³⁾, aunque esto se explica por tener las computadoras digitales solamente 28 años en operación.

En los últimos años ha habido una especie de competencia entre los procedimientos de simulación analógica y digital. - En las referencias (10) y (61) se discuten las ventajas y desventajas de ambos métodos, así como la ventaja del computador híbrido sobre los otros dos, en la clase particular de problemas ahí tratados. Tal parece que no está dicha aún la última palabra y - es probable que no pueda dictaminarse al respecto en forma tajante porque en muchos casos los factores determinantes serán el costo total del equipo y/o la disponibilidad del mismo.

CAPITULO 5

COMENTARIOS.

5.1.- El flujo establecido en pruebas de bombeo y sus posibles causas.

Las pruebas de bombeo con flujo establecido se han interpretado desde fines del siglo pasado mediante las expresiones proporcionadas por Dupuit y Thiem. En general se supone en dichas expresiones que el pozo de bombeo se encuentra en el centro de una isla circular rodeada de agua estableciéndose así el flujo a través de la alimentación que ocurre en su perímetro.

En la práctica es sumamente difícil, si no imposible, - encontrar las condiciones hipotéticas que sirven de base a las expresiones de Dupuit, Thiem y seguidores; puede decirse que en la mayor parte de los casos reales el flujo establecido ocurre como consecuencia de

- a) Alimentación proporcionada por un río cercano al pozo.
- b) Alimentación proporcionada por lago o mar en la vecindad

del pozo y en contacto con frontera no circular.

- c) Alimentación proporcionada por estratos vecinos (algún tipo de semiconfinamiento).

La identificación del tipo de alimentación que permite el establecimiento del flujo es posible solamente mediante la interpretación de la porción transitoria de la prueba.

Por lo anterior, es fácil ver que al interpretar pruebas con flujo establecido se establece un círculo vicioso, ya que se pretende evitar la interpretación en régimen transitorio, sin tener en cuenta que la elección adecuada de la expresión aplicable al flujo establecido es posible solamente después de haber efectuado la interpretación de la porción transitoria de la prueba.

5.2.- Los abatimientos del pozo de bombeo y su interpretación.

En varias ocasiones⁽⁷⁸⁾⁽⁷⁹⁾, se ha tratado de interpretar los abatimientos del pozo de bombeo con objeto de obtener a partir de ellos los parámetros del acuífero, eliminando así la necesidad de los pozos de observación.

La importancia de lo anterior, difícilmente puede ser exagerada; las pruebas de bombeo son sumamente costosas, sobre todo si tiene que ser perforado el pozo de bombeo mismo.

Si existiera alguna teoría para interpretar los abatimientos del pozo de bombeo sin necesidad de pozos de observación, todos los pozos existentes en una región dada servirían para di-

cho propósito y consecuentemente el costo de los estudios se abarataría de manera notable.

Las teorías mencionadas han tenido éxito parcial en la determinación aproximada de la transmisibilidad, fracasando rotundamente respecto al coeficiente de almacenaje.

La falla estriba principalmente en que las condiciones de frontera correspondientes a la vecindad inmediata del pozo se idealizan en forma tal que invalidan los resultados para su aplicación al pozo y a su entorno inmediato. De hecho puede afirmarse - que ocurre, como en la teoría de la elasticidad, que dos acciones equivalentes en cuanto a su resultante y el centro de gravedad de su punto o puntos de aplicación producen efectos equivalentes fuera del entorno inmediato de las mismas y efectos distintos dentro de los límites de dicho entorno.

Por la importancia que el problema del pozo de bombeo - presenta desde un punto de vista práctico, no debe desistirse de encontrar una solución al mismo; no importa que dicha solución, de existir, sea sumamente complicada, ya que se cuenta actualmente - con el auxilio de computadoras analógicas y digitales.

Tal vez pueda avanzarse hacia la solución del problema mencionado mediante experimentación con modelos a escala reducida y prototipos, siendo casi seguro que la prueba de bombeo correspondiente sea de gasto variable.

Mientras tanto, en casos en que sea absolutamente necesario limitarse a las lecturas obtenidas en el pozo de bombeo, deberá recurrirse a las teorías ya mencionadas, aplicándolas con serias reservas.

5.3.- Número de pruebas y tipo de estudio.

El número de pruebas de bombeo necesario para llevar a cabo un estudio de aguas subterráneas, depende de la extensión y variabilidad de la región por cubrir con el estudio, así como del tipo de estudio que se pretende llevar a efecto. Si se clasifican los estudios en directos e indirectos⁽⁴⁶⁾, éstos últimos no necesitan de pruebas de bombeo para su elaboración.

Entre los estudios directos clasificados como de tercer, segundo y primer orden respectivamente⁽⁴⁶⁾, los estudios directos de tercer orden tampoco necesitan de pruebas de bombeo para su elaboración, resultando así que solamente los estudios directos de segundo y primer orden necesitan de pruebas de bombeo.

Para la elaboración de los estudios directos de segundo orden⁽⁴⁶⁾ es necesario un número tal de pruebas de bombeo que permita efectuar el cálculo de flujos de entrada y salida de la región en estudio, permitiendo además estimar razonablemente el coeficiente medio de almacenaje (o los coeficientes medios de almacenaje de algunas subregiones, en caso de que la adopción de un coeficiente único, por la variabilidad observada en la región, sea inaceptable).

Para los estudios directos de primer orden⁽⁴⁶⁾, el número de pruebas necesario es mayor aún que el especificado para estudios directos de segundo orden, y debe ser tal que permita la configuración de planos de isopropiedades (planos de curvas de igual transmisibilidad y planos de curvas de igual coeficiente de almacenaje) que permitan pasar a la elaboración del modelo analógico o matemático correspondiente⁽⁴⁶⁾.

5.4.- Avances teóricos contra toma de datos.

Pese a que los avances logrados en el aspecto teórico - de la hidrología subterránea dejan aún que desear, los avances correspondientes alcanzados en las técnicas de exploración y toma de datos distan mucho de estar a la altura de los avances alcanzados en el aspecto teórico, pudiendo afirmarse por lo anterior que la calidad de los estudios depende actualmente casi en su totalidad de la calidad de los datos que sirven de apoyo a los mismos.

Actualmente existe una fuerte tendencia a subsanar la - deficiencia anotada; se están probando multitud de dispositivos - eléctricos, electrónicos y electromecánicos que permiten efectuar mediciones confiables de los elementos variables del problema; por otra parte, se está trabajando intensamente sobre la adaptación de los métodos geofísicos empleados en la tecnología del petróleo a - la búsqueda y localización del agua subterránea, así como a la delimitación de los cuíferos.

Es probable que al final de la presente década ya se -

haya logrado un avance sustancial en todos los aspectos mencionados, aunque es probable también que las teorías se hayan multiplicado, conservando los avances teóricos su preponderancia sobre los avances prácticos.

Puede concluirse por lo anterior que el procedimiento de análisis adoptado debe mantenerse siempre a la altura de la calidad de los datos, con objeto de evitar trabajo inútil y para evitar que, por exceso de optimismo, se produzcan ilusiones engañosas.

5.5.- Omisiones importantes.

En el transcurso del presente trabajo se han deslizado omisiones importantes, tanto sobre trabajos efectuados como sobre sus autores, en parte por la limitación impuesta por el tema elegido y en parte por la limitación impuesta a la extensión del trabajo.

Con objeto de subsanar, aunque sea en forma parcial, - tal deficiencia, valga indicar aquí que, en la biblioteca de todo especialista en estudios de aguas subterráneas no deben faltar, - entre los ya mencionados, los trabajos de Forohheimer⁽⁶⁴⁾, Muskat⁽⁶⁵⁾, Meinzer⁽⁶⁶⁾, Schoeller⁽⁶⁷⁾, Jacob⁽⁶⁸⁾, Carslaw y Jaeger⁽⁶⁹⁾, Polubarinova-Kochina⁽⁷⁰⁾, De Wiest⁽⁷¹⁾, Davis-De Wiest⁽⁷²⁾ y Chow⁽⁷³⁾, así como tal vez los de Tranter⁽⁷⁴⁾, Erdelyi-Magnus-Oberhettinger-Tricomi⁽⁷⁵⁾⁽⁷⁶⁾, y Crandall⁽⁷⁷⁾.

El que esto escribe lo hace con la esperanza de que -

tanto los libros y artículos mencionados en el presente trabajo co
mo sus referencias bibliográficas puedan guiar al lector interesa-
do por las múltiples ramificaciones de la hidrología subterránea.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1.- Legget, Robert: Geology and Engineering; Mc. Graw Hill Book Company, Inc., 1962.
- 2.- Darcy, Henry: Les fontaines publiques de la ville de Dijon; Paris, Victor Dalmont, 1856.
- 3.- Dupuit, Jules: Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux; Paris, 1863.
- 4.- Thiem, Adolph: Die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, -- Schachtbrunnen, und Filtergallerien; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, Munich, Vol. 14, 1870.
- 5.- Hall, Howard P.: A historical review of investigations of seepage toward wells; Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 41, 1954, No. 3.
- 6.- Lembke, K. E.: Groundwater flow and the theory of water collectors; The Engineer, Jour. of the Ministry of Communications, - 1886.
- 7.- Weber, Hermann: Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen - mittels Rohrbrunnen; Springer, Berlin, 1928.

- 8.- Theis, Charles V.: The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge - of a well using ground water storage; Trans. Amer. Geophys. Union, 1935.
- 9.- Jacob, C.E.: On the flow of water in an elastic artesian - aquifer; Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 21, 1940.
- 10.- Maasland, D.E.L., y Bittinger, Morton W.: Proceedings of - the symposium on transient ground water Hydraulics; 1963; Colorado State University.
- 11.- Jacob, C.E.: Radial flow in a leaky artesian aquifer; Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 27, 1946.
- 12.- Glee, G.J. de,: Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten; Delft (Netherlands) Tech. Hogeschool Thesis.
- 13.- Cooper, H.H., y Jacob, C.E.: A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history; Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 27, 1946.
- 14.- Hantush, Mahdi S., y Jacob, C.E.: Plane potential flow of - ground water with linear leakage; Trans. Amer. Geophys. - Union, Vol. 35, 1954.
- 15.- Hantush, Mahdi S., y Jacob, C.E.: Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer; Trans. Amer. Geophys. Union, - Vol. 36, 1955.

- 16.- Hantush, Mahdi S., y Jacob, C.E.: Non-steady Green's functions for an infinite strip of leaky aquifer; Trans. Amer. Geophys Union, Vol. 36, 1955.
- 17.- Hantush, Madhi S.: Analysis of data from pumping test in leaky aquifers; Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 37, 1956.
- 18.- Hantush, Mahdi S.: Non-steady flow to a well partially penetrating an infinite leaky aquifer; Proc. Iraqi Sci. Soc., 1, 1957.
- 19.- Kashef, A.I., Touloukian, Y.S., y Fadum, R. E.: Numerical solutions of steady-state and transient flow problems -- artesian and water-table wells; Purdue Univ. Eng. Expt. Sta. Bull. 117, Lafayette, Ind., 1952.
- 20.- Stallman, R. W.: Numerical analysis of regional water levels to define aquifer hydrology; Am. Geophys. Union Trans., - V. 37, No. 4, 1956.
- 21.- Boulton, N.S.: The drawdown of water-table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation; - Proc. Inst. Civil Engrs. (London) 3, Part III, 1954.
- 22.- Luthin, James N.: Drainage of agricultural lands; The American Society of Agronomy, Wisconsin, U.S.A., 1957.

- 23.- Hantush, Mahdi S.: Modification of the theory of leaky - aquifers; J. Geophys. Res., 65, 1960.
- 24.- Hantush, Mahdi S.: Flow to wells separated by a semiper-
vious layer; J. Geophys. Res., 72, 1967.
- 25.- Hantush, Mahdi S.: Hydraulics of gravity wells in sloping
sands; Am. Soc. Civil Engineers Proc., v. 88, no. HY 4, -
1962.
- 26.- Hantush, Mahdi S.: Flow of ground water in sands of nonuni-
form thickness; (Partes 1, 2 y 3); Jour. Geophys. Res., -
v. 67, 1962.
- 27.- Hantush, Mahdi S.: Wells in homogeneous anisotropic aquifers;
Water Resources Research, Vol. 2 No. 2, 1966.
- 28.- De Wiest, R. J. M.: On the theory of leaky aquifers; Jour.
Geophys. Res., Vol. 66 no. 12, 1961.
- 29.- De Wiest, R.J.M.: Flow to an eccentric well in a leaky cirou-
lar aquifer with varied lateral replenishment; Geofisica -
pura e applicata, v. 54, no. 1, 1962.
- 30.- Slepicka, F.: Contribution to the solution of the filtra-
tion law; As. Int. Hydr. So., Publ. No. 52, 1960.
- 31.- Swartzendruber, Dale: Non Darcy flow behavior in liquid- -
saturated porous media; J. Geophys, Res., Vol. 67, 1962.

- 32.- De Wiest, R.J.M.: On the storage coefficient and the equations of groundwater flow; J. Geophys. Res., Vol. 71, 1966.
- 33.- Crawford, F.W., y Hoover, Gary M.: Flow of fluids through porous mediums; J. Geophys. Res., Vol. 71, 1966.
- 34.- Cooper, H.H.: The equation of groundwater flow in fixed and deforming coordinates; J. Geophys. Res., Vol. 71, 1966.
- 35.- Bear, Jacob y Dagan, Gedeon: Some exact solutions of interface problems by means of the hodograph method; J. Geophys. Res., Vol. 69, 1964.
- 36.- Bear, Jacob y Dagan, Gedeon: Intercepting fresh water above the interface in a coastal aquifer; As. Int. Hydr. Sc., Publ. No. 64, 1964.
- 37.- Papadopoulos, Istavros S.: Non steady flow to multiaquifer wells; J. Geophys. Res., Vol. 71, No. 20, 1966.
- 38.- De Wiest, R.J.M.: Hydraulic model study of nonsteady flow to multiaquifer wells; J. Geophys. Res., Vol. 71 No. 20, 1966.
- 39.- Walton, W.C., y Neill, J.C.: Analyzing ground-water problems with mathematical models and a digital computer; As. Int. Hydr. Sc., Publ. No. 52, 1960.
- 40.- Skibitzke, H.E.: Electronic computers as an aid to the analysis of hydrologic problems; As.Int. Hydr. Sc. Publ. No.52, 1960.

- 41.- Brown, Russel H.: Progress in ground water studies with the electric-analog model; Jour. AWWA, Aug. 1962.
- 42.- Walton, William C. y Prickett, Thomas A.: Hydrogeologic - electric analog computers. Jour. Hyd. Div. ASCE, vol. 89, - HY6, 1963.
- 43.- Schenck, Hilbert Jr.: Simulation of the evolution of drainage-basin networks with a digital computer; J. Geophys. Res. Vol.68, No. 20, 1963.
- 44.- Chun, Robert Y.D., Weber, Ernest M., y Mido, Kiyoshi: Computers-tools for sound management of ground water basins;- As. Int. Hydr. So., Publ. No. 64, 1964.
- 45.- Figueroa Vega, Germán E.: Paradojas de los estudios geohidrológicos; Estudio 385 de la C.H.C.V.M.(SRH).
- 46.- Figueroa Vega, Germán E.: El estudio del agua subterránea; Folleto de divulgación No. 1 de la C.H.C.V.M.(SRH). 1968.
- 47.- Hantush, Mahdi S; Hydraulics of wells; (Ultimo Capitulo del primer tomo de la obra "Advances in Hydroscience", editada por Van te Chow); Academic Press, 1964.
- 48.- Langhaar, H.L.: Dimensional analysis and theory of models; John Wiley & Sons, Inc., 1951.
- 49.- Harr, Milton E.: Groundwater and seepage; Mc. Graw Hill - Book Co., 1962.



- 50.- Hantush, Mahdi S.: Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers; Trans. Am. Geophys. Union, 37, 1956.
- 51.- Hantush, Mahdi S.: Drawdown around a partially penetrating well; Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 87, HY4, 1961.
- 52.- Glover, R.E. y Bittinger, M.W.: Drawdown due to pumping - from an unconfined aquifer; Am. Soc. Civil Engrs. Proc. - v. 86, no. IR3, 1960.
- 53.- Abramowitz, Milton y Stegun, Irene A.: Handbook of mathematical functions; Dover Publications Inc. N.Y., 1965.
- 54.- Watson, G.N.: A treatise on the theory of Bessel functions; Cambridge University Press, 1962.
- 55.- Casagrande, A.: Classification and Identification of soils; Proc. Am. Soc. C.E., 1947.
- 56.- Wenzel, L.K.: Methods for determining permeability of water-bearing materials; U.S. Geol. Survey, Water Supply Paper 887, 1942.
- 57.- Karplus, W. J.: Analog simulation; Mc.Graw Hill Co. Inc., - 1958.
- 58.- Volynskii, B.A., y Bukhman, V.Ye.: Analogues for the solution of boundary value problems; Pergamon Press, 1965.
- 59.- Sains Ortiz, Ignacio: Safe yield estimates of ground-water resources in the valley of Mexicali, México; Anales del - Instituto de Geofisica, Vol. 11, UNAM, 1965.

- 60.- Figueroa Vega, Germán E.: La interpretación de abatimientos medios regionales provocados por bombeo mediante pozos; Boletín técnico No. 27 de la C.H.C.V.M., (SRH), 1968.
- 61.- Vemuri, Venkateswararao y Dracup, John A.: Analysis of non linearities in ground water hydrology: A hybrid computer - approach, Water Resources Research, Vol. 3 No. 4, 1967.
- 62.- Luthin, J.N.: An electrical resistance network solving - drainage problems; Soil Sci., Vol.75, 1953.
- 63.- Foley, Joseph: Computer applications in ground water hydrology; Proc.Am.Soc. C.E., Vol. 86, IR3, 1960.
- 64.- Forchheimer, Ph.: Tratado de Hidráulica, Editorial Labor, S.A., 1950 (segunda reimpresión de la tercera impresión - alemana).
- 65.- Muskat, M.: The flow of homogeneous fluids through porous media; Mc. Graw Hill Book Co., Inc., 1937.
- 66.- Meinzer, Oscar E.: Hydrology; Dover Publications, Inc. 1949. (reimpresión de la edición Mc. Graw Hill de 1942).
- 67.- Schoeller, H.: Les eaux souterraines; Masson et Cie., - Paris, 1962.
- 68.- Rouse, Hunter (editor): Engineering hydraulics; John Wiley & Sons, Inc., 1950.
- 69.- Carslaw, H.S. y Jaeger, J.C.: Conduction of heat in solids; Oxford University Press, 1959.

- 70.- Polubarinova-Kochina, P. Ya.: Theory of ground water movement; Princeton University Press, 1962. (Traducción del ruso efectuada por Roger De Wiest).
- 71.- De Wiest, Roger M.: Geohydrology; John Wiley & Sons Inc., 1965.
- 72.- Davis, Stanley N. y De Wiest, R.M. : Hydrogeology; John - Wiley & Sons., Inc., 1966.
- 73.- Chow, Ven te (editor): Handbook of applied hydrology; - Mc. Graw Hill Book Co., 1964.
- 74.- Tranter, C. J.: Integral transforms in mathematical Physics; Methuen & Co. Ltd., 1959 (tercera impresión).
- 75.- Erdelyi, A., Magnus, W., Oberhettinger, F., y Tricomi, - F.G.: Tables of integral transforms; Mc. Graw Hill Book - Co., 1954.
- 76.- Erdelyi, A., Magnus, W., Oberhettinger, F., y Tricomi, - F.G.: Higher trascendental functions; Mc. Graw Hill Book Co., 1953.
- 77.- Grandall, S.H.: Engineering analysis; Mc. Graw Hill Book Co., 1956.
- 78.- Theis, C.V.: Estimating transmissibility from specific capacity; U.S. Geological Survey, Ground water branch No.24, 1954.

- 79.- Jacob, C.E.: Drawdown test to determine effective radius of artesian well; Trans. Amer. Soc. Civil Engrs., vol. 112, - 1947.