

AGENCY FOR INTERNATIONAL DEVELOPMENT PPC/CDIE/DI REPORT PROCESSING FORM

ENTER INFORMATION ONLY IF NOT INCLUDED ON COVER OR TITLE PAGE OF DOCUMENT

1. Project/Subproject Number

519-0320

2. Contract/Grant Number

3. Publication Date

1994

4. Document Title/Translated Title

Pasos para la contratación de pozos
(Steps in the contracting of wells)

5. Author(s)

1.
2.
3.

6. Contributing Organization(s)

Louis Berger International, Inc.

7. Pagination

unpaged

8. Report Number

9. Sponsoring A.I.D. Office

USAID San Salvador IRD/MID

10. Abstract (optional - 250 word limit)

11. Subject Keywords (optional)

1. 4.
2. 5.
3. 6.

12. Supplementary Notes

Used in AID-sponsored workshop: Design of Machine Drilled Wells

13. Submitting Official

Benn Scott PPD/Library

14. Telephone Number

(503) 298-1666 x-1306

15. Today's Date

14 Oct. 94

16. DOCID

17. Document Disposition

DOCRD [] INV [] DUPLICATE []

PASOS PARA LA CONTRATACION DE POZOS

1. ESTIMACION DE COSTOS
2. SELECCION DEL METODO DE CONTRATACION
3. PRECALIFICACION DE EMPRESAS
4. PREPARACION DE LOS DOCUMENTOS DE LICITACION
5. DISTRIBUCION DE IPL
6. REUNION DE PRELICITACION
7. EVALUACION Y ADJUDICACION

DEFINICION DE TERMINOS

- A. OFERTA SENSIBLE
- B. OFERENTE RESPONSABLE
- C. MODIFICACION MENOR

EJEMPLO DE IFB PARA POZOS

C O N T E N I D O

- I. INSTRUCCIONES A LOS LICITANTES
- II. CONDICIONES GENERALES
- III. CONDICIONES ESPECIALES
- IV. ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PLANOS
- V. ANEXOS
 - A. FORMULARIO DE OFERTAS
 - B. INFORMACION BASICA DEL PROYECTO
 - MAPA No. 1 MAPA DE UBICACION
 - MAPA No. 2 MAPA GEOLOGICO

II. CONDICIONES GENERALES

CG-1	DEFINICIONES E INTERPRETACIONES
CG-2	DOCUMENTOS CONTRACTUALES
CG-3	OBLIGACIONES GENERALES
CG-4	RESPONSABILIDADES ESPECIFICAS DEL CONTRATISTA
CG-5	LEYES Y REGLAMENTOS
CG-6	NORMAS Y ABREVIATURAS
CG-7	COMIENZO, PROSECUCION Y TERMINACION DE LA OBRA
CG-8	PROGRAMA DE TRABAJO
CG-9	PLAN DE PAGOS
CG-10	SUBCONTRATISTAS
CG-11	DISCREPANCIAS
CG-12	DEMORAS Y PRORROGAS
CG-13	AUTORIDAD DEL SUPERVISOR
CG-14	ORDEN DE CAMBIO
CG-15	SOLICITUDES DE PAGO
CG-16	AUTORIZACIONES DE PAGO
CG-17	RECLAMOS POR DAÑOS
CG-18	OBRA EJECUTADA POR EL CONTRATISTA SIN AUTORIZACION DEL SUPERVISOR
CG-19	INSPECCION
CG-20	BITACORAS
CG-21	DERECHO DEL PROPIETARIO A SUSPENDER EL TRABAJO
CG-22	DERECHO DEL PROPIETARIO A RESCINDIR EL CONTRATO
CG-23	DERECHO DEL CONTRATISTA A SUSPENDER EL TRABAJO O TERMINAR EL CONTRATO

- CG-24 ARBITRAJE
- CG-25 PREVENCIÓN DE ACCIDENTES, INFORME DE ELLOS
- CG-26 BOTIQUIN
- CG-27 LETRINAS
- CG-28 SERVIDUMBRES
- CG-29 AGUA POTABLE
- CG-30 CONDICIONES CLIMATICAS
- CG-31 EQUIPO, HERRAMIENTAS, MANO DE OBRA Y MATERIALES
- CG-32 ENTREGA Y ALMACENAJE DE MATERIALES
- CG-33 COSTO A CUMPLIR
- CG-34 DAÑOS LIQUIDADOS
- CG-35 DERECHOS LEGALES NO RENUNCIABLES
- CG-36 PERMISO Y APROBACION DE INSTALACIONES Y CONSTRUCCIONES
- CG-37 PRUEBA FINAL DE LAS INSTALACIONES
- CG-38 PLANOS "ASI SE CONSTRUYO"
- CG-39 ACEPTACION FINAL DE LAS OBRAS
- CG-40 LIQUIDACION FINAL

III. CLAUSULAS ESPECIALES

(Basadas en cláusulas obligatorias de USAID
para Entidades Gubernamentales)

- CLAUSULA 1: DEFINICIONES
- CLAUSULA 2: EFECTO JURIDICO DE LAS APROBACIONES
Y DECISIONES DE LA USAID
- CLAUSULA 3: NACIONALIDAD, FUENTE Y PREFERENCIA
CON RESPECTO A LA CARGA
- CLAUSULA 4: SEGURO DE ACCIDENTES DE TRABAJO
- CLAUSULA 5: IMPUESTOS DEL PAIS BENEFICIARIO
- CLAUSULA 6: UTILIZACION DE COMPAÑIAS DE
TRANSPORTE AEREO ESTADOUNIDENSES
- CLAUSULA 7: CODIGOS GEOGRAFICOS RELEVANTES DE
USAID

IV. ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PLANOS

- 1.0 Alcance de Trabajo
- 2.0 Condiciones Generales
- 3.0 Calificaciones del Contratista
 - 3.1 Permisos y Licencias
 - 3.2 Inventario del Equipo
 - 3.3 Presentación del Programa de Perforación/Reunión previa a la Construcción
- 4.0 Materiales Suministrados por el Propietario
- 5.0 Perforación del pozo
 - 5.1 Fluidos para Perforación
 - 5.2 Muestreo
 - 5.3 Perfil Geofísico
 - 5.4 Entubado e Instalación del Pozo
 - 5.5 Rejilla
 - 5.6 Lechada de Cemento
 - 5.7 Grava
 - 5.8 Colocación de la Capa de Grava
 - 5.9 Desinfección
- 6.0 Desarrollo del Pozo
 - 6.1 Desarrollo del Bombeo
 - 6.2 Pruebas de Bombeo
 - 6.3 Muestreo de Aguas
 - 6.4 Desinfección
 - 6.5 Aplomo y Alineación
- 7.0 Instalación y Pruebas de la Bomba
 - 7.1 Instalación del Tubo de Sondeo
- 8.0 Concreto Armado para las Estructuras de la Superficie
 - 8.1 Materiales
 - 8.2 Clase de Concreto
 - 8.3 Contenido de Aire y Consistencia
 - 8.4 Mezcla del Concreto
 - 8.5 Inspección y Pruebas
 - 8.6 Manejo y Medición de los Materiales
 - 8.7 Mezcladores y Mezcla
 - 8.8 Preparación del Encofrado y Tierra Nivelada (Cama)

- 8.9 Colocación
- 8.10 Refuerzo
- 8.11 Remoción del Encofrado
- 8.12 Acabado de las Superficies
- 8.13 Acabado de las Superficies Encofradas
- 8.14 Curación
- 8.15 Remoción y Reposición o Reparación
- 8.16 El Concreto en Clima Frío
- 8.17 El Concreto en Clima Cálido

- 9.0 Marcadores de Identificación y Placas

- 10.0 Registros y Diarios

- 11.0 Pozos Abandonados

- 12.0 Cláusula por Fugas

- 13.0 Medición

- 14.0 Pago

- 15.0 Cláusula Pendiente

ANEXOS

- A. Formulario de Ofertas
- B. Información Básica del Proyecto

- MAPA No. 1 Mapa de Ubicación
- MAPA No. 2 Mapa Geológico

EVALUACION DE OFERTAS

LICITACION ANDA AID 02/93 "PERFORACION DE 5 POZOS EN EL CANTON SANTA BARBARA, DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO, CONVENIO DE DONACION 519-0320, COMPONENTE III"

COMPARACION DE OFERTAS						
ITEM	TECNOLOGIA Y POZOS, SA/CV	COMPOZOS, SA/CV	LA CASA DEL POZO	POZCO, SA/CV	POZSAL	REQUISITOS DEL IFB
Equipo	2 máquinas perforadoras (rotativas), herramientas, equipo para pruebas de aforo y registro eléctrico.	2 máquinas perforadoras (rotativas), martillo de fondo, herramientas, equipo para pruebas de aforo y registro eléctrico.	1 máquina perforadora (percusión), herramientas, equipo para pruebas de aforo y registro eléctrico.	2 máquinas perforadoras, herramientas, equipo para pruebas de aforo.	2 máquinas perforadoras (rotativas), herramientas, equipo para pruebas de aforo y registro eléctrico.	Maquinaria adecuada
Programa de trabajo	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Programa adecuado
Plazo de ejecución	80 días calendario	105 días calendario	150 días calendario	180 días calendario	150 días calendario	180 días calendario
Costo ofertado (¢)	77,975.30	80,506.20	103,297.30	77,233.20	105,743.62	71,160.90 *
Costo ajustado (¢)						

Estimación por ANDA-AID

EVALUACION DE OFERTAS

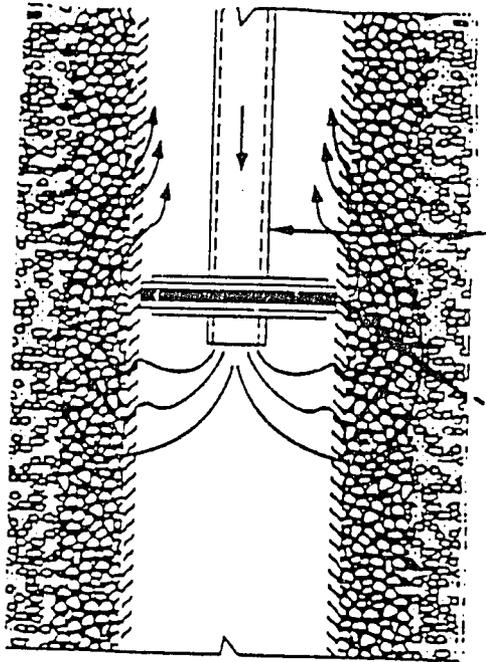
LICITACION ANDA-AID 0293 *PERFORACION DE 5 POZOS EN EL CTON. SANTA BARBARA,
 DEPTO. DE CHALATENANGO, CONVENIO DE DONACION 519-0320, COMPONENTE IIL

PARTIDA	DESCRIPCION	CANT.	UNIDAD	ESTIMACION ANDA-AID		TEC Y POZOS		COMPOZOS		LA CASA DE POZOS		POZCO		POZAL	
				PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 0	Instalacion sobre pozo	1 00	S.G	1.644 80	1.644 80	1.500 00	1.500 00	2.500 00	2.500 00	2.200 00	2.200 00	1.000 00	1.000 00	1.830 00	1.830 00
2 0	Perforacion en material blando	25 00	M	186 00	4.650 00	150 00	3.750 00	200 00	5.000 00	300 00	7.500 00	75 00	1.875 00	300 00	12.200 00
3 0	Perforacion en material duro	25 00	M	382 00	9.600 00	300 00	7.500 00	400 00	10.000 00	500 00	12.500 00	300 00	8.750 00	800 00	22.500 00
4 0	Regatros electricos	1 00	C/U	879 88	879 88	2.500 00	2.500 00	800 00	1.300 00	1.200 00	1.200 00	300 00	300 00	1.023 00	1.023 00
5 0	Perfil biotecnico	1 00	C/U	1.820 00	1.820 00	2.300 00	2.300 00	2.000 00	2.000 00	2.200 00	2.200 00	1.500 00	1.500 00	2.125 00	2.125 00
6 0	Tub. rejilla 4" PVC SDR 17	24 00	M	205 78	4.939 24	250 00	6.000 00	280 00	6.720 00	280 00	6.980 00	200 00	4.800 00	286 00	8.864 00
7 0	Tub. ciego 4" PVC SDR 17	36 00	M	207 89	7.478 48	280 00	9.360 00	275 00	9.900 00	300 00	10.800 00	210 00	7.560 00	253 00	9.108 00
8 0	Empaque de grava	0 82	M3	500 18	410 13	580 00	483 80	800 00	482 00	700 00	574 00	800 00	482 00	638 00	501 52
9 0	Limpieza y desesballe	30 00	HORAS	189 56	5.686 80	230 00	7.300 00	240 00	7.200 00	300 00	9.000 00	200 00	6.000 00	231 00	7.530 00
10 0	Pruebas de cierre	27 00	HORAS	222 40	6.004 80	200 00	5.400 00	300 00	8.100 00	300 00	9.450 00	280 00	7.020 00	280 00	7.580 00
11 0	Sello impermeable	0 02	M3	271 20	5 42	300 00	6 00	320 00	6 40	380 00	7 60	300 00	6 00	385 00	7 70
12 0	Sello material del lugar	1 02	M3	153 20	156 36	175 00	178 50	180 00	183 60	225 00	228 50	180 00	183 20	220 00	224 40
13 0	Sello cementado	0 10	M3	380 40	38 04	420 00	42 00	480 00	48 00	510 00	51 00	470 00	47 00	300 00	30 00
14 0	Plataforma	1 00	C/U	1.641 80	1.641 80	700 00	700 00	2.500 00	2.500 00	3.500 00	3.500 00	2.000 00	2.000 00	1.580 00	1.580 00
15 0	Canalote	3 00	M	184 00	492 00	210 00	630 00	205 00	615 00	225 00	675 00	175 00	325 00	210 00	630 00
16 0	Pozo de infiltracion	1 00	C/U	177 80	177 80	200 00	200 00	210 00	210 00	250 00	250 00	220 00	220 00	230 00	230 00
17 0	Instalacion de bomba	1 00	S.G	212 80	212 80	225 00	225 00	300 00	300 00	350 00	350 00	200 00	200 00	250 00	250 00
18 0	Desinfeccion de pozo	1 00	S.G	1.067 20	1.067 20	1.000 00	1.000 00	1.500 00	1.500 00	1.750 00	1.750 00	400 00	400 00	2.020 00	2.020 00
19 0	Tub. PVC 1" SDR 26	80 00	M	86 90	6.952 00	120 00	7.200 00	110 00	8.800 00	135 00	8.100 00	120 00	7.200 00	120 00	7.200 00
SUBTOTAL X 1 POZO				53.132 90		58.475 30		84.306 20		77.297 30		50.256 20		83.743 62	
SUBTOTAL X 5 POZOS				265.664 50		282.376 50		321.511 00		386.486 50		251.291 00		416.716 10	
20 0	Sum. a nivel de retulo	1 00	C/U	1.712 00	1.712 00	1.500 00	1.500 00	1.200 00	1.200 00	1.000 00	1.000 00	5.000 00	5.000 00	2.000 00	2.000 00
21 0	Mobilizacion general	1 00	S.G	22.400 00	22.400 00	30.000 00	30.000 00	15.000 00	15.000 00	25.000 00	25.000 00	30.000 00	30.000 00	20.000 00	20.000 00
TOTAL				289.776 50		313.876 50		337.711 00		412.486 50		306.291 00		440.716 10	

BEST AVAILABLE DOCUMENT

10

Figura 1

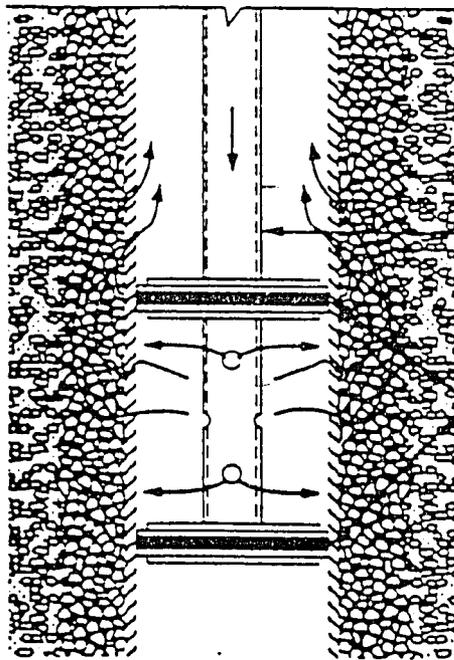


Tubo Porta-Pistón
(Generalmente Barras
de Perforación)

Pistón

PISTON SENCILLO

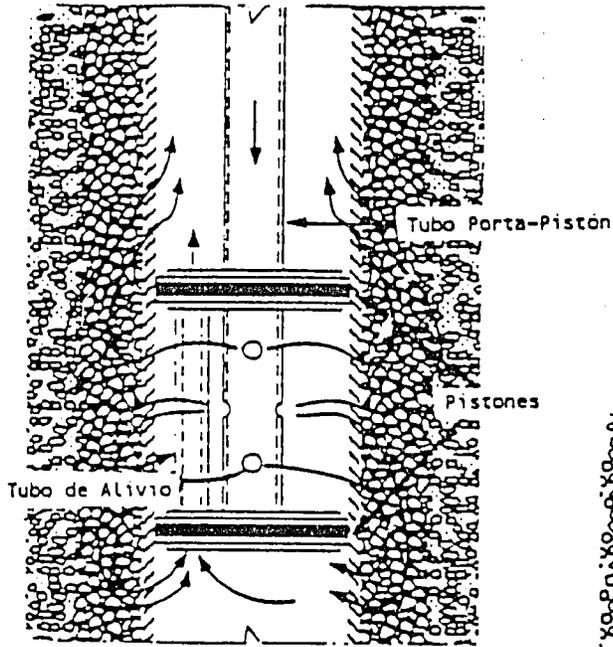
Figura 2



Pistones (2)

PISTON DOBLE
(Sin Tubo de Alivio)

Figura 3



PISTON DOBLE
(Con Tubo de Alivio)

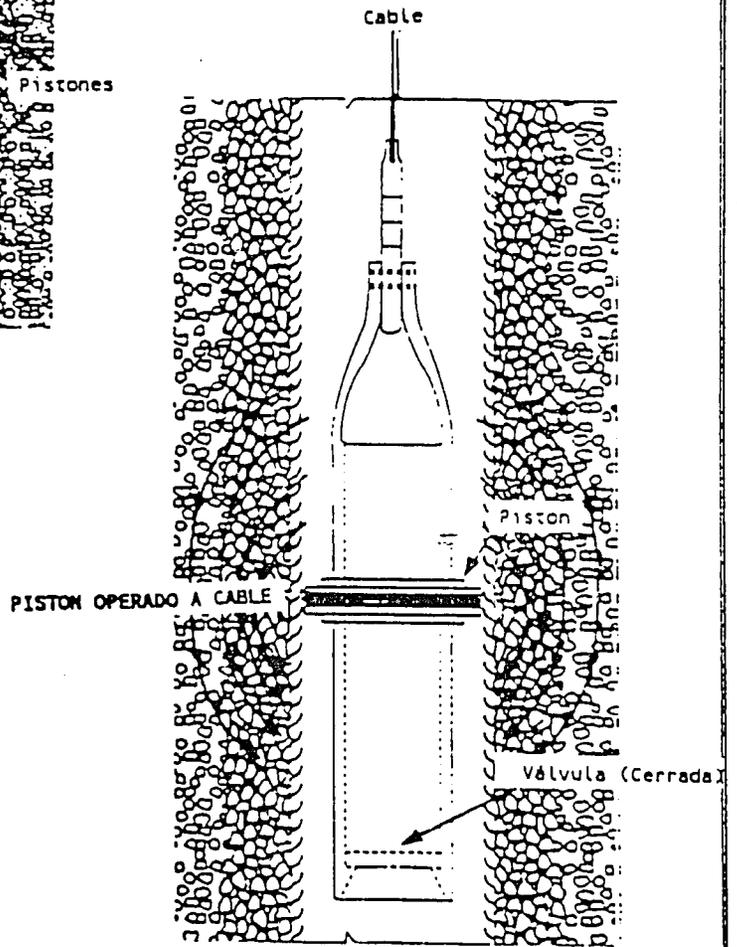


Figura 4

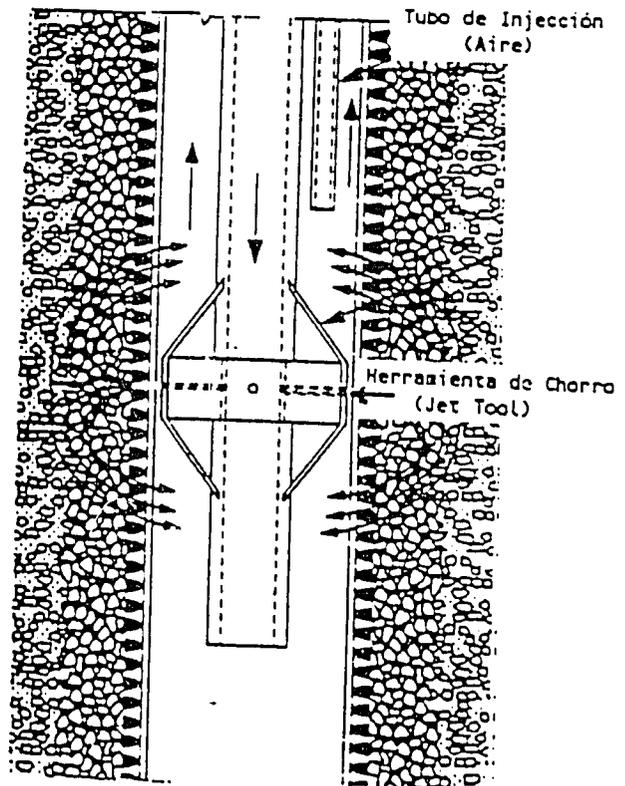
BEST AVAILABLE DOCUMENT

Figura 5



DESARROLLO NATURAL

Figura 6



BEST AVAILABLE DOCUMENT

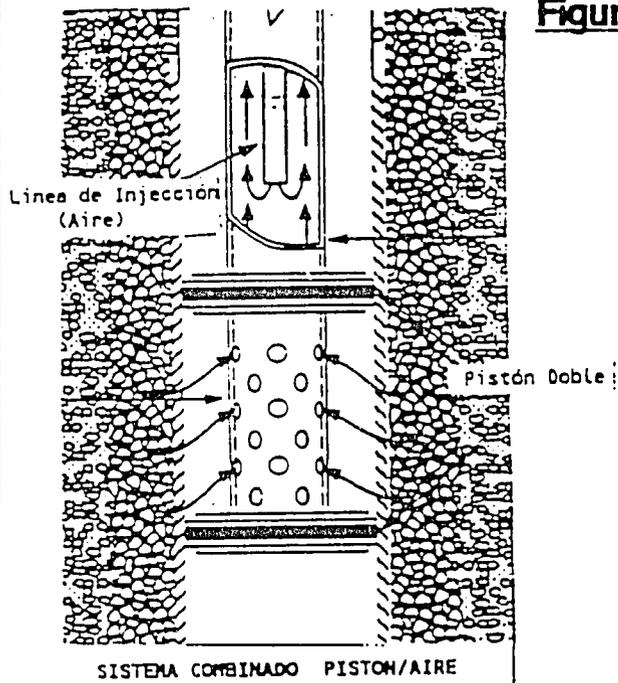


Figura 7

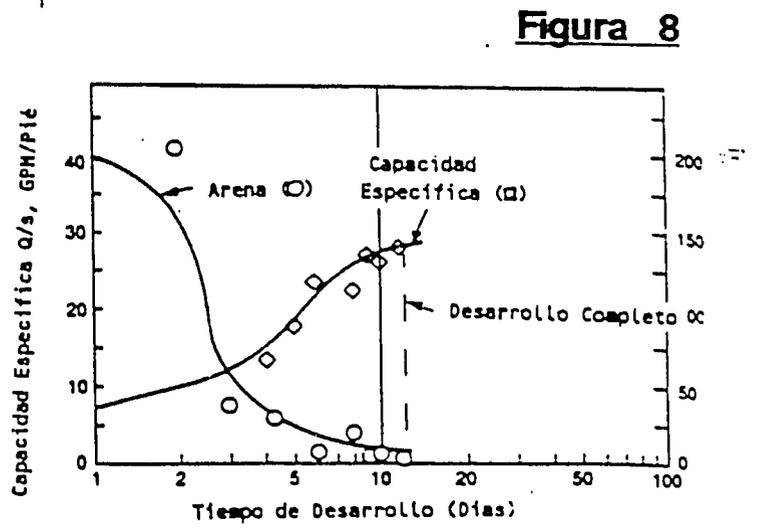


Figura 8

EVOLUCION DEL DESARROLLO

A P E N D I C E "A"

Diseño de un Sistema para Bombeo con Aire Comprimido

Un diseño eficiente para bombear un pozo de agua con aire, requiere un conocimiento preciso de algunas características de pozo :

(S) = Nivel estático del agua en el pozo (pies)

(D) = Abatimiento - en pies - a caudal (Q)

(L) = Altura Dinámica, o (S) + (D)

(Q) = Régimen de Bombeo (Caudal) gpm

(A) = Largo total de la línea de Inyección de aire desde la superficie (pies).

La sumergencia inicial del sistema es la profundidad total de la línea de aire (A), menos el nivel estático (S). La Tabla I define Sumergencia, volumen libre de aire y presión de arranque a varias profundidades. El sistema funciona mejor cuando el tubo esta sumergido por lo menos en dos terceras partes de su extensión. La sumergencia de operación es la profundidad del tubo de aire, menos la altura dinámica. (Tabla I)

La sumergencia de operación se expresa generalmente en términos porcentuales del largo del tubo de inyección y se calcula en la siguiente forma :

$$\text{Sumergencia} = 100(A-L)/A\%$$

La sumergencia de arranque determina la presión de aire necesaria para arrancar el bombeo, puesto que se debe desplazar el agua que se encuentra dentro del tubo. La presión de arranque puede ser mucho mayor a la presión de bombeo, puesto que el nivel de agua baja considerablemente durante el bombeo. La presión de aire de arranque (P) se puede calcular así :

$$(P) = (A - S)/ 2.31 \text{ psi}$$

Los sistemas de bombeo para desarrollo de pozos no requieren la precisión y el refinamiento de las instalaciones permanentes, pues la eficiencia no representa un problema dada la corta duración de la operación. Sin embargo, es imprescindible mantener la relación adecuada entre los diámetros de el tubo de descarga y la línea (tubo) de inyección, así como la sumergencia del sistema.

El diametro del tubo de descarga (columna) se calcula :

$$Q1 = av$$

donde:

Q1 = Cantidad de la mezcla aire/agua pies³/seg.

a = Area de sección del tubo de descarga

v = Velocidad de desplazamiento de la mezcla pies/seg

Se considera una velocidad satisfactoria de 1.2 a 30 pies/seg., dependiendo de la sumergencia. El caudal Q1 (de la mezcla) en la columna, es el volumen de agua mas el de aire. El aire se expande al subir por el tubo de descarga aumentando el volumen y consecuentemente la velocidad. El diámetro adecuado de el tubo de inyección depende del volumen y la presión del aire que conduce, así como de el largo del tubo. Generalmente se usa una velocidad de 30 a 40 pies por segundo, aunque puede ser mayor. Existe la posibilidad de inyectar aire en exceso, lo cual causa fricción excesiva en el tubo de inyección y una expansión incompleta en la descarga. La siguiente fórmula ofrece una estimación del volumen de aire requerido:

$$V_a = \frac{L}{C \log_{10} \frac{(A-L) + 34}{34}}$$

donde :

V_a = Pies cúbicos de Aire por Galón de Agua

C = Valor constante de Tabla II

Valores representativos de sumergencia, volumen de aire requerido y presión de arranque se muestran en la tabla que sigue .

Para un estudio detallado de los modelos matemáticos de los métodos de desarrollo mas usuales y sus resultados, dirigirse a Roscoe Moss Co., 4360 Worth Street, Los Angeles, California

T A B L A I

Tabla de Constantes

% Sumergencia	75	70	65	60	55	50	45
C (DAL)	366	358	348	318	296	272	246
C (IAL)	330	322	306	285	262	238	214

Donde C (DAL) = Constante para Tubo de Inyección Externo
 C (IAL) = Constante para Tubo de Inyección Interno

T A B L A II

Sumergencia, Volumen de Aire, Presion de Aranj

Altura de Bombeo M. METERS	Porcentaje Sumergencia (RANGO)	VOLUMEN DE AIRE OR GALON (Va POR GAL.)	PRESION ARRANQUE A% SUMERGENCIA
20	55 a 70	.12	25 psi - 65%
30	55 a 70	.16	37 psi - 65%
40	50 a 70	.27	49 psi - 65%
50	50 a 70	.29	62 psi - 65%
60	50 a 70	.32	74 psi - 65%
80	50 a 70	.36	99 psi - 65%
100	45 a 70	.47	08 psi - 60%
125	45 a 65	.53	120 psi - 55%
150	40 a 65	.69	144 psi - 55%
175	40 a 60	.75	152 psi - 50%
200	40 a 60	.81	173 psi - 50%
250	40 a 60	.92	216 psi - 50%
300	37 a 55	1.20	236 psi - 45%
350	37 a 55	1.32	275 psi - 45%
400	37 a 50	1.72	289 psi - 40%
450	35 a 45	1.84	325 psi - 40%
500	35 a 45	1.97	361 psi - 40%
550	35 a 45	2.09	397 psi - 40%
600	35 a 45	2.20	433 psi - 40%
650	35 a 45	2.32	469 psi - 40%
700	35 a 40	2.99	505 psi - 40%

La lista siguiente de índices de corrosividad del agua puede ser útil al diseñador que desea descubrir las condiciones potenciales de corrosividad de ésta.

Valor bajo del pH. Si éste es menor que 7.0, el agua es ácida y existen condiciones de corrosividad.

2. Oxígeno disuelto. Si éste excede de 2 ppm, al agua es corrosiva. El oxígeno disuelto se encuentra de preferencia en los pozos freáticos someros. Resulta difícil determinar con precisión el oxígeno disuelto.
3. Sulfuro de hidrógeno. Su presencia puede establecerse fácilmente por su característico olor a huevos podridos. Las concentraciones menores de 1 ppm pueden causar una corrosión severa y esta cantidad se percibe fácilmente por el olfato o el gusto.
4. Sólidos disueltos totales. Si el contenido mineral disuelto excede de 1,000 ppm, la conductividad eléctrica del agua es suficientemente alta como para causar corrosión electrolítica. Para evitar esto, se necesitan rejillas fabricadas de un solo metal, resistente a la corrosión.
Dióxido de carbono. Si la presencia de este gas excede de 50 ppm, el agua es corrosiva.
6. Cloruros. Si el contenido de cloruros en el agua sobrepasa las 500 ppm, la corrosión es de esperarse.

Cuando se presentan combinaciones de cualquiera de estos agentes corrosivos, el efecto aumenta y cualquier conjunto de dos de ellos por lo general produce mayor corrosión que uno cualquiera por sí solo.

CUADRO Nº 1
Los Problemas Más Comunes en Varias Clases de Capas Acuíferas y la Frecuencia de Mantenimiento Necesario

Tipo de Capa Acuífera	Problemas de Pozos Más Comunes*	Frecuencia de Mantenimiento Principal Necesario (Municipal)
Aluvión	Limo, barro, intrusión de arena; precipitación de hierro; incrustación de rejillas; atascamiento biológico; recarga limitada; deterioro de la tubería	2-5 años
Arenisca	Fisura obstruida; deterioro de la tubería; producción de arena; corrosión	6-10 años
Cal	Fisura obstruida por barro, limo, y escala carbónica	6-12 años
Lava Basáltica	Fisura y vesícula obstruida por barro y limo; alguna escala de deposición	6-12 años
Arenisca Interestratificada y Esquisto	Bajas producciones iniciales; obstrucción del acuífero por barro y limo; fisura obstruida; recarga limitada; deterioro de la tubería	4-7 años
Metamórfica	Baja producción inicial; fisura obstruida por limo y barro; mineralización de las fisuras	12-15 años
Sedimentación Consolidada	Fisura obstruida por hierro y otros minerales; producción inicial entre baja y mediana	6-8 años
Sedimentación Semiconsolidada y Consolidada	Barro, limo, intrusión de arena; incrustación de rejillas en pozos de arena y grava; fisura obstruida por acuíferos de arenisca en la arena interestratificada, grava, margas, barro, formaciones de limo; atascamiento biológico; precipitación de hierro	5-8 años

Excluyendo las bombas y declinando las tablas de agua.

Los estimados de la Frecuencia de Mantenimiento Principal se basan en las siguientes suposiciones:

1. Los pozos se están bombeando continuamente al nivel más alto que son capaces de producir.
2. El mantenimiento principal es requerido cuando la producción continua, baja un 75 por ciento de su producción inicial.
3. El mantenimiento principal es considerado para representar un costo de aproximadamente un 10 por ciento del costo actual de repuesto. Mantenimiento menor se excluye.
4. Los pozos están diseñados de acuerdo a las prácticas actuales, no necesariamente de acuerdo a la mejor tecnología disponible.

CORROSION E INCRUSTACION

Entre los factores más importantes para definir el diseño, la selección de materiales, y la operación de un pozo de agua, están la corrosión e incrustación. Estos elementos son la causa de muchos problemas y con frecuencia limitan la vida útil del pozo y sus equipos y accesorios. Aunque la corrosión o la incrustación no produzcan el colapso total del pozo, pueden ser motivo de una notable disminución en el caudal, la eficiencia, el control de arena, etc.

El Capítulo Décimo de "Handbook of Ground Water Development" está dedicado a la comprensión del equilibrio químico, la calidad del agua y la correlación entre estos factores.

Al comprender los mecanismos involucrados en estos procesos, el Ingeniero que diseña el pozo, podrá elegir los materiales adecuados de acuerdo a las condiciones existentes y a la vida útil prevista para el pozo.

Hasta el momento, el material más adecuado para pozos de tipo industrial (agua potable, usos industriales, riego, etc.), sigue siendo el acero, debido a sus propiedades físicas que determinan la resistencia estructural del

pozo, factor de vital importancia para su vida útil. El acero es indudablemente el material de menor costo entre los que pudieran reunir las condiciones físico-químicas exigidas por estas construcciones subterráneas. Las ventajas que ofrece el acero exceden, casi siempre, la desventaja de estar sujeto a los efectos de corrosión e incrustación.

La corrosión, en un pozo de agua, se manifiesta en cuatro zonas perfectamente identificadas; la superficie externa del tubo, que está en contacto con la formación o la grava filtrante; la superficie interna, por encima del nivel estático; y la superficie interna entre los niveles estático y dinámico, llamada también "zona mojada", donde la alternancia (seca/mojada) de la pared, produce la corrosión más aguda.

Cuando el acero se oxida se produce un deterioro estructural que puede llegar a producir el colapso de la tubería y/o las rejillas (filtros). El ensanchamiento de las ranuras por causa de la corrosión, puede permitir el paso de la grava y la arena, con efectos muy graves para el

funcionamiento eficiente del pozo y sus equipos auxiliares, como la bomba, el motor, los medidores de flujo, válvulas, etc. Cada una de estas zonas reacciona individualmente, de acuerdo a las características de los constituyentes químicos y bacteriológicos de la formación, de la atmósfera y del agua subterránea.

Los daños producidos por la corrosión han sido motivo de muchas y muy serias investigaciones, permitiendo señalar determinadas características de calidad de agua que son totalmente incompatibles con ciertos materiales instalados en los pozos.

El término "incrustación" es utilizado para describir cualquier sustancia indeseable que se deposita en la superficie de los filtros o los tubos de Revestimiento, incluyendo los productos de la corrosión, minerales precipitados, arena y otras partículas de la formación geológica como cultivos de bacterias. Mientras la corrosión tiende a ensanchar las ranuras de las rejillas (filtros), la incrustación tiende a cerrarlas, depositándose sobre la superficie del acero. A mayor superficie expuesta, por supuesto, mayor corrosión y mayor incrustación. Los efectos obvios de la incrustación son la disminución de la capacidad específica y la pérdida de carga. Se han podido comprobar que la capacidad del pozo puede disminuir hasta un cien por ciento por efecto de la incrustación.

El material ideal para resistir los efectos de corrosión e incrustación es el acero inoxidable; sin embargo, su alto costo lo hace poco práctica y su utilización solo se justifica cuando las condiciones extremas acortan la vida del pozo a 15 años o menos (esta es una cifra arbitraria que depende de muchos otros factores). La experiencia en pozos anteriores puede señalar la necesidad de usar acero inoxidable para asegurar una vida útil razonable.

La relación de costo entre los aceros utilizados más comúnmente, es de la siguiente magnitud:

Acero al Carbono	1.0
Acero al Cobre	1.1 a 1.2
Acero Inoxidable	3.0 a 5.0

Si bien la diferencia de costos es dramática, se debe tomar en cuenta la relativa incidencia de costo en el costo total del pozo y el sistema de producción (bomba e instalaciones de superficie). Dada la influencia del material en la productividad y la vida útil del pozo, el acero inoxidable puede ser realmente el material más conveniente para proteger la inversión en determinados casos.

Materiales Plásticos

La resistencia a la corrosión de los tubos y rejillas plásticos, es, indudablemente, superior a la de los aceros comunes y acero al cobre; sin embargo, cuando se trata de pozos de tipo industrial, que requieren diámetros de

INFORMACION DEL POZO Y LA BOMBA

Ubicación del Pozo					Nombre y Dirección del Propietario					
Cantón, Municipalidad y Departamento					Profundidad del Pozo					
Nombre de Calle y Ciudad, o Datasca y Datasca desde las Intersecciones										
Muestra la Ubicación Exacta del Pozo <small>Debajo un Mapa con la Ubicación del Pozo</small>					Punto de Información Desde Donde Se Han Tomado Todas Las Muestras					
Método de Perforación					<input type="checkbox"/> Cable Herramienta <input type="checkbox"/> Rotario Directo <input type="checkbox"/> Rotario Inverso		<input type="checkbox"/> Tubo Hueco <input type="checkbox"/> Rotario de Aire <input type="checkbox"/> Chorreado		<input type="checkbox"/> Menejado <input type="checkbox"/> Palas de Barrena <input type="checkbox"/> Barrena de Vuelo	
					USO <input type="checkbox"/> Doméstico <input type="checkbox"/> Irrigación <input type="checkbox"/> Prueba de Pozo <input type="checkbox"/> Abastecimiento Público <input type="checkbox"/> Municipal <input type="checkbox"/> Calentamiento o Enfriamiento <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Minero					
Consistencia, Elevación, Origen de la Información, Etc.					TIPO DE TUBERÍA					
					<input type="checkbox"/> Acero <input type="checkbox"/> Trenzado <input type="checkbox"/> Alambre estriado/alambre superficie <input type="checkbox"/> Soldado <input type="checkbox"/> Galvanizado <input type="checkbox"/> PVC <input type="checkbox"/> Sotocase Zapato de muelle? Si No Diámetro del hoyo _____ pulgadas a _____ pies Peso _____ lb/pc Sds. N° _____ _____ pulgadas a _____ pies Peso _____ lb/pc Sds. N° _____ _____ pulgadas a _____ pies Peso _____ lb/pc Sds. N° _____					
Información de Hoyo Perforado					PORCIÓN TOMADA DEL POZO					
REGISTRO DE FORMACION	COLOR	DUREZA	DESDE	HASTA	Tipo de Rejilla _____ u hoyo abierto desde _____ pies hasta _____ pies Fabricante _____ Material _____ Diámetro _____ Ancho de _____ Largo _____ Establecido entre _____ pies y _____ pies Abertura _____ pies y _____ pies Abertura _____ pies y _____ pies Abertura _____ pies y _____ pies _____ pies y _____ pies Abertura _____ pies Abertura _____ pies Abertura _____ pies Método de Instalación _____					
					PAQUETE DE FILTRO Procedencia _____ Gradación _____ Método de Instalación _____ Composición _____ Volumen Usado _____ Profundidad a la superficie de la f.p. _____					
					LÉCHADA Usado? Si No Volumen usado _____ Cemento N°/Rdo _____ Barrena _____ Método de Instalación _____ Profundidad desde _____ pies hasta _____ pies desde _____ pies hasta _____ pies					
					DESARROLLO Método _____ mg/l Duración _____ Fecha _____ Consenso de Areas después _____ hrs Químicos usados _____					
					NIVEL DE AGUA ESTÁTICA _____ pies bajo _____ sobre el nivel Fecha de medición _____					
					NIVEL DE AGUA BOMBADA _____ pies bajo _____ sobre el nivel Fecha _____ Después _____ horas bombeado a _____ gpm					
					CAPACIDAD ESPECÍFICA _____ gpm/pie de succión a _____ barra Fecha _____					
					BOMBA Fecha de Instalación _____ Tipo _____ Fabricante _____ Modelo N° _____ H.P. _____ Voltaje _____ Capacidad _____ Profundidad de succión de la bomba _____ N° de etapas _____ Acero _____ Lubricación de agua _____ Rotario de Poder _____ Material de Tubería de Succión _____, Paleta _____ Conjunto _____ Impulsor _____ Diámetro de paleta _____ Diámetro de la coquera de la tubería _____ Largo _____ Modificaciones _____					
					FINALIZACIÓN DE LA CABEZA DEL POZO Tipo _____ Distancia sobre el nivel _____					
NOMBRE Y DIRECCION DEL CONTRATISTA					RECURSO DE POSIBLE CONTAMINACION MAS CERCANO _____ pies Dirección _____ Tipo _____ Puro deshecho después de la finalización Si No					
					CURRIDA DE REGISTRO GEOFÍSICO Si No Tipo _____					
Nombre del Perforador _____					CALIDAD DE LA AGUA Muestra tomada? Si No Donde fueron analizadas _____					

GLOSARIO

Acuífero Roca o sedimento en una formación, grupo de formaciones, o parte de un formación que está saturada o es suficientemente permeable para transmitir cantidades económicas de agua a pozos y nacimientos.

Acuífero, confinado Un acuífero en el que descansa una meseta que lo confina. El nivel friático que lo confina tiene una conductibilidad hidráulica significativamente más baja que el acuífero.

Acuífero encaramado Una región en la zona no saturada, donde el suelo puede estar saturado localmente, debido a que descansa sobre una unidad de baja permeabilidad.

Acuífero, semiconfinado Un acuífero confinado por una capa de baja permeabilidad que permite que el agua fluya suavemente a través de él. Durante el bombeo del acuífero, la recarga del acuífero pueden ocurrir a través de la capa que lo confina. También se conoce como artesano permeable o acuífero permeable confinado.

Acuífero sin confinar Un acuífero que no tiene lechos que lo confinen, entre la zona de saturación y la superficie. Un acuífero sin confinar tiene una meseta de agua. Un acuífero de meseta de agua es un sinónimo.

Acuífuga Una unidad absolutamente impermeable que no puede almacenar ni transmitir agua.

Acuitar Una unidad de baja permeabilidad que puede almacenar agua subterránea y también transmitirla despaciosamente de un acuífero a otro.

Abatimiento Un decremento de el nivel friático de un acuífero sin confinar o la superficie potenciométrica de un acuífero confinado, debido al bombeo de agua subterránea de pozos.

Equilibrio dinámico Una condición en la cual la cantidad de recarga a un acuífero equivale a la cantidad de descarga natural.

Cuenca de agua subterránea Una designación algo vaga que se refiere a un estanque de agua subterránea que está más o menos separada de las cuencas de agua subterránea adyacentes por medio de límites geológicos o hidrológicos.

Agua subterránea, confinada El agua confinada en un acuífero confinado. La presión poro-agua es mayor que la atmosférica en la parte superior del acuífero confinado.

Agua subterránea, encaramada El agua está en una zona aislada, saturada ubicada en la zona aireada. Este es el resultado de una capa de material de baja conductibilidad hidráulica, llamada lecho

encaramado. El agua subterránea encaramada tiene una meseta de agua encaramada.

Agua subterránea, sin confinar El agua en el acuífero donde existe un acuífero freático.

Carga, hidráulica total La suma de la elevación, presión y velocidad de la caída en un punto dado en un acuífero.

Homogéneo En relación a la sustancia que tiene idénticas características por doquier. Un sinónimo de uniforme.

Conductibilidad hidráulica Un coeficiente para describir proporcionalmente la cantidad de agua que se puede mover a través de un medio permeable. Se debe considerar la densidad y viscosidad cinemática del agua para determinar la conductibilidad hidráulica.

Pendiente hidráulica El cambio de caída total con un cambio de distancia en una dirección dada. La dirección es aquella que rinde un tasa máxima de disminución de la caída.

Permeabilidad intrínseca En relación a la relativa facilidad con que un medio poroso puede transmitir un líquido debajo de una pendiente hidráulica o potencial. Esto es una propiedad del medio poroso, independiente de la naturaleza del líquido o el campo potencial.

Isotropía La condición en la cual las propiedades hidráulicas del acuífero son equivalentes en toda dirección.

Flujo laminar Este tipo de flujo por medio del cual las partículas de flujo siguen trayectorias que son llanos, rectos y paralelos con las paredes del canal. En el flujo laminar, la viscosidad del fluido amortigua la moción turbulenta.

Porosidad La relación del volumen de espacios vacíos en una roca o un sedimento al volumen total de la roca o el sedimento.

Porosidad, efectiva El volumen de espacios a través de los cuales el agua u otros fluidos pueden atravesar en un roca o sedimento dividido por el volumen total de la roca o el sedimento.

Superficie potenciométrica Una superficie que representa el nivel al cual el agua sube en pozos entubados estrechamente. Si la caída cambia significativamente con la profundidad del acuífero, entonces puede haber más de una superficie potenciométrica. El nivel freático es una superficie potenciométrica para un acuífero sin confinar.

Rendimiento seguro La cantidad de agua subterránea producida naturalmente, que puede ser económica y legalmente substraída de un acuífero de manera sostenida, sin dañar la calidad del agua subterránea natural, o crear un efecto indeseable como daños al medio ambiente. Este no puede exceder el aumento en la recarga o

las filtraciones de estratos adyacentes más la reducción en descarga, debido al decremento en la caída ocasionado por el bombeo.

Rendimiento específico La relación del volumen de agua que una roca o un suelo rinde por drenaje de gravedad al volumen de la roca o el suelo. El drenaje de gravedad puede tomar muchos meses para que ocurra.

Almacenamiento El volumen de agua que un acuífero arroja o toma en almacenamiento, por área de superficie unitaria del acuífero, por cambio unitario en la caída. En un acuífero sin confinar, la habilidad para almacenar es equivalente al rendimiento seguro. También se le llama coeficiente de almacenamiento.

Corriente de ganancia Una corriente o el alcance* de una corriente, el flujo de la cual está aumentado por el influjo de agua subterránea. También se conoce como corriente de salida.

Corriente de pérdida Una corriente o el alcance de una corriente que está perdiendo agua por fisuras dentro de la tierra. También se conoce como corriente influente.

Flujo turbulento El tipo de flujo en el cual las partículas de flujo se mueven a lo largo de trayectorias irregulares. El impulso puede ser intercambiado entre una porción del fluido y otra. *Comparar con flujo laminar.*

Coeficiente de uniformidad La relación entre el tamaño de grano que es 60% más fino por peso al tamaño de grano que es 10% más fino por peso sobre el la curva de distribución grano-tamaño. Este es una medida sobre cuan bien o mal está seleccionado el sedimento.

Nivel Friático La superficie en un acuífero sin confinar o una meseta que lo confina, en la cual la presión de agua de poro es atmosférica.

ih - COEFICIENTES DE CONVERSION

Abreviaturas: pulg = pulgada; l = litro; Gal. Ing. = Galón Inglés;
Gal. US = Galón US; h = hora.

LONGITUD	m	cm	pie	pulg
1 m	1,000	$1,000 \times 10^2$	3,281	39,37
1 cm	$1,000 \times 10^{-2}$	1,000	$3,281 \times 10^{-2}$	0,3937
1 pie	0,3048	30,48	1,000	12,00
1 pulg	$2,540 \times 10^{-2}$	2,540	$8,333 \times 10^{-2}$	1,000

LONGITUDES RECIPROCAS	m^{-1}	cm^{-1}	pie^{-1}	$pulg^{-1}$
1 m^{-1}	1,000	$1,000 \times 10^{-2}$	0,3048	$2,540 \times 10^{-2}$
1 cm^{-1}	$1,0 \times 10^2$	1,000	30,48	2,540
1 pie^{-1}	3,281	$3,281 \times 10^{-2}$	1,000	$8,333 \times 10^{-2}$
1 $pulg^{-1}$	39,37	0,3937	12,00	1,000

AREA	m^2	pie^2
1 m^2	1,000	10,76
1 pie^2	$9,290 \times 10^{-2}$	1,000

RECIPROCO DEL AREA	m^{-2}	pie^{-2}
1 m^{-2}	1,000	$9,290 \times 10^{-2}$
1 pie^{-2}	10,76	1,000

VOLUMEN	m^3	l	Gal. Ing.	Gal. U.S.	pie^3
1 m^3	1,000	$1,000 \times 10^3$	$2,200 \times 10^2$	$2,642 \times 10^2$	35,32
1 l	$1,000 \times 10^{-3}$	1,000	0,2200	0,2642	$3,532 \times 10^{-2}$
1 Gal. Ing.	$4,546 \times 10^{-3}$	4,546	1,000	1,200	0,1605
1 Gal. U.S.	$3,785 \times 10^{-3}$	3,785	0,8326	1,000	0,1337
1 pie^3	$2,827 \times 10^{-2}$	28,27	6,229	7,480	1,000

TIEMPO	día	h	min	seg
1 día	1,000	24,00	$1,440 \times 10^3$	$8,640 \times 10^4$
1 h	$4,167 \times 10^{-2}$	1,000	60,00	$3,600 \times 10^3$
1 min	$6,944 \times 10^{-4}$	$1,667 \times 10^{-2}$	1,000	60,00
1 seg	$1,157 \times 10^{-5}$	$2,777 \times 10^{-4}$	$1,667 \times 10^{-2}$	1,000

RECIPROCO DEL TIEMPO	$día^{-1}$	h^{-1}	min^{-1}	seg^{-1}
1 $día^{-1}$	1,000	$4,167 \times 10^{-2}$	$6,944 \times 10^{-4}$	$1,157 \times 10^{-5}$
1 h^{-1}	24,000	1,000	$1,667 \times 10^{-2}$	$2,777 \times 10^{-4}$
1 min^{-1}	$1,440 \times 10^3$	60,00	1,000	$1,667 \times 10^{-2}$
1 seg^{-1}	$8,640 \times 10^4$	$3,600 \times 10^3$	60,00	1,000

- Coeficientes de conversión)

CAUDAL DE DESCARGA	l/seg	m ³ /día	m ³ /seg	Gal. Ing./día	Gal. U.S./día	pie ³ /día
1 l/seg	1,000	86,40	1,000 × 10 ⁻³	1,901 × 10 ⁴	2,282 × 10 ⁴	3,051 × 10 ³
1 m ³ /h	0,2777	24,00	2,777 × 10 ⁻⁴	5,279 × 10 ³	6,340 × 10 ³	8,476 × 10 ²
1 m ³ /día	1,157 × 10 ⁻²	1,000	1,157 × 10 ⁻⁵	2,200 × 10 ²	2,642 × 10 ²	35,32
1 m ³ /seg	1,000 × 10 ³	8,640 × 10 ⁴	1,000	1,901 × 10 ⁷	2,282 × 10 ⁷	3,051 × 10 ⁶
1 Gal. Ing./día	5,262 × 10 ⁻⁵	4,546 × 10 ⁻³	5,262 × 10 ⁻⁶	1,000	1,201	0,1605
1 Gal. U.S./día	4,381 × 10 ⁻⁵	3,785 × 10 ⁻³	4,381 × 10 ⁻⁸	0,8327	1,000	0,1337
1 pie ³ /día	0,3277	2,832 × 10 ⁻²	3,277 × 10 ⁻⁷	6,229	7,481	1,000

CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA	m/día	m/seg	cm/h	Gal. Ing./día-pie ²	Gal. U.S./día-pie ²	Gal. Ing./min-pie ²	Gal. U.S./min-pie ²
1 m/día	1,000	1,157 × 10 ⁻⁵	4,167	20,44	24,54	1,419 × 10 ⁻²	1,704 × 10 ⁻²
1 m/seg	8,640 × 10 ⁴	1,000	3,600 × 10 ⁵	1,766 × 10 ⁶	2,121 × 10 ⁶	1,226 × 10 ³	1,472 × 10 ³
1 cm/h	0,2400	2,777 × 10 ⁻⁶	1,000	4,905	5,890	3,406 × 10 ⁻³	4,089 × 10 ⁻³
1 G. Ing./d.-pie ²	4,893 × 10 ⁻²	5,663 × 10 ⁻⁷	0,2039	1,000	1,201	6,944 × 10 ⁻⁴	9,339 × 10 ⁻⁴
1 Gal. US/d.-pie ²	4,075 × 10 ⁻²	4,716 × 10 ⁻⁷	0,1698	0,8327	1,000	5,783 × 10 ⁻⁴	6,944 × 10 ⁻⁴
1 G. Ing./m.-pie ²	70,46	8,155 × 10 ⁻²	2,936 × 10 ²	1,440 × 10 ³	1,729 × 10 ³	1,000	1,201
1 Gal. US/m.-pie ²	58,67	6,791 × 10 ⁻²	2,445 × 10 ²	1,195 × 10 ³	1,440 × 10 ³	0,8326	1,000

TRANSMISIVIDAD	m ² /día	m ² /seg	Gal. Ing./día-pie	Gal. U.S./día-pie	Gal. Ing./min-pie	Gal. U.S./min-pie
1 m ² /día	1,000	1,157 × 10 ⁻⁵	67,05	80,52	4,656 × 10 ⁻²	5,592 × 10 ⁻²
1 m ² /seg	8,64 × 10 ⁴	1,000	5,793 × 10 ⁶	6,957 × 10 ⁶	4,023 × 10 ³	4,831 × 10 ³
1 G. Ing./d.-pie	1,491 × 10 ⁻²	1,726 × 10 ⁻⁷	1,000	1,201	6,944 × 10 ⁻⁴	8,339 × 10 ⁻⁴
1 Gal. US/d.-pie	1,242 × 10 ⁻²	1,437 × 10 ⁻⁷	0,8326	1,000	5,783 × 10 ⁻⁴	6,944 × 10 ⁻⁴
1 G. Ing./m.-pie	21,48	2,486 × 10 ⁻⁴	1,440 × 10 ³	1,729 × 10 ³	1,000	1,201
1 Gal. US/m.-pie	17,88	2,070 × 10 ⁻⁴	1,199 × 10 ³	1,440 × 10 ³	0,8326	1,000

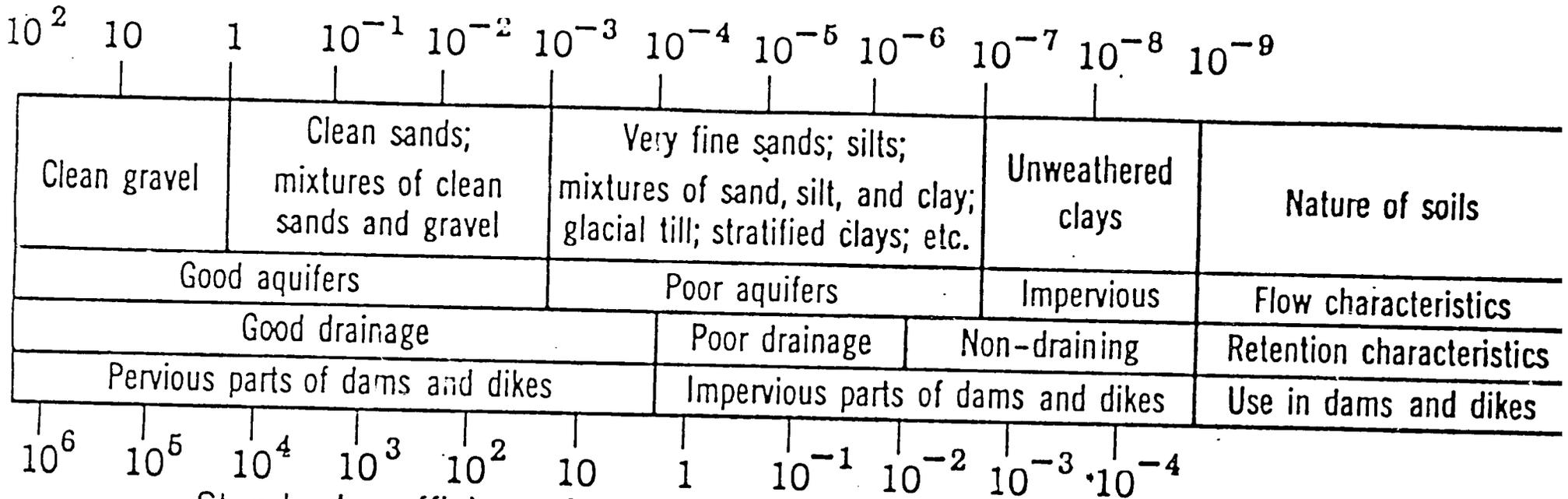
abreviaturas: G. = galón; d. = día; m. = min

Rendimiento específico de piroclastos y otros materiales
volcánicos de El Salvador

<u>Nombre</u>	<u>Rendimiento específico (por ciento)</u>
Depósitos de lahar	00
Talpetate	00
Basaltos densos	00
Polvo volcánico, alterado a arcilla pegajosa	00
Ceniza y limo	5
Polvo volcánico + ceniza fina	5
Polvo volcánico + ceniza gruesa	9
Polvo volcánico	10
Ceniza + lapilli (compactado)	10
Polvo volcánico + lentes de ceniza	11
Polvo volcánico + lentes de lapilli	11
Lapilli + fragmentos no estratificados	14
Lapilli (consolidado o compactado)	15
Ceniza fina a gruesa (consolidada o compactada)	16
Ceniza fina	16
Ceniza + lapilli	22
Lapilli	22
Ceniza gruesa + lapilli fino	26
Ceniza fina o gruesa	28
Flujo de basalto escoriáceo	35

BEST AVAILABLE DOCUMENT

Coefficient of permeability, cm/sec at unit hydraulic gradient



Standard coefficient of permeability, gpd/sq ft at gradient of 1 ft per ft

$$1 \text{ cm/sec} = 3.28 \text{ fps} = 2835 \text{ ft/day}$$

fig. 9-4. Magnitude of the coefficient of permeability for different classes of soils. (After Arthur Casagrande.)

BEST AVAILABLE DOCUMENT

Comparison of International Drinking Water Guidelines

Parameter	USEPA	EEC		WHO	Canada
	Max. Contamination Level	Guide Line	Max. Admissable Conc.	Guide Line	Max. Admissable Con
Aluminum		0.05 mg/L	0.2 mg/L	0.2 mg/L	
Ammonium		0.05mg/L	0.5 mg/L		
Antimony			10 µg/L		
Arsenic	0.05 mg/L		0.05 mg/L	0.05 mg/L	0.05 mg/L
Barium	1.0 mg/L	0.1 mg/L	0.1 mg/L	NS*	1.0 mg/L
Boron		1000 µg/L	NS*		5.0 mg/L
Cadmium	0.01 mg/L		0.005 mg/L	0.005 mg/L	0.005 mg/L
Calcium		100 mg/L			
Chloride	250 mg/L	25 mg/L	NS*	250 mg/L	250 mg/L
Chromium	0.05 mg/L		0.05 mg/L	0.05 mg/L	0.05 mg/L
Chloride	250 mg/L	25 mg/L	NS*	250 mg/L	250 mg/L
Coliforms (organisms/100 mL)	1		10	0	0
Color	15 cu	1 mg Pt-Co/L	20 mg Pt-Co/L	15 cu	15 cu
Copper	1 mg/L**	100 µg at treatment plant	NS*	1 mg/L	1.0 mg/L
Cyanides			50 µg/L		
Fluoride	4.0 mg/L	varies w/temperature in area	NS*	1.5 mg/L	1.5 mg/L
Iron	0.3 mg/L**	50 µg/L	300 µg/L	0.3 mg/L	0.3 mg/L
Lead	0.05 mg/L		0.05 mg/L	0.05 mg/L	0.05 mg/L
Magnesium		30 mg/L	50 mg/L		
Manganese	0.05 mg/L**	20 µg/L	50 µg/L	0.1 mg/L	0.05 mg/L
Mercury	0.002 mg/L		0.001 mg/L	0.001 mg/L	0.001 mg/L
Molybdenum					
Nickel			50 µg/L		
Nitrates	10.0 mg/L (as N)	25 mg/L (as NO ₃)	50 mg/L	10.0 mg/L (as N)	10.0 mg/L (as N)
Nitrites			0.1 mg/L		1.0 mg/L
Odor	3 TON	0 dilution number	2 Dilution number @ 12 °C; 3 dil. No. @ 25 °C		
pH	6.5-8.6**	6.5-8.5	NS*	6.5-8.5	6.5-8.5
Phosphorus		400 µg/L	5000 µg/L		
Phenols			0.5 µg/L C ₆ H ₅ OH		0.002 mg/L
Potassium		10 mg/L	12 mg/L		
Selenium	0.01 mg/L		0.01 mg/L	0.01 mg/L	0.01 mg/L
Silica dioxide		1 mg/L	10 mg/L		
Silver	0.05 mg/L		0.01 mg/L	NS*	0.05 mg/L
Solids, Total dissolved	500 mg/L**	NS*	NS*	1000 mg/L	500 mg/L
Sodium		30 mg/L			
Sulfate	250 mg/L**	25 mg/L	NS*	400 mg/L	500 mg/L
Turbidity (non microbial)		3-4 JTU	4 JTU	5 NTU	5 NTU
Zinc	5 mg/L**	100 µg at treatment plant	NS*	5.0 mg/L	5 mg/L

Chemical	MCLG (µg/L)	MCL (µg/L)	SMCL (µg/L)
Synthetic organic chemicals			
Acrylamide (1)	0 ^d	Treatment technique ^d	
Adipates (di(ethylhexyl)adipate)	500 ^k	500 ^k	
Alachlor	0 ^d	2 ^d	
Aldicarb	1 ^e	3 ^e	
Aldicarb sulfoxide	1 ^e	4 ^e	
Aldicarb sulfone	1 ^e	2 ^e	
Atrazine	3 ^d	3 ^d	
Benzene	0 ^a	5 ^b	
Benzo[a]anthracene (5)	0 ^f	0.1 ^f	
Benzo[a]pyrene	0 ^k	0.2 ^k	
Benzo[b]fluoranthene (5)	0 ^f	0.2 ^f	
Benzo[k]fluoranthene (5)	0 ^f	0.2 ^f	
Butylbenzyl phthalate (5)	100 ^f	100 ^f	
Carbofuran	40 ^d	40 ^d	
Carbontetrachloride	0 ^a	5 ^b	
Chlorodane	0 ^d	2 ^d	
Chrysene (5)	0 ^f	0.2 ^f	
Dalapon	200 ^k	200 ^k	
Dibenz[a,h]anthracene (5)	0 ^f	0.3 ^f	
Dibromochloropropane (DBCP)	0 ^d	0.2 ^d	
<i>o</i> -Dichlorobenzene (9)	600 ^d	600 ^d	10
<i>p</i> -Dichlorobenzene (9)	75 ^b	75 ^b	5
1,2-Dichloroethane	0 ^a	5 ^b	
1,1-Dichloroethylene	7 ^a	7 ^b	
<i>cis</i> -1,2-Dichloroethylene	70 ^a	70 ^b	
<i>trans</i> -1,2-Dichloroethylene	100 ^d	100 ^d	
1,2-Dichloropropane	0 ^d	5 ^d	
2,4-Dichlorophenoxyacetic acid (2,4-D)	70 ^d	70 ^d	
Di(ethylhexyl)phthalate	0 ^k	6 ^k	
Diguat	20 ^k	20 ^k	
Dinoseb	7 ^k	7 ^k	
Endothall	100 ^k	100 ^k	
Endrin	2 ^k	2 ^k	
Epichlorohydrin (1)	0 ^d	Treatment technique ^d	
Ethylbenzene (9)	700 ^d	700 ^d	30
Ethylene dibromide (EDB)	0 ^d	0.05 ^d	
Glyphosate	700 ^k	700 ^k	
Heptachlor	0 ^d	0.4 ^d	
Heptachlor epoxide	0 ^d	0.2 ^d	
Hexachlorobenzene	0 ^k	1 ^k	
Hexachlorocyclopentadiene [HEX]	50 ^k	50 ^k	
Indenopyrene (5)	0 ^f	0.4 ^f	
Lindane	0.2 ^d	0.2 ^d	
Methoxychlor	40 ^d	40 ^d	

Chemical	MCLG (µg/L)	MCL (µg/L)	SMCL (µg/L)
Methylene chloride	0 ^k	5 ^k	
Monochlorobenzene	100 ^d	100 ^d	
Oxamyl (vydate)	200 ^k	200 ^k	
PCBs as decachlorobiphenol	0 ^d	0.5 ^d	
Pentachlorophenol	0 ^d	1 ^d	
Picloram	500 ^k	500 ^k	
Simaze	4 ^k	4 ^k	
Styrene (9)	100 ^d	100 ^d	10
2,3,7,8-TCDD (dioxin)	0 ^k	3 × 10 ^{-8k}	
Tetrachloroethylene	0 ^d	5 ^d	
1,2,4-Trichlorobenzene	70 ^k	70 ^k	
1,1,2-Trichloroethane	3 ^k	5 ^k	
Trichloroethylene (TCE)	0 ^a	5 ^b	
1,1,1-Trichloroethane	200 ^a	200 ^b	
Toluene (9)	1000 ^d	1000 ^d	40
Toxaphene	0 ^d	3 ^d	
2-(2,4,5-Trichlorophenoxy)- propionic acid (2,4,5-TP, or Silvex)	50 ^d	50 ^d	
Vinyl chloride -	0 ^a	2 ^b	
Xylenes (total) (9)	10,000 ^d	10,000 ^d	20
Inorganic chemicals			
Aluminum (2)			50-200 ^d
Antimony	6 ^k	6 ^k	
Arsenic (8)	50 ⁱ	50 ⁱ	
Asbestos (fibers per liter)	7 × 10 ^{6d}	7 × 10 ^{6d}	
Barium	2000 ^e	2000 ^e	
Beryllium	4 ^k	4 ^k	
Cadmium	.5 ^d	5 ^d	
Chromium	100 ^d	100 ^d	
Copper (7)	1,300 ^h	1,300 ^h	
Cyanide	200 ^k	200 ^k	
Fluoride (8)	4,000 ^a	4,000 ^a	2,000 ^a
Lead (7)	0 ^h	15 ^h	
Mercury	2 ^d	2 ^d	
Nickel	100 ^k	100 ^k	
Nitrate (as N) (3)	10,000 ^d	10,000 ^d	
Nitrite (as N) (3)	1,000 ^d	1,000 ^d	
Selenium	50 ^d	50 ^d	
Silver			100 ^d
Sulfate (4)	4 × 10 ⁵ -5 × 10 ^{5f}	4 × 10 ⁵ -5 × 10 ^{5f}	
Thallium	5 ^k	5 ^k	
Microbiological parameters			
<i>Giardia lamblia</i>	0 organisms ^c		
<i>Legionella</i>	0 organisms ^c		
Heterotrophic bacteria	0 organisms ^c		
Viruses	0 organisms ^c		

NACIMIENTOS

Los nacimientos pueden tener, ya sea una descarga relativamente constante, o puede ser variable; así como también pueden ser permanentes o efímeros. El agua de estos nacimientos, además puede contener minerales o gases sin disolver, de diferentes tipos. La temperatura del agua puede estar cerca de la temperatura ambiente media anual, más baja o más alta y en ocasiones hasta estar hirviendo. El caudal del nacimiento puede tener un rango desde un afloramiento apenas perceptible hasta 30m^3 o más por segundo.

Los lugares topográficos bajos proporcionan el mecanismo más sencillo para establecer nacimientos. Los nacimientos de depresión se forman cuando el nivel freático alcanza la superficie. El cambio de topografía forma la correspondiente ondulación en la configuración agua-meseta. Un sistema de flujo se establece de esta manera, con un nacimiento formado en la zona de descarga local.

Un nacimiento de contacto se puede formar cuando unidades de roca permeable descansan en rocas de mucha menor permeabilidad. Un contacto litológico generalmente está marcado con una línea de nacimientos que pueden estar en el nivel freático principal de agua o en un nivel freático encaramado. No es necesario que la capa inferior sea impermeable, con sólo que la diferencia en conductibilidad hidráulica sea suficiente para evitar la transmisión de toda el agua que se está moviendo a través del horizonte superior (Figura 8.11B).

Un clásico ejemplo de nacimientos de contacto se encuentra a lo largo del lado este de la Montaña Chuska, Nuevo México. Un acantilado de arenisca se eleva de 197 a 492 pies (60m a 150m) sobre una terraza compuesta de esquisto, que también está debajo. Más de 30 nacimientos se encuentran al pie del acantilado en el punto de contacto de la arenisca y el esquisto. Una de las series más espectaculares de nacimientos en el mundo está en el Cañón del Río Snake abajo de las Cataratas de Shoshone en Idaho. A lo largo de las 40mi (64km) de alcance del cañón, se encuentran 11 nacimientos con una descarga de más de 100 pies³ (2.8m³) por segundo. Los nacimientos emanan de flujos de basalto permeable; el flujo total de los nacimientos es casi 5.000 pies³/s (140m³/s) en este alcance del Río Snake.

Las fallas también pueden crear un control geológico que favorece la formación de nacimientos. Una unidad de roca con fallas que es impermeable puede ser reemplazada junto a un acuífero. Esto puede formar un límite regional para el movimiento de agua subterránea y forzar agua dentro del acuífero para descargarla como una fuente de falla (Figura 8.11C).

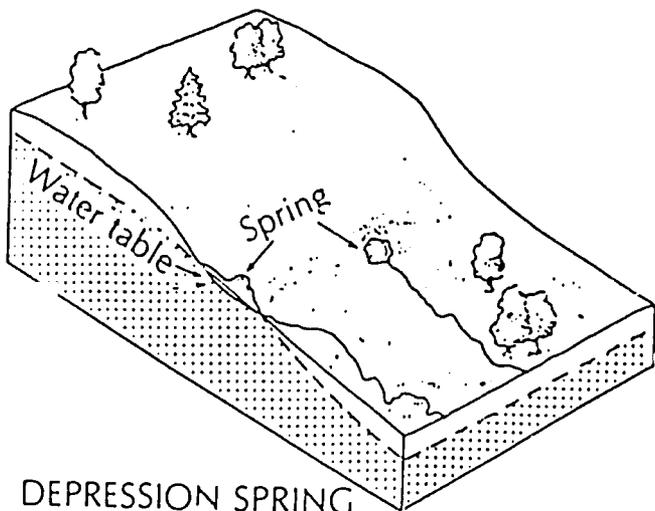
Algunos de los nacimientos más grandes se encuentran en áreas de bases de roca de piedra caliza. En estas áreas, el exceso puede

ser llevado como flujo subterráneo, parcial o totalmente. Este puede ser flujo difuso en poros y fisuras en la roca o el flujo canalizado en cavernas. Los nacimientos se pueden encontrar en el punto donde la caverna conecta con una chimenea que se eleva a la superficie. Muchos de los famosos nacimientos de Florida cubren un área de varios acres en los cuales el agua llega a la superficie a través de sumideros (Figura 8.11D). El agua en estos nacimientos de sumideros se encuentra bajo presión artesanal y llega desde el principal acuífero artesanal, o acuífero de Florida, que se encuentra debajo de Florida. Este acuífero está en piedra caliza de la Edad Terciaria.

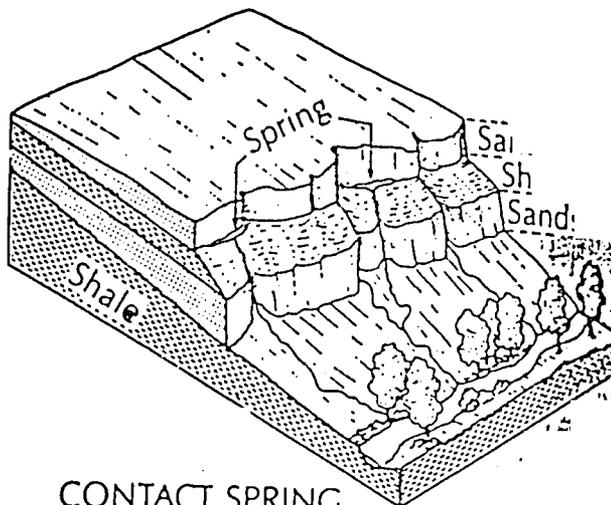
Nacimientos conjuntos o nacimientos fracturados se pueden formar de la existencia de zonas de fallas conjuntas o permeables en roca de baja permeabilidad. El movimiento del agua a través de dicha roca ocurre principalmente a través de fracturas, y los nacimientos se pueden formar donde estas fracturas surcan la superficie de la tierra en elevaciones bajas.

Los nacimientos en terrenos de piedra caliza pueden estar conectados con depresiones topográficas causadas por el colapso de cavernas (sumideros) en elevaciones mayores. El nivel de agua en los sumideros puede subir y bajar debido a las variaciones del excedente. La descarga de estos nacimientos, conocidos como *nacimientos karst*, puede estar relacionada con la elevación del agua en sumideros.

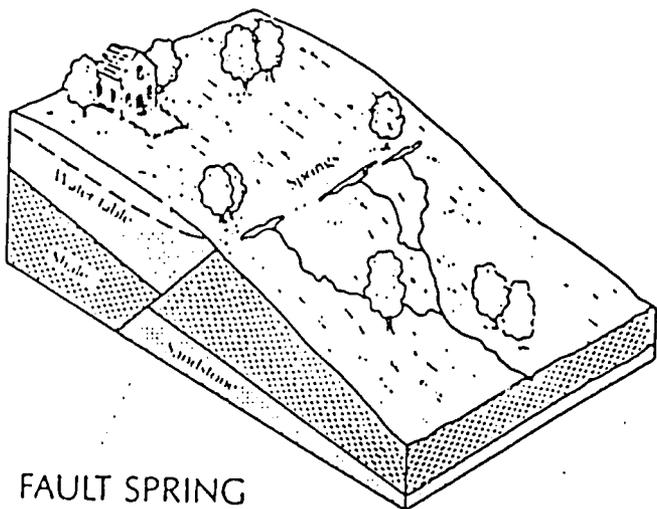
REGIONAL GROUND-WATER FLOW



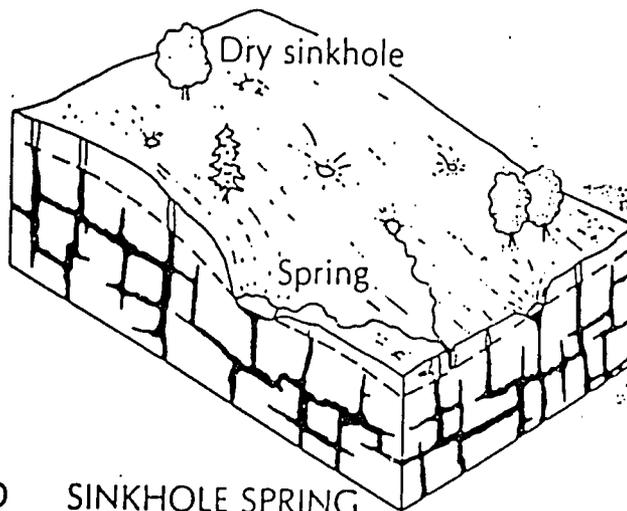
A DEPRESSION SPRING



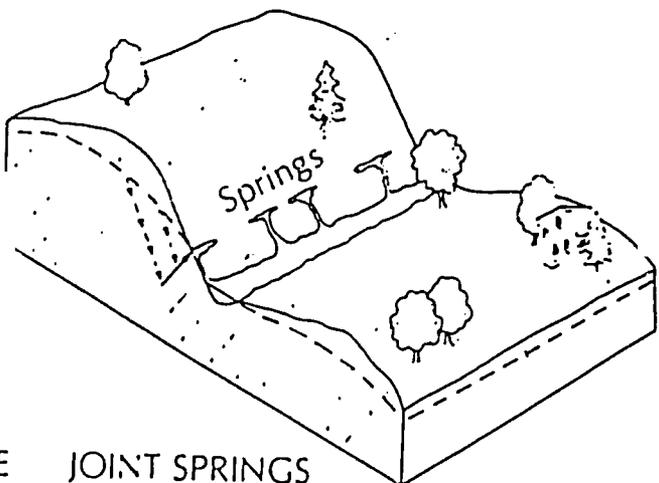
B CONTACT SPRING



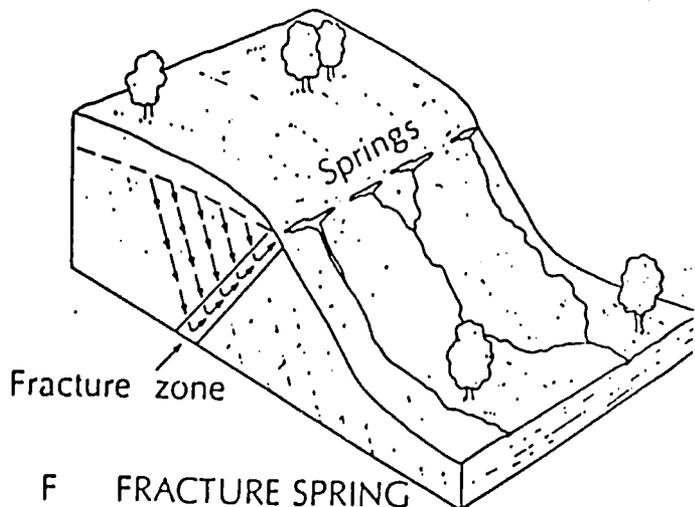
C FAULT SPRING



D SINKHOLE SPRING



E JOINT SPRINGS



F FRACTURE SPRING

Types of springs.

PARADOJA DEL RENDIMIENTO SEGURO

Los científicos tienen una inclinación natural de comparar y clasificar los fenómenos en términos cuantitativos. Por lo tanto, es de esperar que los hidrogeólogos han tratado de definir la cantidad de agua que puede ser desarrollada de un estanque de agua subterránea. El término *rendimiento seguro* fue usado aparentemente en este sentido ya desde 1915. En esa época, *rendimiento seguro* era interpretado como la cantidad de agua que podía ser bombeada "regular y permanentemente sin el peligro de disminuir la reserva de almacenamiento". Después, otros factores que necesitaban consideración fueron agregados, tales como economías del desarrollo de agua subterránea, protección de la cantidad de almacenamiento existente de agua subterránea, protección de los derechos legales existentes y potencial de degradación ambiental. Los sinónimos de *rendimiento seguro* aparecen en la literatura, incluyendo "potencial de rendimiento sostenido", y "máximo rendimiento de la cuenca". Una definición compuesta, basada en las ideas de muchos autores, puede expresarse como sigue: *Rendimiento seguro* es la cantidad de agua subterránea que se produce naturalmente y que puede extraerse de un acuífero de manera sostenida, económica y legalmente, sin arruinar la calidad de agua subterránea natural o crear un efecto negativo como daños al medio ambiente.

El concepto de que la substracción de agua subterránea causa daños ambientales merece más que una simple mención. Muchos sistemas de agua subterránea dependen de descargas naturales que de agua subterránea. En estudios de muestras se ha mostrado que el desarrollo de agua subterránea puede reducir el flujo de la corriente y, como consecuencia, disminuir los niveles de lagos y secar las tierras húmedas. Como éstas pueden ser áreas con ambientes sensitivos, el peligro de daños ambientales es real. De igual modo, la substracción de agua subterránea ha sido relacionada al asentamiento del agua superficial. Esto ha producido grietas en la superficie de la tierra y daños a estructuras, carreteras, tuberías, presas, y túneles. Las pendientes de canales de irrigación han cambiado - hasta en dirección opuesta - y áreas bajas han sido inundadas por agua del mar. En un sentido más amplio, el impacto ambiental incluye valores ecológicos, económicos, sociales, culturales y políticos.

Muchas autoridades están inquietas con el concepto de *rendimiento seguro*. Para algunas, el término es demasiado vago. Obviamente, la cantidad de agua subterránea que puede producirse variará bajo diferentes patrones de bombeo y desarrollo. Además, la pregunta de qué constituiría un resultado indeseable que debería evitarse, está abierta a debate. Se ha propuesto abandonar el término *rendimiento seguro* debido a que no toma en cuenta la relación entre el agua subterránea y el agua superficial y puede impedir el desarrollo de las funciones de almacenamiento del acuífero; sin embargo, a pesar de las reservas de muchos hidrogeólogos en relación al concepto de *rendimiento seguro* y sus implicaciones, se debe aplicar un concepto básico siempre que se planifique o maneje el uso de un acuífero. Los programas para administrar agua subterránea obviamente implican

que el agua debe ser bombeada de la tierra. Si no se hace una evaluación de los impactos hidrológicos y ambientales de varios programas de substracción, es posible que la substracción descontrolada exceda los niveles prudenciales.

No se puede proporcionar un simple valor para el rendimiento seguro de un acuífero en el mismo sentido de una cantidad como una precipitación media anual. Los valores de rendimiento seguro están basados en un número de restricciones; tales valores deben ser determinados por un equipo de profesionales, del mismo modo en que se prepara una declaración sobre el impacto ambiental. Economistas, ingenieros, ingenieros geólogos, ecologistas de fauna y flora, y abogados pueden todos participar con el hidrogeólogo para preparar una determinación de rendimiento seguro para un acuífero en una cuenca de agua subterránea. La evaluación de rendimiento seguro debe incluir una declaración sobre las restricciones legales y económicas que fueron consideradas, como también los valores que limitan los daños ambientales que fueron considerados. En verdad, este estudio proporcionaría una serie de valores de rendimiento seguro y los diferentes factores que se aplican para cada determinación. Todos los factores hidráulicos pueden ser evaluados. R. A. Freeze ha mostrado cómo un modelo de computadora puede calcular un "rendimiento máximo de la cuenca".

El rendimiento seguro de un sistema acuífero es sólo una fase del programa para administrar agua subterránea. El aumento artificial de la precipitación o recargo puede aumentar la cantidad de agua que ha sido substraída de manera sostenida. El uso de estanques de agua subterránea a través de almacenamiento cíclico es una necesidad en años de sequía, y deseable, para bombear agua temporalmente en mayor exceso que bajo rendimiento seguro. Bajo estas condiciones, el suministro de agua subterránea puede reemplazar el suministro de agua superficial que puede estar críticamente baja o ser usada para irrigar cultivos que normalmente son regados con lluvias. En años húmedos, los estanques de agua subterránea serían abastecidos nuevamente con la recarga superior-promedio y bombeada a tasas menores de las de rendimiento seguro.

El principio fundamental del desarrollo de agua subterránea es que al substraer agua de un acuífero, parte de la descarga natural queda disponible para uso.

ANEXO I

RESUMEN DE LA GEOLOGIA DE EL SALVADOR

DR. FRITZ DURR

BEST AVAILABLE DOCUMENT

MARCO GEOLOGICO

Fritz Durr

GENERALIDADES

Geológicamente hablando, El Salvador es un país extremadamente joven. Una cuarta parte del territorio nacional es de edad pleistocénica, y tres cuartas partes están cubiertas por rocas de edad terciaria, predominando la época pliocénica. Por eso, las capas de edad crociática, que cubren aproximadamente un 5% del territorio salvadoreño no juegan ningún papel importante para la constitución geológica total de la República. Solamente estas últimas capas son de origen sedimentario marino, todas las otras rocas, con pocas excepciones, están originadas por fenómenos volcánicos. De unos lugares muy limitados se conocen además rocas intrusivas que pertenecen casi seguramente a la época miocénica, es decir, también son terciarias.

ELEMENTOS GEOLOGICOS

En lo siguiente se comunican los elementos más importantes para la constitución geológica de El Salvador, sin entrar en detalles, ya que no se trata de dar un cuadro completo de las condiciones geológicas existentes en el país, sino solamente de bosquejar el margo geológico.

Formaciones sedimentarias

Rocas sedimentarias marinas existen solamente en el extremo NW de la República, cerca de Metapán, donde cubren un área de aproximadamente 200 Kms.². Se trata de una sucesión litológica que lleva de rocas clásticas por una serie de calizas a otra serie clástica. Solamente la edad de la serie calcárea está comprobada por medio de fósiles que pertenecen al Albino Medio; mientras que la serie clástica inferior y la serie calcárea están en posición concordante, se encuentra en el lecho de la caliza una serie de productos volcánicos andesíticos, que muestra una discordancia tanto hacia la caliza como hacia la

serie clástica superior. Sin duda ninguna, esta última serie representa los productos de erosión de las capas inferiores de toda la serie sedimentaria (incluso de los productos volcánicos en el techo de la caliza), ya que se puede observar que sus capas inferiores muestran una prevalencia de cantos volcánicos, mientras que en su parte media prevalecen productos calcáreos, y en su parte superior están representados los productos de erosión de la primera serie clástica. Esta sucesión sedimentaria está sobrepuesta discordantemente por productos volcánicos de carácter ácido.

Fuera de estas series marinas se conocen en El Salvador solamente rocas sedimentarias lacustres y fluviales, que siempre sólo tienen extensiones muy limitadas. Se trata aquí sobre todo de productos piroclásticos redepositados, mucho menos importancia tienen depósitos de diatomita y lignito o también de carácter calcáreo, donde un depósito del último tipo solamente se conoce de un solo lugar. Estas rocas parecen indicar, juntas con capas a veces bastantes extensas de arcillas con materia orgánica, la anterior existencia de un gran número de diferentes lagos, que se formaron probablemente durante el Pleistoceno y el Holoceno. Generalmente, estos sedimentos lacustres y fluviales cuentan con intercalaciones de productos piroclásticos, lo que indica que los supuestos lagos son contemporáneos con la actividad volcánica joven.

Aluviones se encuentran a lo largo de los ríos más importantes y dentro de depresiones locales, y sobretodo en las planicies costeras de la parte SW y SE de la República, donde cubren un área total de más de 3,500 Kms.².

Formaciones volcánicas:

La mayor parte de El Salvador está cubierta por rocas de origen volcánico, que demuestran un carácter riolítico hasta basáltico.

Rocas volcánicas de carácter ácido afloran sobre todo en la región norteña del país, es decir, al norte de los Ríos Lempa y Torola. Allí se trata de productos piroclásticos de colores claros de gran extensión. Fué imposible hasta la fecha localizar eventuales centros de actividad que produjeron estas series, los cuales se deben considerar litológicamente como riolitas hasta dacitas. Estos productos son aquellos que en el extremo NW del país sobreyacen las rocas sedimentarias marinas.

Una gran parte de El Salvador está cubierta por otra serie volcánica, que consiste de una sucesión que lleva de andesitas a basaltos aglomerados de carácter andesítico. El espesor de toda esta serie debería ser mayor de 1,500 m., y lo característico es que se presenta en forma de cubiertas enormes. Parece que solamente su serie aglomerática cuenta con verdaderas corrientes de lava. De estos tipos de roca están formados, por ejemplo, las regiones siguientes: Sierra de Tacuba, Cordillera del Bálsamo, Cordillera de Jucuarán, zona entre San Miguel y San Isidro y partes al N de Santa Ana.

Pero mientras que en la parte occidental del país se conserva toda esta serie, encontramos en la región de San Miguel solamente restos de la serie aglomerática, mientras que la mayor parte de la superficie de esta zona está formada por las capas que se encuentran en el lecho de los aglomerados, lo que indica una erosión más pronunciada para el Oriente del país.

Las hasta aquí descritas formaciones volcánicas siempre se presentan en forma de extensiones considerables, sin que hubiera sido posible reconocer los centros de actividad volcánica que produjeron estas series. Pero existen en El Salvador también formaciones volcánicas que se deben a un volcanismo individual, y donde siempre es posible localizar el centro de actividad; y en realidad, este último tipo de formaciones volcánicas es aquel que llama la mayor atención. Podemos distinguir esencialmente entre dos actividades volcánicas diferentes de este tipo.

En la zona inmediata al sur de la montaña norteña existe una faja de volcanes individuales que atraviesa toda la República. A esta faja pertenecen, por ejemplo, el volcán Guazapa y el volcán Cacaguatique. Todos los volcanes de esta zona están caracterizados por su alto grado de erosión, lo que a veces hace muy difícil reconocerlos como tales. Sus productos efusivos son lavas de carácter predominantemente basáltico y tobas de diferente grado de compactidad. Su estructura es la de estrato-volcanes, y sus dimensiones a veces son muy considerables, así tiene por ejemplo el volcán Cacaguatique un diámetro de más o menos 25 kms. en su base. Todos estos volcanes están completamente apagados.

Otra zona de volcanes individuales existe más al sur de la primera, y corre paralelo a ella. A esta faja pertenecen más de 50 volcanes individuales, de los cuales se mencionan aquí solamente los siguientes: Volcán Laguna Verde, Volcán de Santa Ana, Volcán de Izalco, Volcán Boquerón, Volcán San Vicente, Volcán Tecapa, Volcán San Miguel, Volcán Conchagua. Casi todos estos volcanes están bien conservados y unos de éstos son activos todavía, por ejemplo, Volcán de Izalco, Volcán Santa Ana, Volcán Boquerón, Volcán San Miguel. También aquí se trata sobre todo de estrato-volcanes, pero también hay un gran número de conos de ceniza, y cúpulas de lava. El carácter de las lavas producidas es generalmente basáltico, la mayoría de los productos piroclásticos es más bien de carácter dacítico. Fuera de tales volcanes existen también depresiones volcano-tectónicas, como por ejemplo, el Lago de Coatepeque y El Lago de Ilopango. Finalmente existen todavía, aunque no en gran escala, productos piroclásticos de erupciones lineares, como por ejemplo cerca de Zaragoza. Todo eso demuestra que el volcanismo individual de la faja Sur es mucho más variado que aquel en la zona Norte.

Muy característico para todas estas formaciones volcánicas es que nunca se observaron inclusiones sedimentarias en los productos efusivos, lo que puede indicar que no existen sedimentos en la profundidad.

Formaciones intrusivas:

Rocas intrusivas de carácter granítico-diorítico se conocen de unos pocos lugares de la Montaña Norteña, por ejemplo cerca de Metapán y cerca de Chalatenango, donde están en contacto con las series sedimentarias marinas, las últimas demuestran un metamorfismo de contacto, lo que se puede observar, naturalmente, sobre todo en las capas calcáreas. Pero también la parte inferior de la serie volcánica ácida que sobreyace los sedimentos marinos muestra tal influencia, mientras que eso no vale para su parte superior. Todas las características de presentación parecen indicar que la serie volcánica ácida descrita más arriba no es otra cosa que la facies extrusiva de estas intrusiones graníticas.

Más al sur, es decir sobre todo cerca de San Miguel hasta San Isidro, se encuentran unas protrusiones de carácter muy ácido, que se considera como fase posterior ácida de las intrusiones en la Montaña Norteña. Lo característico es que estas protrusiones están a lo largo de una línea recta que corre paralela a las fajas volcánicas, y que con las protrusiones están conectados yacimientos metalíferos subvolcánicos, que se encuentran dentro de las ya descritas cubiertas basáltico-andesíticas. Pero estos yacimientos siempre están limitados a las cubiertas mismas, y nunca penetran hasta la parte superior de esta serie, es decir, a las capas aglomeráticas, lo que puede indicar que las capas aglomeráticas son más jóvenes que la formación de los yacimientos mencionados.

ELEMENTOS ESTRATIGRAFICOS:

En lo siguiente se da un perfil normal esquemático de la presumida sucesión estratigráfica de El Salvador. Naturalmente este perfil está muy generalizado y solamente es para dar una idea general acerca de la estratificación más probable que se basa en los conocimientos actuales de las condiciones geológico-tectónicas del país.

EDAD	UNIDAD ESTRATIGRAFICA	OBSERVACIONES
RECIENTE	ALUVION	Gravas, arenas y arcillas a lo largo de ríos y en depresiones locales. Depósitos de este material en gran escala en las planicies costera en el SW y el SE de la República.
HOLOCENO hasta PLEISTOCENO	ESTRATOS DE SAN SALVADOR	Productos efusivos de los volcanes individuales de la cadena volcánica joven que atravieza la parte Sur de El Salvador. Corrientes de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escorias y cenizas volcánicas; a veces con intercalaciones de sedimentos lacustres (lignito y diatoma). Espesor de los estratos y su sucesión varía de volcán en volcán.

BEST AVAILABLE DOCUMENT

PLEISTOCENO
INFERIOR

ESTRATOS DE
GUAZAPA

hasta

PLIOCENO
SUPERIOR

Suelos fósiles: suelo café y suelo negro (según la tipología de KUBIENA: Braunloh y Pseudogley Tirsoide, respectivamente).

Productos efusivos de los volcanes individuales de la cadena volcánica vieja, que atravieza la parte Norte de El Salvador. Corrientes de lava, aglomerados, tobas, escorias y cenizas volcánicas endurecidas; intercalaciones de sedimentos lacustres y fluviales.

Espesor de los estratos y su sucesión varía de volcán en volcán.

Suelos fósiles: suelo rojo de poca profundidad (hasta 4m.) (según la tipología de KUBIENA: ROTLEHM).

Productos volcánicos; prevalencia de aglomerados (lanars?); intercalaciones de tobas volcánicas endurecidas y corrientes de lava basáltica-andesítica. Espesor alrededor de 500m.; en el E de El Salvador solamente restos rudimentarios de esta serie.

PLIOCENO

ESTRATOS

DE

BLASANO

Suelos fósiles: suelo rojo de gran profundidad (hasta 20m.) (Según tipología de KUBIENA: ROTLEHM).

Cubiertos de rocas extrusivas, con pocas intercalaciones de tobas volcánicas y aglomerados. Cubiertos en la parte inferior de carácter andesítico, en la parte superior de carácter basáltico.

Protrusiones más ácidas (hasta carácter riolítico) sobre todo en el E de El Salvador.

MIOCENO SUPERIOR	ESTRATOS DE CHALATENANGO	Rocas volcánicas ácidas de carácter ríolítico-dacítico. Prevalencia de tobas muy endurecidas de colores claros. El espesor de esta serie es probablemente bastante mayor de 500m. Probablemente es la fazie extrusiva de intrusiones graníticas dioríticas, las cuales son más o menos contemporáneas con la serie media de estos estratos.
MIOCENO INFERIOR		Areniscas de color rojo violeta, con bancos de conglomerados cuarcíticos. Hacia abajo conglomerados rojos de caliza con capas de areniscas. En su lecho conglomerados monomixtos de caliza de color rojo violeta y cantos de tobas volcánicas andesíticas.
		Esta serie representa los productos de erosión de las capas más inferiores. Espesor mayor de 400m.
ALDIAN	ESTRATOS DE METAPAN	Tobas volcánicas de carácter andesítico de color violeta. Espesor: 0 - ? 10m. Serie de caliza en dos facies: caliza gris claro en bancos gruesos y caliza oscura laminada. Espesor: aproximadamente 100m.
CRETACICO INFERIOR		Areniscas rojas de grano fino con cemento arcilloso con estratificación fina; hacia abajo conglomerados de cuarzo, que en su parte inferior generalmente están silificados.

En el lecho de estas capas arenizas rojas finas con componentes arcillosos, en parte con estratificación diagonal. Las partes inferiores están frecuentemente metamorfi-zadas.

Espesor Mayor de 350m.

Lecho desconocido.

ELEMENTOS TECTONICOS

En lo siguiente se dará un cuadro general de las condiciones tectónicas existentes en El Salvador. Lo característico es que solamente se conoce tectónica de fractura, mientras que no existe ningún indicio para plegamientos. La íntima relación entre tectónica, terremotos y volcanismo indica, que los movimientos tectónicos continúan todavía.

Los elementos tectónicos se tratan en una forma un poco más detallada ya que nos parece que son de suma importancia para cualquier futuro trabajo geotérmico. En la primera parte se comunicarán los hechos observados respecto a las condiciones tectónicas, y en la segunda parte se trata de dar una interpretación del mecanismo.

Los hechos

existen en El Salvador tres principales sistemas tectónicos que corren en dirección WNW, NNW y ENE, respectivamente. Sin ninguna duda el sistema WNW es el sistema que más llama la atención, y éste es el sistema básico para la subdivisión del país en varias zonas morfológico-geológicas.

El sistema WNW

Este sistema está caracterizado por desplazamientos verticales considerables que atraviezan toda la República y llevó a la formación de formas de tensión, como son fosas tectónicas (graben). Se puede reconocer cinco ejes principales de este sistema: el primero forma el límite sur de la Montaña Norteña representando dislocaciones verticales alrededor de 1000m. El segundo está caracterizado por un volcanismo individual apagado en la par

te norte de la República y parcialmente por la formación de un graben del tipo Y. El tercer eje queda todavía más al sur y es probablemente el más prominente, contando con dislocaciones tectónicas que frecuentemente llevaron a la formación de fosas tectónicas (casi se puede hablar de una sola fosa que atravieza toda la República = Fosa Central), y con un volcanismo individual joven que por lo menos en parte todavía está activo. Aquí no se trata solamente de formaciones del tipo estrato-volcán, como es el caso en el segundo eje, sino también se encuentran depresiones volcánico-tectónicas y cúpulas de lava. Epicentros sísmicos situados en esta zona indican que los movimientos tectónicos todavía continúan (profundidad de los epicentros ± 10 kms.). El cuarto eje queda en el Océano Pacífico a una distancia de unos 25 kms. de la costa salvadoreña, y está caracterizado por una actividad sísmica muy pronunciada (profundidad de los epicentros: ± 100 kms.). El quinto eje, finalmente, está situado más al sur todavía, formando el "Middle American Trench" existen elevaciones de forma cónica, que se levantan desde más de 3,000 m. de profundidad hasta casi el nivel del mar (el cono más alto queda solamente unos 30 m. debajo del nivel del mar). Tomando en cuenta su forma y su apariencia inmotivada se puede considerar estos conos probablemente como volcanes. Fuera de esta faja principal, el quinto eje cuenta en su borde norte con una zona de depresiones más o menos abruptas que se pueden interpretar como dislocaciones tectónicas, ya que éstas también acusan una actividad sísmica (profundidad de los epicentros 20 kms.)

Todo lo observado respecto a este sistema tectónico se puede resumir en la forma siguiente:

- Eje 1: Dislocaciones tectónicas verticales considerables, aparentemente sin volcanismo, y hoy en día sin actividad sísmica.
- Eje 2: Dislocaciones tectónicas verticales de menos importancia, que parcialmente llevaron a la formación de una fosa tectónica, con un volcanismo individual completamente apagado, y hoy en día sin actividad sísmica.
- Eje 3: Dislocaciones tectónicas verticales que atraviezan toda la República, formando una fosa tectónica prácticamente por todo el largo de la República, con un volcanismo individual por lo menos parcialmente activo todavía, y con una actividad sísmica en poca profundidad (± 10 kms.).

- Eje 4: Zona de actividad sísmica muy pronunciada, con sus epicentros en grandes profundidades (\pm 100 kms.).
- Eje 5: Probablemente dislocaciones tectónicas verticales con un volcanismo en statu nascenti con actividad sísmica de poca profundidad (\pm 20 kms.).

Tomando en cuenta todas las observaciones respecto a los diferentes ejes principales del sistema tectónico WNW se puede deducir que la actividad tectónica a lo largo de esta dirección empezó en el norte y poco a poco se trasladó hacia el sur. La actividad del eje más prominente de El Salvador, o sea el eje 3 ya pasó su apogeo, encontrándose la actividad de mayor intensidad ahora a lo largo de los ejes 4 y 5.

El Sistema NNE:

Este sistema es menos pronunciado, y no se manifiesta mucho morfológicamente. Sin embargo, parece que a lo largo de estas líneas ocurrieron considerables dislocaciones horizontales aproximadamente contemporáneamente con las dislocaciones principales a lo largo del sistema WNW. Habla en favor de eso que la cadena tectónica-volcánica joven atravieza Nicaragua en dirección NW termina precisamente donde encuentra líneas de rumbo general NNE, cambiando su dirección en WNW. También se puede observar que la cadena tectónica-volcánica joven de Guatemala, que sin ninguna duda es contemporánea con la cadena tectónica-volcánica joven de El Salvador (eje 3) y que tiene el mismo rumbo, se encuentra unos 10 a 20 kms. dislocada hacia el norte respecto al eje 3, y el límite entre ambas cadenas está formado por líneas de dirección NNE. Es preciso mencionar aquí que el Volcán Chingo no pertenece a la cadena tectónica joven de El Salvador, sino eventualmente a la prolongación de aquella de Guatemala. Parece bien posible que el sistema NNE al cual pertenece por ejemplo también el curso inferior del Río Lempa, repartió las formaciones que hoy en día forman el Continente Centroamericano en bloques que pueden responder individualmente a fuerzas tectónicas.

Solamente raras veces este sistema está caracterizado por un volcanismo, pero por donde eso es el caso se puede comprobar que la actividad volcánica a lo largo de estas líneas empezó después del apogeo de la actividad volcánica

a lo largo del eje 3 del sistema WNW. También parece que la actividad de los volcanes individuales conectados con el sistema NNE en ningún caso continuó por mucho tiempo, y generalmente se trata de volcanes de poca dimensión, que por lo menos en unos casos se formaron por una sola erupción grande. Aunque son más jóvenes que la mayoría de los volcanes del sistema WNW (eje 3), ya no demuestra ninguna actividad volcánica ni cuenta con fenómenos pots-volcánicos, al contrario de los volcanes del eje WNW 3. Eso y la poca actividad sísmica a lo largo del sistema NNE significa, que sus procesos tectónicos no son tan abismales como los del sistema WNW.

El sistema NNW:

Este sistema es el sistema tectónico más joven que existe en El Salvador, lo que ilustra el hecho de que todas las erupciones volcánicas (según nuestro conocimiento) desde la conquista ocurrieron a lo largo de líneas de este rumbo. Pero también en este caso se manifiesta la primordial importancia del sistema WNW: también las erupciones volcánicas históricas se deben en primer lugar al sistema WNW, ya que todos los volcanes activos se encuentran sobre el eje WNW 3, y solamente la salida de los productos efusivos está dictada por fallas jóvenes que atraviezan los volcanes en dirección NNW. La fig. 4 ilustra la importancia del sistema NNW para la actividad volcánica histórica por medio de tres ejemplos típicos.

También se observa una actividad sísmica a lo largo del sistema NNW, aunque no en una forma tan pronunciada como en el caso del sistema WNW. Eso ilustra los tres ejemplos siguientes: en el año de 1951 ocurrió en parte oriental de la República (cerca de Jucuapa) un terremoto que destruyó gran parte de las ciudades Jucuapa y Chinameca. Las isosistas de este terremoto indican claramente que se trató de una liberación de fuerzas acumuladas en dirección NNW. En el capítulo "Actividad Sísmica en El Salvador" se reporta de un epicentro cerca de Salcoatitán-Juayúa, que está relacionado con otro epicentro cerca de Atiquizaya-Turín. Parece bien posible que estos dos epicentros se encuentran sobre una misma línea de debilidad que correría también en dirección NNW. Finalmente citamos un ejemplo muy reciente para ilustrar la juventud de este sistema NNW: en abril de 1957 se formó por razones en aquel tiempo no bien conocidas cerca de Soyapan go una grieta con una profundidad observada hasta 30 m., y un ancho de en parte varios metros por un largo de más de 500 m., y eso precisamente en dirección NNW. Al mismo tiempo bajó el nivel del agua en los pozos cercanos

por varios metros y el agua se enturbó, pero no se registró ninguna actividad sísmica, aunque una estación sísmica equipada con sismógrafos para registrar terremotos cercanos queda solamente a una distancia de 6 kms., del lugar. En 1959, precisamente desde el 28 de octubre hasta el 4 de noviembre, esta zona entró otra vez en actividad. Los vecinos de Soyapango y alrededores, reportaron retumbos subterráneos, y fueron registrados durante este tiempo 4 temblores muy suaves, de los cuales 2 fueron sentidos. Característico es también en este caso que los fenómenos fueron observados a lo largo de una línea NNW por un largo de aproximadamente 3 kms.

Para toda la actividad sísmica a lo largo del sistema NNW es característico que los hipocentros se encuentren a muy poca profundidad, así resultan para los hipocentros Salcoatitán y Atiquizaya profundidades cerca de más o menos 3 kms., (capítulo "Actividad Sísmica en El Salvador"), y para los temblores cerca de Soyapango se calcula con una profundidad de aproximadamente 1-2 kms. (comunicación verbal: Dr. R. Schulz).

Otras observaciones:

Otra observación importante respecto a las condiciones tectónicas de El Salvador es el hecho de que los bloques que limitan la Fosa Central (eje WNW 3) en el sur y el norte, respectivamente, no se encuentran en posición horizontal, sino se trata de bloques inclinados, donde los bloques al sur del eje están inclinados hacia el sur, mientras que los bloques norteños muestran una inclinación hacia el norte. El buzamiento de todos estos bloques es entre 2° y 3°, pero a veces alcanza hasta 6°. Eso significa que el eje WNW 3 se encuentra en el centro hundido de una bóveda formada por rocas más viejas.

Es preciso mencionar aquí también que en varias partes de la costa pacífica se pueden observar terrazas marinas jóvenes, lo que indica un levantamiento reciente de tales partes. Característico es que no toda la costa se levanta uniformemente; sino solamente unos diferentes bloques (comparo "Sistema NNE"). Terrazas fluviales existen en más o menos toda la República, indicando la tendencia del continente de levantarse. Nivelaciones precisas, realizadas por la Dirección General de Cartografía (Ministerio de Obras Públicas) comprueban que estos levantamientos, continúan hasta la actualidad.

Resumen:

Se puede resumir lo arriba dicho acerca de las líneas tectónicas-geológicas existentes en El Salvador en la forma siguiente:

1. Existen tres sistemas tectónicos principales, de los cuales el sistema WNW es el más prominente, mostrando los efectos más abismales.
2. La formación de los sistemas tectónicos WNW y NNE es aproximadamente contemporánea, y el sistema más joven es el sistema tectónico NNW.
3. El sistema tectónico WNW está caracterizado por dislocaciones tectónicas verticales, formando bajo ciertas condiciones fosas tectónicas y cuenta con un volcanismo de gran escala el cual por lo menos parcialmente está activo todavía, como también muestra una actividad sísmica.
4. El sistema tectónico NNE está caracterizado sobre todo por dislocaciones horizontales, y cuenta solamente con una actividad volcánica muy reducida que ocurrió después de que la actividad volcánica del sistema WNW dentro del territorio salvadoreño ya ha pasado su apogeo. Hoy en día, el volcanismo de este sistema está completamente apagado, y la actividad sísmica muy reducida.
5. El sistema tectónico NNW está caracterizado por erupciones volcánicas muy jóvenes y por una actividad sísmica, cuyos hipocentros se encuentran a poca profundidad.
6. La Fosa Central (eje WNW 3), el elemento más prominente para las condiciones geológicas-tectónicas de El Salvador, se encuentra en el centro hundido de una bóveda de rocas volcánicas de mayor edad.
7. El territorio que ocupa El Salvador está levantándose.

El mecanismo:

Habiendo comunicado los hechos tectónicos, observados en el campo, se procura dar en lo siguiente una explicación acerca de como fué posible la formación de los diferentes sistemas tectónicos existentes en El Salvador.

Conceptos:

Para facilitar la interpretación es conveniente introducir los siguientes conceptos:

Piso inferior: Comprende las series litológicas que se encuentran en la profundidad en estado más o menos semiplástico; no se trata necesariamente de magna original, sino bajo las condiciones térmicas y las de presión existentes en profundidades grandes, rocas de cualquier caracter pueden adquirir tales propiedades. Que tales series en realidad existen en el subsuelo profundo resulta de los estudios sísmicos.

Tales series responden a fuerzas de compresión por la formación de bóvedas o plegamientos, y una fuerza de tensión causa que se los dilaten.

Piso superior: Comprende las series litológicas en el lecho del piso inferior, y que no tienen la propiedad de ser semiplásticas, sino se trata de formaciones más rígidas, como las conocemos por los afloramientos en la superficie.

Estas series responden tanto a fuerzas de compresión como de tensión por la formación de rupturas.

Hipótesis:

La interpretación de las condiciones geológicas-tectónicas se basa en la hipótesis que la Cordillera Centroamericana, una montaña plegada, exigió fuerzas de compresión sobre el territorio que hoy en día ocupa El Salvador, y que estas fuerzas llevaron a la formación de los sistemas tectónicos descritos más arriba. Que tales montañas plegadas pueden exigir fuerzas de compresión sobre sus regiones adyacentes es un hecho bien conocido, por ejemplo de Los

Alpes. Que el volcarismo es una consecuencia de los movimientos tectónicos no es una hipótesis, sino puede ser considerado como un hecho bien fundado.

Interpretación:

La fig. 6 ilustra la situación de Centroamérica dentro de los sistemas orogénicos del Continente Americano. Resulta que Centroamérica está situada entre el "Escudo Brasileño y el "Escudo Canadiense", formaciones geológicas muy viejas y consolidadas, que por su existencia llevaron a que los sistemas orogénicos y terciarios de América del Sur y del Norte se aproximan por medio de una curvatura orogénica, y no directamente a lo largo del Océano Pacífico, es decir, los escudos con los cuales se estrechan los diferentes sistemas orogénicos, exigieron una compresión hacia la zona Centroamericana-Caribe. Considerando que los dos escudos están alineados a lo largo de una recta aproximada con rumbo NNE, no es extraño que los dos lados de la curvatura demuestran una dirección general ENE, estando Centroamérica en la parte cóncava de la curvatura.

El lado norteño de esta curvatura orogénica está formado por la cordillera plegada que corre por Guatemala y la parte oeste de Honduras.

Durante el Terciario (probablemente en el Mioceno) esta zona entró en una época de su actividad tectónica, causando fuerzas de compresión normalmente a su rumbo, es decir, en dirección SSE. Estas fuerzas actuaron en diferentes formas sobre los "pisos" distinguidos arriba, a saber :

- a) En el Piso Inferior, o sea en material más o menos semiplástico, las fuerzas aplicadas llevaron a bóvedas verticales, cuyos ejes deben correr en una dirección normal a la de la fuerza aplicada, o sea en una dirección general ENE.
- b) En el Piso Superior, o sea en material rígido, las fuerzas aplicadas llevaron a la formación de rupturas que deben cumplir con las leyes mecánicas para cuerpos sólidos. Estas leyes implican que se formen bajo tales condiciones de compresión zonas de debilidad, que están en un ángulo de 45° a la dirección de la fuerza aplicada, lo que significaría que resultan zonas de debilidad en las direcciones NNW y NNE, ya que la fuerza aplicada actuó sobre la dirección NNW. Las mismas leyes obligan además que una de

estas direcciones domine sobre la otra.

Una vez que se hayan formado los mencionados sistemas de debilidad tectónica, existe la tendencia de un movimiento lateral de los bloques entre estos sistemas continuando las fuerzas de compresión. Las lleva a fuerzas de tensión en una dirección normal a la de la compresión aplicada, que originan zonas de debilidad que están en un ángulo recto a la dirección de la fuerza de tensión aplicada, o sea en el caso aquí considerado con rumbo NNW.

Resumiendo lo dicho hasta ahora hay que hacer constar lo siguiente:

1. Fuerzas de compresión llevan en el Piso Inferior a una bóveda con rumbo ENE.
2. Las mismas fuerzas causan en el Piso Superior zonas de debilidad en las direcciones WNW y NNE, donde uno de estos sistemas debe ser más pronunciado que el otro.
3. Fuerzas de tensión originan más tarde en el Piso Superior zonas de debilidad en dirección NNW.

Es ahora el momento en que se debe revisar hasta qué punto los hechos corresponden a la teoría desarrollada.

- 1°. Dentro de El Salvador no se puede observar una bóveda que corre en dirección ENE, pero hay que considerar que El Salvador forma solamente una parte pequeña de toda el área dentro de la curvatura orogenética Centroamericana-Caribe. Si consideramos toda esta zona entonces si se reconoce muy bien tal bóveda, que está representada por elevaciones en dirección aproximada ENE que se encuentra en el Mar Caribe y constituidas por formaciones de carácter del Piso Inferior.

- 2°. Zonas de debilidad en el Piso Superior que corren en dirección WNW y NNE son bien conocidas como se explicó más arriba, y el sistema WNW es mucho más pronunciado que el otro. Pero todos estos sistemas se deben a fuerzas de tensión, mientras que la teoría exigirá formas de compresión.
- 3°. También existen sistemas de rumbo NNW que se deben a tensiones, y los cuales son más jóvenes que los demás sistemas, así cumpliendo con la teoría.

Aunque varios puntos de la teoría están comprobados por los hechos observados, quedan todavía otros que no parecen ser explicables por la teoría desarrollada. Estos puntos son:

- a) Existe una bóveda en el Piso Superior que corre en dirección WNW.
- b) Los sistemas WNW y NNE no se deben a fuerzas de compresión sino a fuerzas de tensión.

Pero consideramos ahora el comportamiento del Piso Inferior, después de que las fuerzas de compresión empezaron a actuar: este material, bajo la influencia de las fuerzas aplicadas, tiene la tendencia de formar bóvedas verticales con un rumbo general ENE. Que eso fué el caso demuestra el nivel del Mar Caribe, y una bóveda parcialmente hundida que atravieza Centroamérica aproximadamente a lo largo de la frontera entre Honduras y Nicaragua.

Al mismo tiempo aún, en el Piso Superior se formaron las zonas de debilidad correspondientes a las mismas fuerzas de compresión. Encontrando ahora el material ascendiente del Piso Inferior en los flancos de su bóveda original zonas de debilidad en el Piso Superior, preferirá tales zonas para responder a las fuerzas aplicadas, y eso precisamente según la ley de menor resistencia, así, levantando el Piso Superior en dirección de sus zonas de debilidad, formando así una bóveda en la misma dirección.

En tales bóvedas deben ocurrir fuerzas de tensión normalmente a su eje, causados por la mayor área que ocupan ahora las capas en comparación con su posición más o menos horizontal. Estas fuerzas de tensión llevan a zonas de debilidad normalmente a su dirección, o sea en el caso considerado en dirección WNW, y ese sobre todo en el centro de la bóveda. Tales formas debidas a tensión, permiten al material del Piso Inferior penetrar al Piso Superior o hasta la superficie formando volcanes, y para la parte del centro de la bóveda existe la posibilidad de hundirse.

Considerando ahora, en el caso de El Salvador, que el sistema tectónico más prominente es el que corre en dirección WNW, las bóvedas que así se podrían formar deberían tener el mismo rumbo, lo que coincide con los hechos observables. Que el material del Piso Inferior logró penetrar hasta la superficie demuestra el volcanismo existente y los hundimientos tectónicos, que por lo menos parcialmente llevaron a la formación de fosas tectónicas, que se encuentran en el propio centro de la bóveda.

Tomando en cuenta todas estas consideraciones, los hechos tectónicos observados en el campo, corresponder en lo total a la teoría desarrollada de que los sistemas tectónicos de El Salvador se deben primeramente a fuerzas de compresión causadas por la cordillera plegada Centroamericana, y que las formas de tensión se formaron por influencia del subsuelo profundo sobre las series más superficiales.

3. METODOS PARA ANALIZAR LOS DATOS DE UN ENSAYO POR BOMBEO I

En este capítulo y en el siguiente se describen los métodos más importantes de que se dispone hoy en día para la evaluación de los datos obtenidos en un ensayo por bombeo. Como es imposible dar un repaso a todos los procedimientos se ha hecho una selección entre las fórmulas que se pueden aplicar corrientemente en las condiciones reales de campo. Se ha puesto poca atención a la deducción matemática y comprobación de las fórmulas; se hace hincapié en sus aplicaciones y limitaciones. Para aquellos lectores que estén especialmente interesados en el fondo teórico de los diferentes métodos, se presenta al final de esta publicación una bibliografía conteniendo las referencias de la literatura original. Se incluyen varios ejemplos numéricos de análisis basados en datos de campo reales. Este capítulo está dedicado a condiciones de flujo en régimen permanente y variable en acuíferos de extensión infinita y aplicado a acuíferos confinados, libres, semi-confinados y semi-libres (para definiciones ver Capítulo 2). En la Tabla 15 se da un repaso de los métodos presentados en este Capítulo. En el Capítulo 4 se tratarán los métodos para analizar el flujo bajo condiciones especiales de campo como por ejemplo, suelos con muchas capas diferentes, presencia de límites de recarga y de límites de barrera, acuíferos en forma de cuña, etc.; en la Tabla 17 se da un repaso de estos métodos.

Queremos reiterar que los métodos de análisis vienen descritos para un conjunto dado de condiciones de flujo. En consecuencia se mencionan varios métodos en más de un lugar. Desde un punto de vista hidrológico hubiera sido más lógico comenzar con las fórmulas y discutir las condiciones que se deben satisfacer para aplicarlas. Sin embargo, para el que trabaja en el campo, que generalmente es capaz de determinar el tipo de acuífero, será más útil disponer de métodos para conjuntos de circunstancias agrupadas unas con otras y ésta es la razón por la que se sigue este sistema.

En el Capítulo 2, Sección 3.2, se ha discutido la selección de las condiciones de flujo que mejor describen las condiciones reales de campo.

Supuestos sobre los que se basan todos los métodos incluidos en el Capítulo 3.

- Aparentemente, el acuífero tiene una extensión superficial infinita.
- El acuífero, en el área influenciada por el ensayo, es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme.
- Antes de bombear, la superficie piezométrica y/o superficie freática son (casi) horizontales en el área influenciada por el ensayo por bombeo.
- Se bombea el acuífero a caudal de descarga constante.
- El pozo de bombeo penetra totalmente en el acuífero y por ello recibe agua de todo el espesor del acuífero siendo el flujo horizontal.

Está claro que, en particular, la primera suposición raramente se satisface en la naturaleza. Sin embargo, débiles desviaciones no impiden la aplicación de los métodos. Si se producen mayores desviaciones sobre los supuestos más arriba citados, entramos en el campo de problemas especiales de flujo (Capítulo 4).

3.1 FLUJO EN REGIMEN PERMANENTE EN ACUIFEROS CONFINADOS

Para ilustrar los métodos de analizar los datos obtenidos en un ensayo por bombeo, llevado a cabo en un acuífero confinado y en flujo en régimen permanente, se utilizan los datos del ensayo realizado en Julio de 1962 por el Institute for Land and Water Management Research en el polder "Oude Korendijk", al sur de Rotterdam.

La Figura 8 muestra la sección transversal litológica del área, deducida de los datos obtenidos durante la perforación. Los primeros 18 m por debajo de la superficie al estar constituidos por arcilla, turba y arcilla con arena fina, forman la capa impermeable que da el carácter de confinado al acuífero. Entre 18 y 25 m por debajo de la superficie el acuífero está formado por arena bastante gruesa con algo de grava. La base del acuífero está formada por sedimentos de arena fina y arcilla y puede considerarse como impermeable.

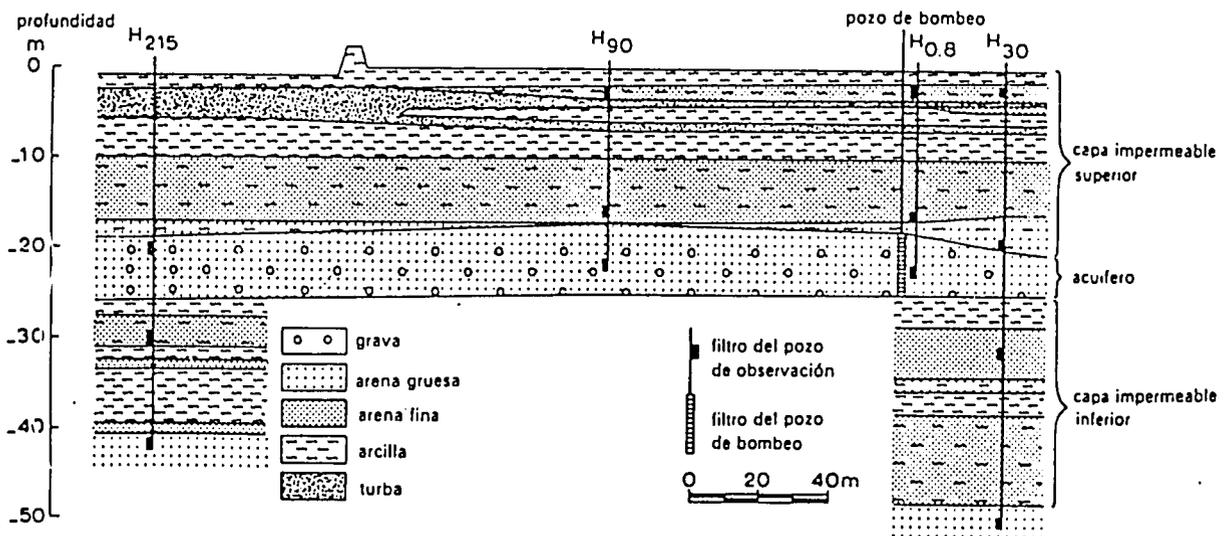


Fig. 8.-Sección transversal litológica del ensayo por bombeo situado en "Oude Korendijk".

Se instaló filtro en el pozo de bombeo en todo el espesor del acuífero y se situaron piezómetros a diferentes profundidades y a unas distancias de 0,8, 30, 90 y 215 m del pozo de bombeo. Los filtros en H₃₀ y H₂₁₅ a una profundidad de 30 m mostraron un descenso de la capa de agua durante el bombeo, lo cual indica que la capa arcillosa situada entre 25 y 27 m de profundidad no es completamente impermeable. Sin embargo, en este trabajo supondremos que toda el agua proviene de la capa situada entre 18 y 25 m y que la base es totalmente impermeable.

La Tabla 4 da el descenso medido en los piezómetros después de casi 14 horas de bombeo a caudal de descarga constante, $Q = 788 \text{ m}^3/\text{día}$.

TABLA 4. - DESCENSO EN EL NIVEL DE AGUA EN LOS PIEZOMETROS INSTALADOS ENTRE 20 Y 24 m POR DEBAJO DE LA SUPERFICIE Y DESPUES DE 830 min. D^e BOMBEO: ENSAYO POR BOMBEO "OUDE KORENDIJK"

Piezómetro	H _{0.8}	H ₃₀	H ₉₀	H ₂₁₅
Descenso en metros	2,236	1,088	0,716	0,250

3.1.1 Método de Thiem

Se deben cumplir los siguientes supuestos y condiciones:

- Los supuestos citados en la página 39
- El acuífero es confinado
- Flujo hacia el pozo en régimen permanente.

THIEM (1906) fué uno de los primeros que utilizó dos o más piezómetros para determinar la conductividad hidráulica de un acuífero. Mostró que si en un acuífero se satisfacen las condiciones más arriba citadas, se puede expresar la descarga del pozo de la siguiente forma:

$$Q = \frac{2\pi kD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (1)$$

donde

Q es la descarga del pozo en $\text{m}^3/\text{día}$,

kD es la transmisividad del acuífero en $\text{m}^2/\text{día}$,

r_1 y r_2 son las respectivas distancias a los piezómetros desde el pozo de bombeo, en metros,

h_1 y h_2 son las respectivas elevaciones de los niveles de agua en los piezómetros, en metros.

Por medio de esta ecuación, conocida como *ecuación de equilibrio de Thiem*, es posible determinar la transmisividad de un acuífero confinado si se bombea un pozo y se miden los valores de h en al menos dos piezómetros. Anosotros nos interesa más el descenso de la capa de agua, comúnmente designado con la letra s (Fig.9), que el valor absoluto de h ; al ser el acuífero confinado, no es necesario tener especial cuidado en elegir un plano dado para medir la elevación y además, por razones prácticas, corrientemente la Ec.(1) viene escrita de la forma siguiente:

$$Q = \frac{2\pi kD(s_{m_1} - s_{m_2})}{\ln(r_2/r_1)} \quad (2)$$

donde

s_{m_1} y s_{m_2} son los respectivos descensos de la capa de agua en los piezómetros, en metros, en condiciones de régimen permanente; los otros símbolos tienen el mismo significado que en la Ec.(1).

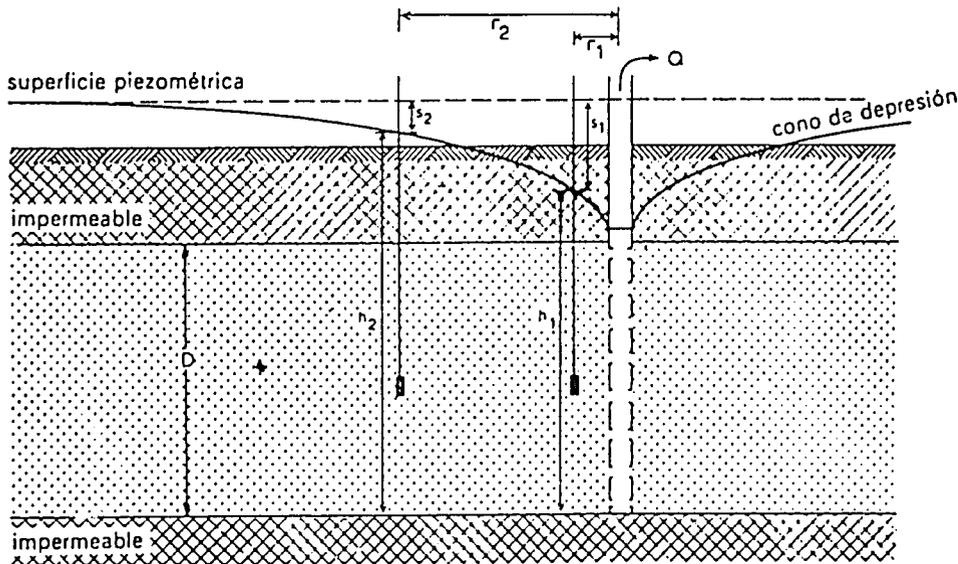


Fig.9.-Esquema de la sección transversal de un acuífero confinado bombeado.

En aquellos casos en que sólo se dispone de un piezómetro, situado a una distancia r_1 del pozo de bombeo,

$$Q = \frac{2\pi kD(s_{mw} - s_{m_1})}{\ln(r_1/r_w)} \quad (3)$$

donde

s_{mw} es el descenso del nivel del agua en el pozo de bombeo en condiciones de régimen permanente y

r_w es el radio del pozo de bombeo.

La Ecuación (3) es de uso limitado ya que las condiciones hidráulicas locales en y cerca del pozo influyen grandemente en el valor de s_w , es decir, debido a las pérdidas que se producen en el pozo, por el flujo a través del filtro del mismo y el flujo desde el pozo hasta la entrada a la bomba.

Por tanto se debe utilizar la Ec.(3) con gran precaución y sólo en el caso en que no se puedan aplicar otros métodos. Es preferible utilizar dos o más piezómetros, situados lo suficientemente cerca del pozo de bombeo para que los descensos sean apreciables y puedan medirse fácilmente.

Procedimiento I

- Representar en papel semi-logarítmico los descensos medidos en cada piezómetro en función del tiempo correspondiente: los descensos en el eje vertical, de escala lineal, y el tiempo en el eje horizontal, de escala logarítmica.

- Construir para cada piezómetro la llamada curva tiempo-descenso, trazándola de forma que ajuste lo mejor posible a los puntos.

Se observará que para los últimos datos del tiempo, las curvas de los diferentes piezómetros son paralelas y por ello la distancia entre ellas es constante. Esto significa que el gradiente hidráulico es constante y, por tanto, se puede considerar que el flujo de agua en el acuífero está en régimen permanente.

- Substituir los valores de s_m , descensos de la capa de agua en régimen permanente de dos piezómetros en la Ec.(2); junto con los correspondientes valores de r y el conocido valor de Q , obtener el valor de kD .

- Repetir este procedimiento para todas las posibles combinaciones de dos piezómetros. Teóricamente, los resultados deben ser similares; sin embargo, en la práctica se obtienen valores de kD más o menos diferentes. Se usa la media como resultado final.

Ejemplo

Se utilizará el método de Thiem para analizar los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk". En la Tabla 4 (pag.40) se muestran los valores de los descensos de la capa de agua al final del período de bombeo, después de bombear durante 830 min. Se podría demostrar que casi se ha alcanzado el régimen permanente del flujo de agua y que el error cometido probablemente es pequeño.

En la Ec.(2) se sustituyen los valores numéricos de los máximos descensos medidos en los piezómetros situados a 30 y 90 m de distancia desde el pozo de

bombeo,

$$kD = \frac{Q}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

donde

$$r_1 = 30 \text{ m} \quad s_1 = 1,088 \text{ m}$$

$$r_2 = 90 \text{ m} \quad s_2 = 0,716 \text{ m}$$

$$Q = 788 \text{ m}^3/\text{día}$$

Por tanto

$$kD = \frac{788}{2 \times 3,14(1,088 - 0,716)} \times \ln \frac{90}{30} = 370 \text{ m}^2/\text{día}$$

Se puede seguir el mismo procedimiento utilizando otras combinaciones de piezómetros. Los resultados vienen dados en la Tabla 5.

TABLA 5. - RESULTADOS DE APLICAR EL METODO DE THIEM, PROCEDIMIENTO I, A LOS DATOS DEL ENSAYO POR BOMBEO "OUDE KORENDIJK"

r_1 (m)	r_2 (m)	s_1 (m)	s_2 (m)	kD (m ² /día)
30	90	1,088	0,716	370
0,8	30	2,236	1,088	396
0,8	90	2,236	0,716	390
30	215	1,088	0,250	295
90	215	0,716	0,250	234
0,8	215	2,236	0,250	353
media				340

Procedimiento II

- Representar para cada piezómetro, en papel semi-logarítmico, los descensos s_m medidos cuando se ha alcanzado el régimen permanente en relación con la distancia r entre el pozo de bombeo y el piezómetro (Fig.10).

- Trazar la línea recta que mejor ajuste a los puntos representados; se obtiene el gráfico llamado *distancia-descenso*.

- Determinar la pendiente de esta recta Δs_m , es decir, la diferencia entre los máximos descensos por ciclo logarítmico de r ; se obtiene $r_2/r_1 = 10$, o sea,

$\log r_2/r_1 = 1$. Haciendo ésto la Ecuación (2) queda reducida a

$$Q = \frac{2\pi kD}{2,30} \Delta s_m \quad (4)$$

Sustituir los valores numéricos de Q y Δs_m en la Ecuación (4) y obtener kD.

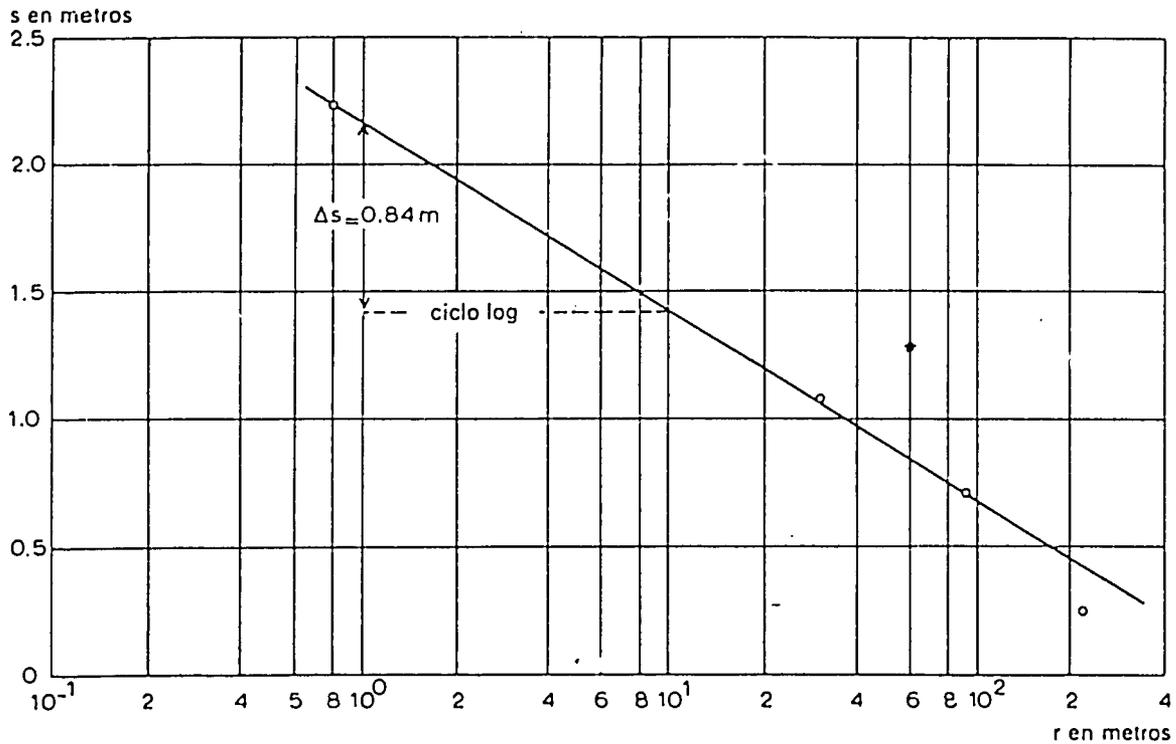


Fig.10. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" con el método de Thiem, Procedimiento II.

Ejemplo

Se utilizó el método de Thiem, Procedimiento II, representando los valores de s_m y r dados en la Tabla 4, en papel semi-logarítmico (Fig.10). Se traza una recta por los puntos representados cuya pendiente es igual a una diferencia en descensos de 0,84 m por ciclo logarítmico de r. Sustituyendo este valor y el de Q en la Ec.(4) se obtiene

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s_m} = \frac{2,30 \times 788}{2 \times 3,14 \times 0,84} = 343 \text{ m}^2/\text{día}$$

Este resultado concuerda muy bien con el valor medio obtenido por el método de Thiem, Procedimiento I.

Observación

Hay que fijarse en el hecho de que se ha definido el régimen permanente como aquella situación en la que las variaciones del descenso de la capa de agua en relación con el tiempo son despreciables, o bien, cuando el gradiente hidráulico se ha hecho constante. Sin embargo, el lector comprenderá que el régimen permanente o, es decir, variaciones del descenso igual a 0, es imposible de obtener en un acuífero confinado.

3.2 FLUJO EN REGIMEN VARIABLE EN ACUIFEROS CONFINADOS

La ecuación de Thiem para régimen permanente es ampliamente aplicable para determinar la permeabilidad. Sin embargo, puede ser que las condiciones de campo sean tales que se necesite una cantidad de tiempo considerable para alcanzar el régimen permanente del flujo. A veces, se considera ésto último como una desventaja más o menos seria del método de Thiem.

THEIS (1935) produjo un gran progreso al ser el primero que desarrolló una fórmula para régimen variable en la que toman parte el factor tiempo y el coeficiente de almacenamiento. Theis observó que cuando se bombea a caudal constante un pozo que penetra en un extenso acuífero confinado, la influencia de la descarga se extiende hacia el exterior. La velocidad del descenso de carga hidráulica, multiplicada por el coeficiente de almacenamiento y sumado este producto para toda el área de influencia, es igual a la descarga del pozo. Como el agua debe provenir de una disminución en el almacenamiento del acuífero, la carga hidráulica continuará disminuyendo ya que el acuífero es infinito. Por tanto, no puede existir teóricamente flujo en régimen permanente. Sin embargo, la velocidad de descenso decrece conforme se extiende el área de influencia y finalmente será tan pequeña que llegará a ser despreciable; por ello, en la práctica, se considera que se ha alcanzado el régimen permanente. La ecuación para régimen permanente o de Theis, fue deducida por analogía entre el flujo de agua en el suelo y la conducción de calor; se puede expresar de la forma

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_u^{\infty} \frac{e^{-y} dy}{y} = \frac{Q}{4\pi kD} W(u) \quad (5)$$

donde

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad \text{y, por tanto, } S = \frac{4kDt u}{r^2} \quad (6)$$

s = descenso del nivel piezométrico en un piezómetro situado a r del pozo de bombeo, en metros

- Q = caudal constante de descarga, en $m^3/día$
 S = coeficiente de almacenamiento, adimensional
 kD = transmisividad del acuífero, en $m^2/día$
 t = tiempo desde que comenzó el bombeo, en días
 $W(u) = -0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} + \dots$

La integral exponencial viene expresada con el símbolo $W(u)$, que generalmente se le llama *función u del pozo* o *función del pozo de Theis*. Se encuentra a veces también con el símbolo $-E_1(-u)$ (JAHNKE y EMBDE, 1945). Los valores de $W(u)$ para diferentes valores de u vienen dados en el Anejo I.

A partir de la Ec.(5) se pueden determinar S y kD si conociendo la descarga de Q se miden valores de s para uno o más valores de r y para varios valores de t . La presencia de dos incógnitas y la naturaleza de la integral exponencial hacen imposible obtener una solución explícita. Sin embargo, se han desarrollado varias soluciones gráficas aproximadas.

Utilizando los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" (ver página 39 y Fig.8), se muestran ejemplos numéricos de los métodos de análisis para flujo en régimen variable en un pozo penetrando totalmente en un acuífero confinado. En la Tabla 6 se dan los datos de los descensos en los piezómetros situados a 30, 90 y 215 m del pozo de bombeo.

3.2.1 Método de Theis

Además de los supuestos mencionados en la página 39, se deben satisfacer las siguientes condiciones limitantes:

- El acuífero es confinado.
- El flujo de agua hacia el pozo es en régimen variable, es decir, ni las diferencias del descenso del nivel de agua en los piezómetros son despreciables con el tiempo, ni el gradiente es constante con el tiempo.
- La extracción de agua del almacenamiento produce inmediatamente descenso en la carga hidráulica.
- El diámetro del pozo de bombeo es muy pequeño, es decir, se puede despreciar el almacenamiento en el pozo.

Procedimiento

- Preparar la "curva tipo" de la función del pozo de Theis representando en papel logarítmico los valores de $W(u)$ en relación con los de u , dados en el

TABLA 6. - DATOS DEL ENSAYO POR BOMBEO "OUDE KORENDIJK".
PIEZOMETRO H₃₀, PROFUNDIDAD DEL FILTRO 20 m.

t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)	t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)
0	0	0	18	0,680	2,00 × 10 ⁻²
0,1	0,04	1,11 × 10 ⁻⁴	27	0,742	3,00
0,25	0,08	2,78	33	0,753	3,66
0,50	0,13	5,55	41	0,779	4,55
0,70	0,18	7,77 × 10 ⁻⁴	48	0,793	5,34
1,0	0,23	1,11 × 10 ⁻³	59	0,819	6,56
1,40	0,28	1,56	80	0,855	8,89 × 10 ⁻²
1,90	0,33	2,11	95	0,873	1,06 × 10 ⁻¹
2,33	0,36	2,59	139	0,915	1,54
2,80	0,39	3,12	181	0,935	2,01
3,36	0,42	3,73	245	0,966	2,72
4,00	0,45	4,44	300	0,990	3,33
5,35	0,50	5,94	360	1,007	4,00
6,80	0,54	7,55	480	1,050	5,55
8,3	0,57	9,22	600	1,053	6,66
8,7	0,58	9,67 × 10 ⁻³	728	1,072	8,08
10,0	0,60	1,11 × 10 ⁻²	830	1,088	9,22 × 10 ⁻¹
13,1	0,64	1,46			

PIEZOMETRO H₃₀, PROFUNDIDAD DEL FILTRO 24 m.

0	0	0	40	0,404	4,94 × 10 ⁻³
1,5	0,015	1,85	53	0,429	6,55
2,0	0,021	2,47	60	0,444	7,41
2,16	0,023	2,68	75	0,467	9,26 × 10 ⁻³
2,66	0,044	3,24	90	0,494	1,11 × 10 ⁻²
3	0,054	3,70	105	0,507	1,30
3,5	0,075	4,32	120	0,528	1,48
4	0,090	4,94	150	0,550	1,85
4,33	0,104	5,35	180	0,569	2,22
5,5	0,133	6,80	248	0,593	3,06
6	0,153	7,42	301	0,614	3,72
7,5	0,178	9,36 × 10 ⁻⁴	363	0,636	4,48
9	0,206	1,11 × 10 ⁻³	422	0,657	5,21
13	0,250	1,60	542	0,679	6,70
15	0,275	1,85	602	0,688	7,43
18	0,305	2,22	680	0,701	8,40
25	0,348	3,08	785	0,718	9,70 × 10 ⁻²
30	0,364	3,70 × 10 ⁻³	845	0,716	1,04 × 10 ⁻¹

PIEZOMETRO H₂₁₅, PROFUNDIDAD DEL FILTRO 20 m.

0	0	0	305	0,196	6,60 × 10 ⁻³
66	0,089	1,43 × 10 ⁻³	366	0,207	7,92 × 10 ⁻³
127	0,138	2,75 × 10 ⁻³	430	0,214	9,30 × 10 ⁻³
185	0,165	4,00 × 10 ⁻³	606	0,227	1,31 × 10 ⁻²
251	0,186	5,43 × 10 ⁻³	780	0,250	1,69 × 10 ⁻²

Anejo I. Esto es la curva tipo "normal". Sin embargo, frecuentemente es más conveniente usar el tipo de curva "inverso" que se obtiene representando los valores de $W(u)$ en función de los de $1/u$ (Fig.11).

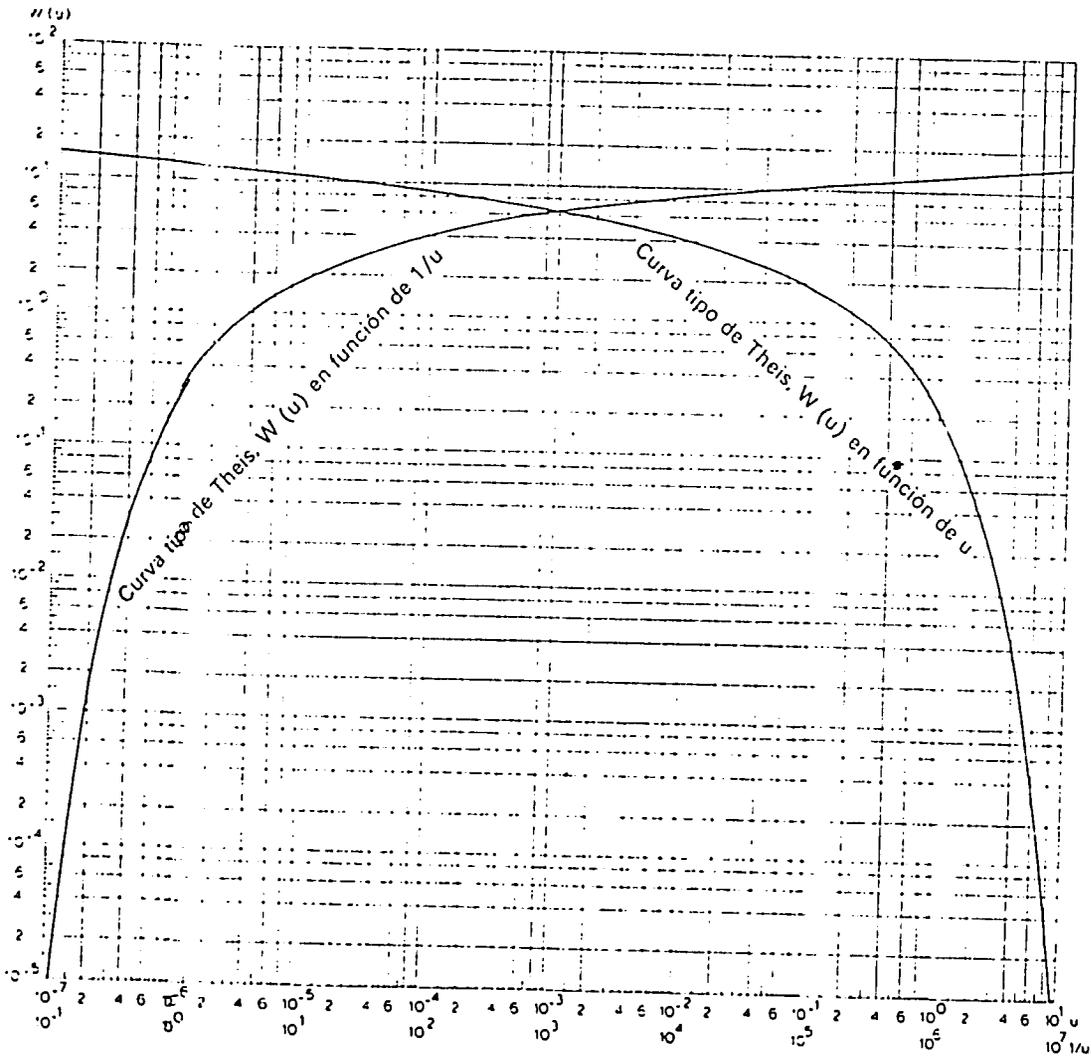


Fig.11. - Curvas tipo de Theis: $W(u)$ en función de u y de $W(u)$ en función de $1/u$.

- Representar los valores de s en función de t/r^2 en otra hoja de papel logarítmico de la misma escala que la utilizada para la curva tipo. Se sigue este procedimiento para los datos de todos los piezómetros disponibles. Si se emplea la curva tipo normal, se deben representar los valores de s en relación con los de r^2/t . Se observará que si el caudal de descarga Q es constante, el descenso s y los valores de r^2/t guardan una relación semejante a la existente entre $W(u)$ y u ; por ello, la curva obtenida con los datos reales será similar a la curva tipo.

- Colocar la representación de los datos reales sobre la curva tipo y manteniendo los ejes de coordenadas de ambas curvas paralelos, encontrar la posición en la que mejor se ajusten una a otra (Fig.12).

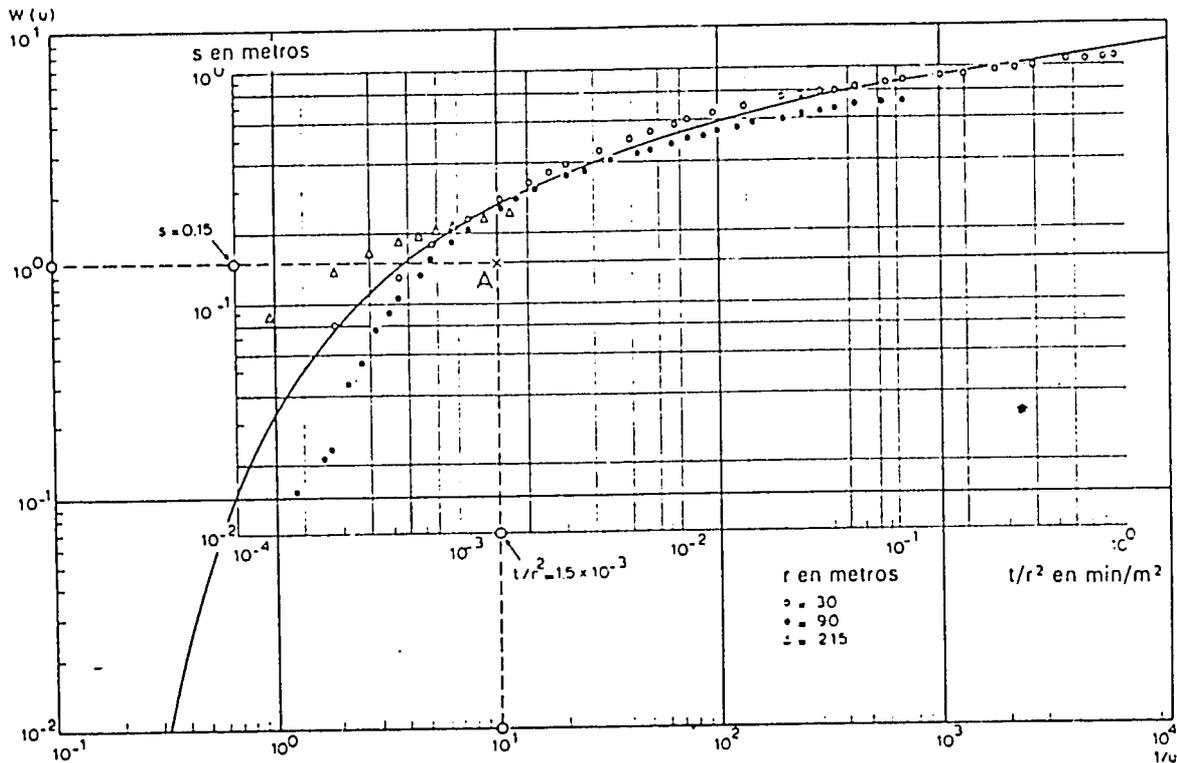


Fig.12. - Análisis de los datos obtenidos en el ensayo por bombeo "Oude Korendijk" con el método de Theis.

- Elegir el punto arbitrario A en la parte en que ambas hojas se solapan y determinar sus coordenadas $W(u)$, $1/u$, s y t/r^2 . Obsérvese que no es necesario que este punto elegido esté sobre la curva tipo. De hecho, se simplifican grandemente los cálculos si se elige el punto de coordenadas $W(u) = 1$, $1/u = 10$.

- Sustituir los valores de $W(u)$, s y Q en la Ec.(5)

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u)$$

y obtener kD .

- Calcular S sustituyendo los valores de kD , t/r^2 y u en la Ec.(6)

$$S = 4 kD(t/r^2)u$$

Ejemplo

Se aplica este método a los datos contenidos en la Tabla 6. La Fig.12 muestra la representación, para todos los piezómetros, de los valores de t/r^2 con respecto a s situada sobre la curva tipo de Theis, $W(u)$ respecto de $1/u$.

Se ha escogido el punto de encaje A de forma que $W(u)=1$ y el valor de $1/u=10$; este punto A, en la gráfica correspondiente a los datos observados tiene por coordenadas $s_A=0,15$ m y $(t/r^2)_A = 1,5 \cdot 10^{-3}$ min/m² = $1,5 \cdot 10^{-3}/1440$ días/m². Introduciendo estos valores con el de $Q = 788$ m³/día, en las ecuaciones (5) y (6) se obtiene

$$kD = \frac{Q}{4\pi s_A} W(u) = \frac{788}{4 \times 3,14 \times 0,15} \times 1 = 418 \text{ m}^2/\text{día}$$

y

$$S = \frac{4kD(t/r^2)_A}{1/u} = 4 \times 418 \times \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1440} \times \frac{1}{10} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Variantes

Es obvio que se puede calcular de la misma forma los valores de kD y S utilizando la representación de s en función de r^2/t y una curva tipo de $W(u)$ en función de u .

Cuando se deban calcular los valores de las características hidráulicas para cada piezómetro por separado, se utilizará para cada uno de ellos una representación de los valores de s en función de los de t o de los de $1/t$ usando una curva tipo de $W(u)$ en función de $1/u$ o de u , respectivamente.

Se mostrará por medio de una prueba que representar $1/t$ o t en función de s o $1/s$ tiene poca importancia ya que solamente se necesita girar la gráfica para que la curva obtenida con los datos, ajuste correctamente con la curva tipo. Se puede marcar el punto de ajuste a través del papel por medio de un alfiler o una señal. Por supuesto, el papel logarítmico debe tener la misma escala para ambas curvas.

Observaciones

Debe recordarse que al utilizar el método de la curva de Theis y por tanto todos los métodos de curva tipo, hay que atribuir menos importancia a los primeros datos ya que tales datos no están completamente de acuerdo con la ecuación teórica del descenso (s) sobre la que está basada la curva, o curvas tipo. Las ecuaciones teóricas se basan, entre otras cosas, sobre las suposiciones de que la descarga del pozo permanece constante y que la salida del agua almacenada en el acuífero

es inmediata y directamente proporcional a la intensidad con que la carga hidráulica disminuye. De hecho, puede haber un retraso de tiempo entre el descenso de la presión y la salida del agua almacenada; al principio también puede variar el caudal de descarga, mientras la bomba se adapte al cambio de la carga hidráulica. Probablemente esto produce al comienzo desacuerdos entre la teoría y las condiciones reales de flujo. Conforme se alarga el tiempo de bombeo, disminuyen los efectos de tales condiciones de flujo y se puede alcanzar un mayor ajuste. No se debe mal interpretar la valiosa fórmula de Theis para régimen variable considerando que en la práctica serán suficientes 5 o 10 minutos de bombeo para poder aplicar con éxito el método. Si al representar los datos en papel logarítmico éstos presentan una curvatura plana (tal y como la de la curva tipo para $1/u < 100$), se pueden obtener varias posiciones de ajuste que parecen razonablemente buenas y esto dependerá del criterio personal. En tales casos la solución gráfica es prácticamente indeterminada y hay que recurrir a otros métodos.

3.2.2 Método de Chow

El método desarrollado por Chow (1952) tiene la ventaja de que evita la curva de ajuste del método de Theis y que no está restringido a pequeños valores de r y grandes de t , como sucede en el método de Jacob (Sección 2.3).

Se deben cumplir los mismos supuestos que en el método de theis (Sección 2.1) ya que este método está directamente basado en la ecuación de Theis (5)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u)$$

Para encontrar los valores de $W(u)$ y u correspondientes al descenso s medido en el tiempo t , CHOW (1952) introduce la función

$$F(u) = \frac{W(u)e^u}{2,30} \tag{7}$$

Se puede calcular $F(u)$ fácilmente tal y como se muestra más abajo. En el Anejo II y en el nomograma (Fig.13) se da la relación entre $F(u)$, $W(u)$ y u .

Procedimiento

- Representar, para uno de los piezómetros, en papel semi-logarítmico los valores de s en función del tiempo t correspondiente (t en la escala logarítmica).
- Elegir un punto arbitrario A en la curva trazada por los puntos representados y trazar por él una tangente a dicha curva.

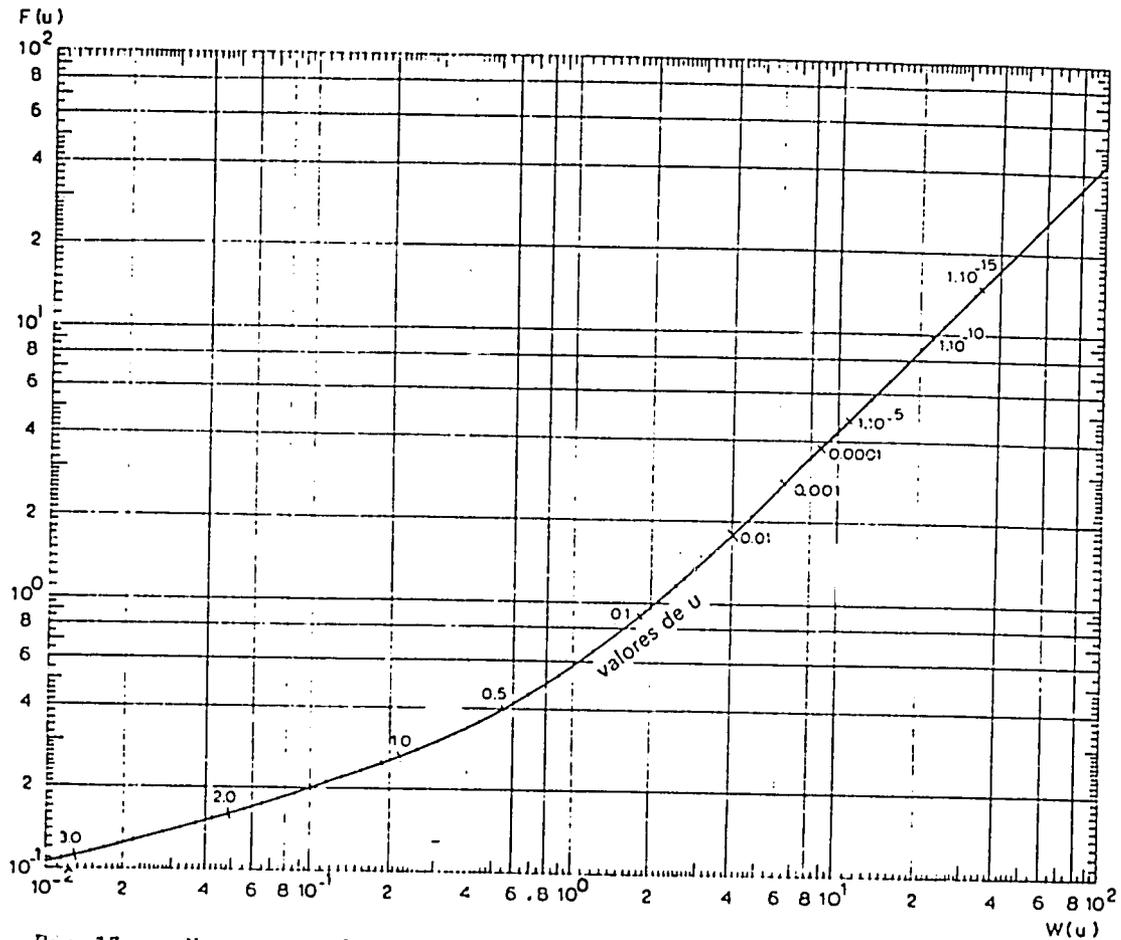


Fig.13. - Nomograma de Chow que da la relación entre $F(u)$, $W(u)$ y u .

- Leer en el eje de los descensos el correspondiente al punto A, s_A , y la pendiente de la tangente trazada, por ejemplo, diferencia de descensos por ciclo logarítmico de tiempo, Δs_A (Fig.14).

- Calcular el valor de $F(u)$ para el punto A por medio de la relación

$$F(u) = \frac{s_A}{\Delta s_A} \quad (8)$$

- Conociendo los valores de $F(u)$, encontrar los correspondientes valores de $W(u)$ y u en el nomograma de la Fig.13 o en el Anejo II.

- Se lee el valor de t_A en el eje correspondiente al tiempo de la curva de los datos reales y sustituyendo los valores numéricos apropiados en las Ecuaciones (5) y (6) se obtienen los valores de kD y S .

Observación

Para $F(u) > 2,0$, $W(u) = 2,30 F(u)$ y se lee el valor de u en el Anejo I.

Ejemplo

Con los datos de la Tabla 6, recogidos durante el ensayo por bombeo "Oude Korendijk", se presenta un ejemplo numérico.

aplica el método de Chow para analizar los datos del pizómetro H_{30} . En papel semi-logarítmico se representan los valores del descenso s en relación del tiempo t . En la Fig.14, por razones prácticas, se muestra solamente la curva para los 10 primeros minutos.

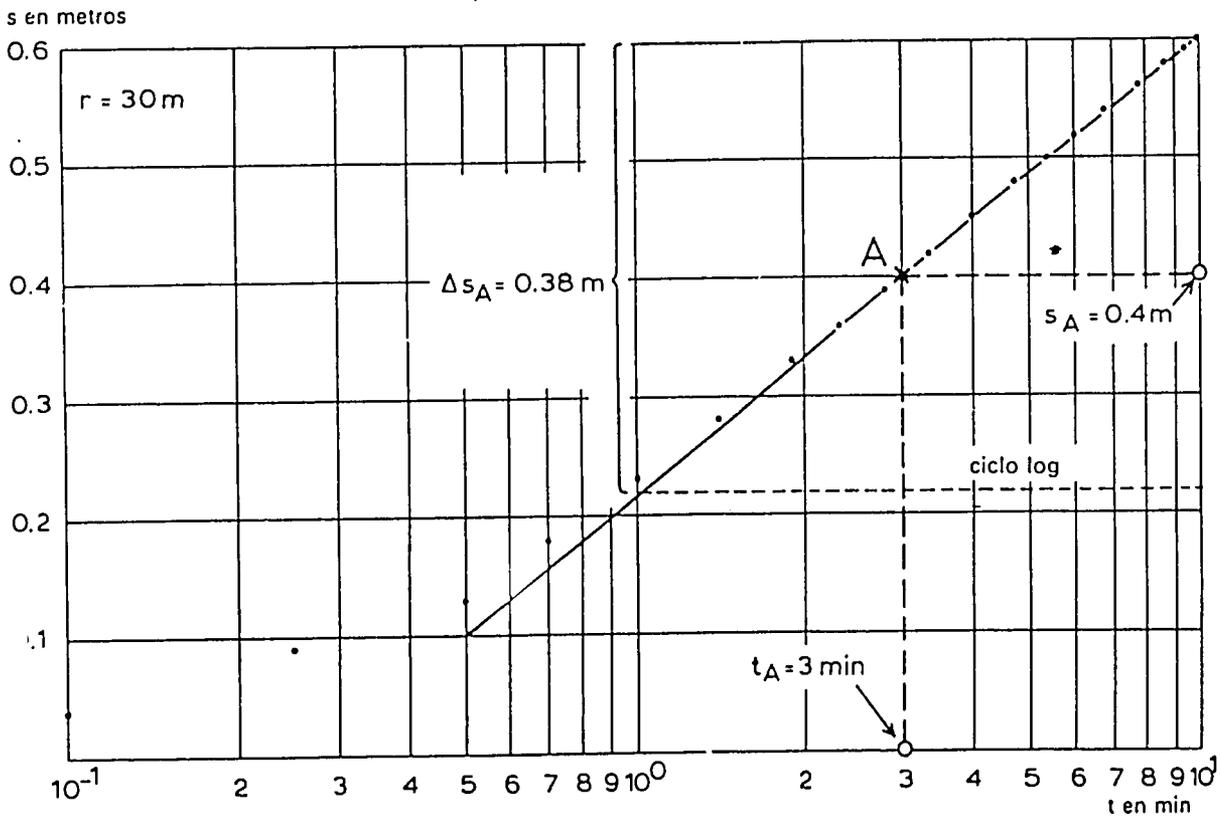


Fig.14. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" con el método de Chow.

Se elige arbitrariamente un punto A de la curva y se traza por él la tangente a dicha curva. En el gráfico leemos $s_A = 0,4$ m, $t_A = 3$ min = $3/1440$ días e $\Delta s_A = 0,38$ m por ciclo logarítmico del tiempo.

Utilizando la ecuación (8) se obtiene $F(u) = s_A / \Delta s_A = 0,4 / 0,38 = 1,06$.

En la Fig.13 o en el Anejo II encontramos que $F(u) = 1,06$ corresponde a $u = 0,065$ y $W(u) = 2,4$. El caudal de descarga es 788 m³/día. Sustituyendo estos valores numéricos en la Ec.(5), se obtiene

$$kD = \frac{Q}{4\pi s_A} W(u)_A = \frac{788}{4 \times 3,14 \times 0,4} \times 2,3 = 360 \text{ m}^2/\text{día}$$

y de la Ec.(6) se obtiene

$$S = \frac{4u_A kD}{r^2} t_A = \frac{4 \times 0,065 \times 360}{30^2} \times \frac{3}{1440} = 2,0 \times 10^{-4}$$

3.2.3 Método de Jacob

El método de Jacob (COOPER y JACOB, 1946) está también basado en la fórmula de Theis; sin embargo, las condiciones exigidas para su aplicación son algo más restringidas que para los métodos de Theis y Chow.

En la fórmula de Theis (Ec.5), se puede desarrollar la integral exponencial en forma de una serie convergente; por tanto, se puede expresar el descenso s en la forma

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left[-0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2,2!} + \frac{u^3}{3,3!} \right]$$

De $u = \frac{r^2 S}{4kDt}$ se puede observar que los valores de u disminuyen conforme aumenta el tiempo de bombeo t . En consecuencia, para grandes valores de t y/o pequeños valores de r , los términos que siguen a $\ln u$ en la ecuación se hacen despreciables. Por ello, para valores pequeños de u ($u < 0,01$) se puede expresar el descenso de la capa de agua s por medio de asíntota

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left[-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4kDt} \right]$$

Reagrupando los términos y cambiando los logaritmos neperianos a logaritmos decimales se obtiene

$$s = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt}{r^2 S} \quad (9)$$

Por tanto, la representación del descenso s en función del logaritmo del tiempo es una línea recta (Fig.15). Si se alarga la recta hasta que corte con el eje del tiempo se obtiene para $s=0$, $t=t_0$ y sustituyendo estos valores en la Ec.(9) se obtiene

$$0 = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt_0}{r^2 S}$$

y ya que $\frac{2,300}{4\pi kD} \neq 0$, se debe cumplir que $\frac{2,25kDt_0}{r^2s}$

o lo que es lo mismo

$$s = \frac{2,25kDt_0}{r^2} \quad (10)$$

Si $t/t_0 = 10$, y por tanto $\log t/t_0 = 1$, se puede sustituir el valor de s por el de Δs , es decir la diferencia de descensos por ciclo logarítmico del tiempo, y se obtiene

$$kD = \frac{2,300}{4\pi \Delta s} \quad (11)$$

Se observará que $\Delta s = 2,30/4\pi kD$ es la expresión de la pendiente de la línea recta. Esto significa que cuando se ajusta una línea recta a los puntos representados, los valores de t_0 y de Δs quedan determinados (Fig.15).

s en metros

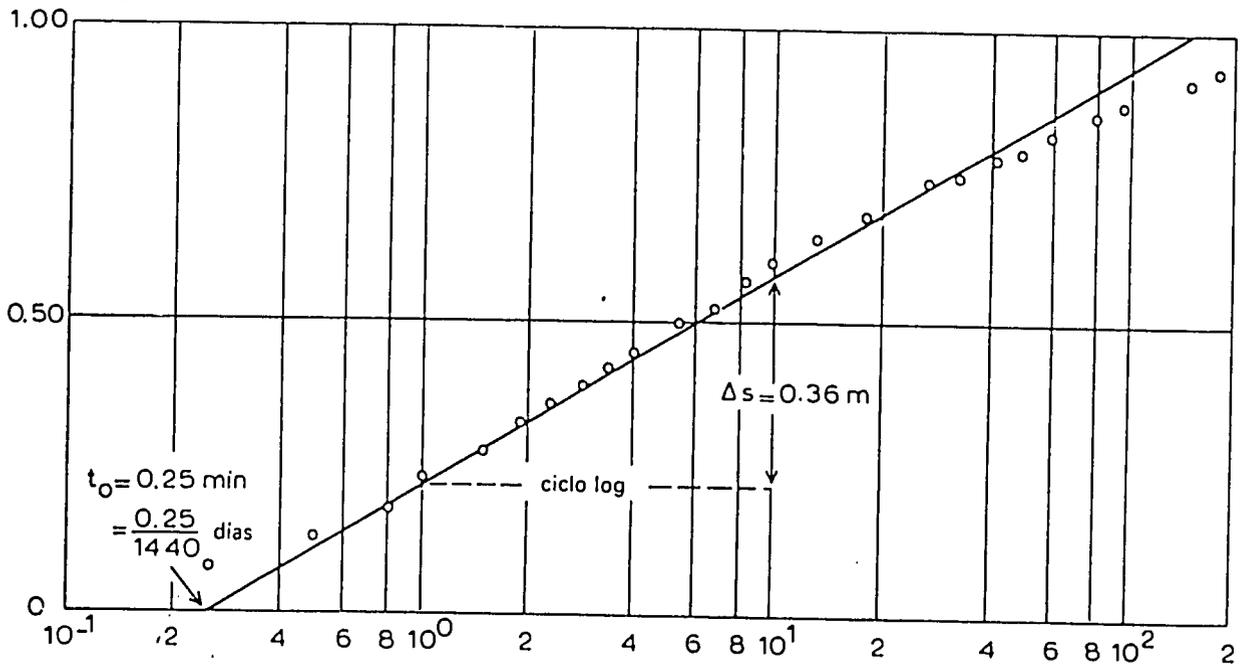


Fig.15. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" ($r=30 \text{ m}$) por medio del método de Jacob (Procedimiento I).

Se deben satisfacer los siguientes supuestos y condiciones:

- Las mismas condiciones que para el método de Theis (Sección 2.1)
- Valores de u pequeños ($u < 0,01$), es decir, r es pequeño y t es grande.

La condición de que u sea pequeño, para acuíferos confinados y moderadas distancias desde el pozo de bombeo, puede satisfacerse en una hora o menos de bombeo; sin embargo, para las condiciones de acuífero libre pueden necesitarse 12 o más horas de bombeo.

Procedimiento

- Representar, en papel semi-logarítmico, los valores de s en función del tiempo correspondientes a un piezómetro ($r = \text{constante}$) situando los valores del tiempo en la escala logarítmica. A continuación trazar una línea recta que ajuste a los puntos marcados (Fig.15).

- Alargar la línea recta hasta que corte al eje del tiempo $s = 0$, y leer el valor de t_0 .

- Determinar la pendiente de dicha recta, por ejemplo, midiendo el valor de la diferencia de descensos Δs por ciclo logarítmico del tiempo.

- Sustituir los valores de Q e Δs en la Ec.(11) y obtener kD . Conocidos los valores de kD y t_0 , calcular s por medio de la Ec.(10).

Observaciones

- Se debe repetir este procedimiento para todos los piezómetros disponibles, es decir, para diferentes valores de r . Entre los valores de kD , así como entre los de S , debe haber una concordancia.

- Una vez que se han determinado los valores de kD y S , se sustituyen en la ecuación $u = r^2 S / 4kDt$ para comprobar si $u < 0,01$, que es la condición necesaria para aplicar el método de Jacob.

- Hay que expresar todos los valores numéricos en el mismo tipo de unidades antes de sustituirlos en las Ec.(10) y (11). Si es necesario, hay que introducir factores de conversión. Por ejemplo: por conveniencia se suele expresar el tiempo en minutos y la transmisividad en $m^2/\text{día}$ al representar el diagrama tiempo-descenso. Por ello, al introducir el valor de t_0 en la Ec.(10), es necesario dividir dicho valor por 1440 para convertir los minutos en días.

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico, se han representado en papel semi-logarítmico los datos de descenso del piezómetro H_{30} del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" (ver Tabla 6), en relación con el tiempo (Fig.15). Se ajusta una línea recta a los puntos obtenidos. En el eje vertical se mide la pendiente de esta recta obteniendo un $\Delta s = 0,36$ por ciclo logarítmico de tiempo. Dicha recta corta al eje de abscisas (eje de descenso cero) en el punto $t_0 = 0,25 \text{ min} = 0,25/1440 \text{ días}$. El caudal de descarga es $Q = 788 \text{ m}^3/\text{día}$. Sustituyendo estos valores en la Ec.(11) resulta

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,36} = 401 \text{ m}^2/\text{día}$$

Entrando en la Ec.(10) se tiene

$$S = \frac{2,25kDt}{r^2} = \frac{2,25 \times 401 \times 0,25}{30^2} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Al sustituir los valores de kD , S y r en $u = r^2S/4kDt = 10^{-4}/t$ lo cual indica que para $t > 0,01$ días o $t > 14$ min, $u < 0,01$ que es lo exigido. El desvío que muestra la curva tiempo-descenso con relación a la teórica línea recta es, probablemente, debido a filtraciones a través de alguna de las capas "impermeables".

Aplicando el mismo método a los datos procedentes de los piezómetros situados a 90 y 215 m de distancia del pozo de bombeo, se obtiene

$$r = 90 : kD = 400 \text{ m}^2/\text{día} \quad \text{y} \quad S = 1,8 \times 10^{-4}$$

$$r = 215 : kD = 960 \text{ m}^2/\text{día} \quad \text{y} \quad S = 5,8 \times 10^{-4}$$

Procedimiento II

Se puede seguir un procedimiento más o menos idéntico representando en papel semi-logarítmico los valores de s en función de los de r para $t=\text{constante}$, situando r en la escala logarítmica. De nuevo se ajusta una línea recta a los puntos obtenidos y se prolonga hasta que corte al eje de la r donde $s = 0$ (Fig.16). Dicho punto tiene de coordenadas $s = 0$ y $r = r_0$ (r_0 indica el radio de influencia para el momento t elegido). Siguiendo el mismo tipo de razonamiento que el mostrado más arriba, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$S = \frac{2,25kDt}{r_0^2} \tag{12}$$

y

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s} \tag{13}$$

Como en el *Procedimiento I*, se obtiene los valores de r_0 e Δs a partir del gráfico y utilizando las Ecs (13) y (12) se calculan los valores de kD y S .

Observaciones

- Fijarse en la diferencia existente entre el denominador de la Ec.(13) y el de la (11).

- Para obtener resultados fidedignos se necesitan, al menos, datos de tres piezómetros.

- Si no se miden los descensos en los diferentes piezómetros al mismo tiempo, hay que obtener el descenso correspondiente al momento elegido t interpolando en la curva tiempo-descenso de cada piezómetro utilizado en el Procedimiento I.

- Se debe repetir este procedimiento para varios valores de t . Los valores de kD y S obtenidos para diferentes valores de t deben mostrar gran concordancia.

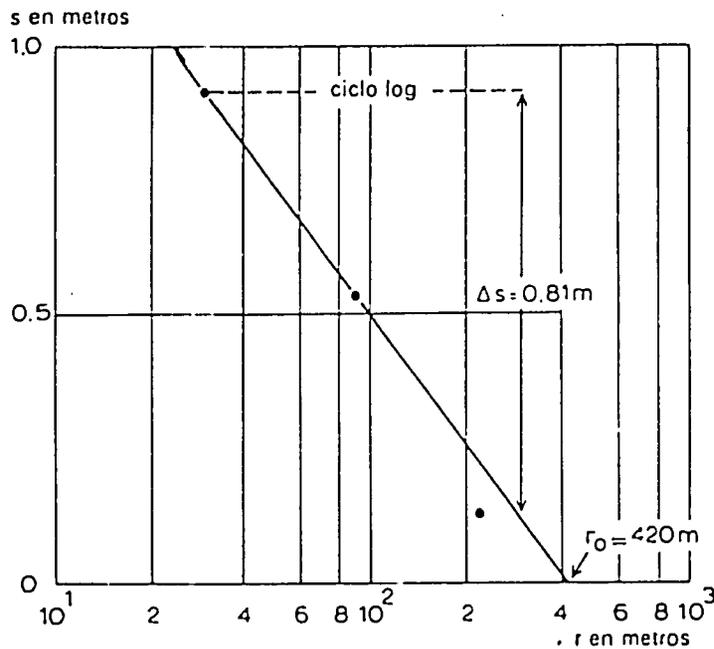


Fig.16. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" ($t=140$ min) por el método de Jacob (Procedimiento II).

Ejemplo

Se representan los datos del descenso (interpolados) en relación con las distancias entre los piezómetros y el pozo de descarga utilizando datos de ensayo por bombeo "Oude Korendijk" y para $t = 140$ min $\approx 0,1$ día (Fig.16).

Fuó difícil ajustar una línea recta a los puntos existentes. Se ha dado más peso a los datos de H_{30} y H_{90} que a los de H_{215} ya que aunque los descensos medidos en los dos primeros pudieran estar influenciados por alguna filtración, se sabe que alrededor de H_{215} la transmisividad es mayor que junto al pozo de bombeo. La pendiente de la línea recta es de $\Delta s=0,81$ m por ciclo logarítmico de r y corta al eje de abscisas, eje de descenso=cero, en el punto $r_0=420$ m. El caudal de descarga es $Q=788$ m³/día. Sustituyendo estos valores en la Ec.(13) se obtiene

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{2 \times 3,14 \times 0,81} = 355 \text{ m}^2/\text{día}$$

y entrando en la Ec.(12)

$$S = \frac{2,25kDt}{r_0^2} = \frac{2,30 \times 355 \times 0,1}{420^2} = 4,5 \times 10^{-4}$$

Procedimiento III

Se pueden emplear todos los datos en un sólo gráfico si se representan en papel semi-logarítmico los valores de s en relación a los de t/r^2 (t/r^2 en la escala logarítmica). Se traza una línea recta por los puntos obtenidos y se determina el corte de dicha recta con el eje de abscisas, descenso $s = 0$ (Fig.17). Las coordenadas de este punto son $s = 0$ y $t/r^2 = (t/r^2)_0$.

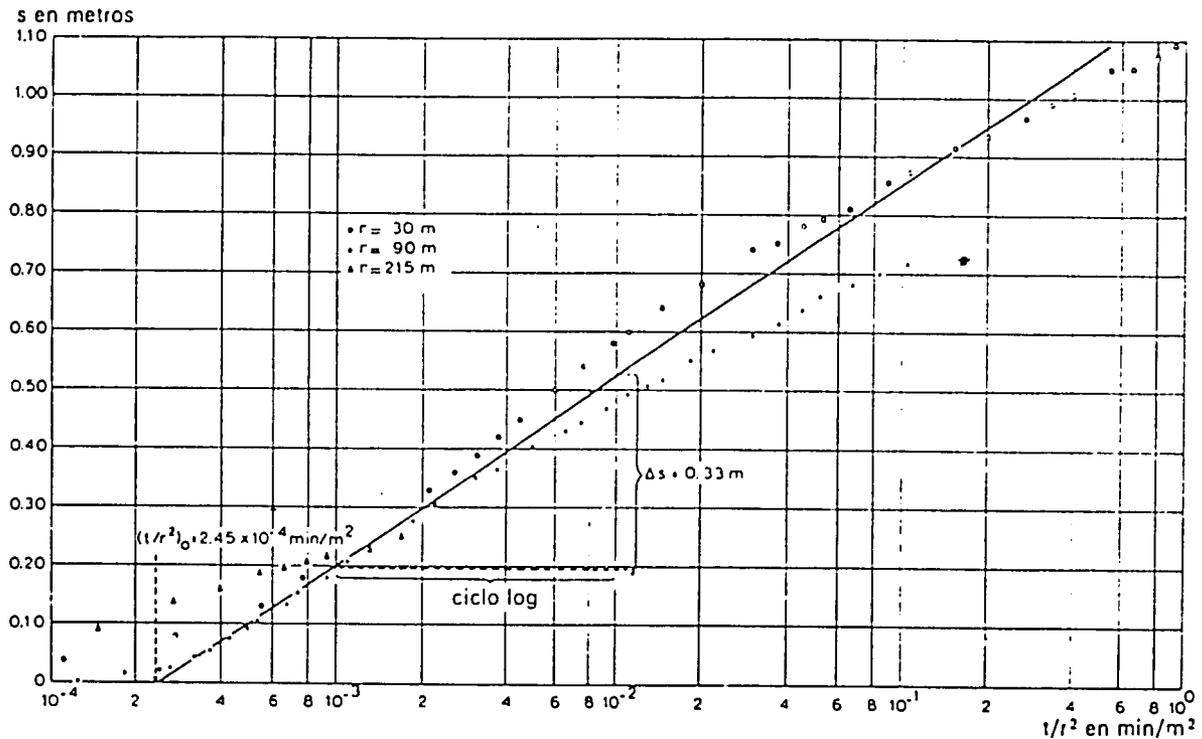


Fig.17. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" por el método de Jacob (Procedimiento III).

Siguiendo un razonamiento semejante al utilizado en el *Procedimiento I* se obtienen las siguientes fórmulas

$$S = 2,25kD(t/r^2)_0 \tag{14}$$

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} \tag{15}$$

Se determinan por medio del gráfico los valores de $(t/r^2)_0$ e Δs y utilizando las Ecs. (15) y (14) se calculan kD y S .

Ejemplo

Utilizaremos los datos de t/r^2 de todos los piezómetros del ensayo por bombeo "Oude Korendijk" para mostrar un ejemplo numérico del método de Jacob (Procedimiento III, Tabla 6).

En la Fig.17 se da la representación en papel semi-logarítmico de los valores de s en relación con los de t/r^2 . Se traza una línea recta a través de los puntos y ésta corta al eje de abscisas en el punto $s = 0$, $(t/r^2)_0 = 2,45 \times 10^{-4} \text{ min/m}^2$, o $2,45 \times 10^{-4}/1440 \text{ día/m}^2$. Sobre el eje vertical se mide el incremento de descenso por ciclo logarítmico de t/r^2 , $\Delta s = 0,33 \text{ m}$. El caudal de descarga es $Q=788 \text{ m}^3/\text{día}$. Entrando con estos valores en la Ec.(15) se obtiene

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,33} = 438 \text{ m}^2/\text{día}$$

y haciéndolo en la Ec.(14)

$$S = 2,25kD(t/r^2)_0 = 2,25 \times 438 \times \frac{2,45}{1440} \times 10^{-4} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Observación

Aceptando de momento los valores de $kD = 400 \text{ m}^2/\text{día}$ y $S = 2 \times 10^{-4}$ es fácil deducir que la condición

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} < 0,01$$

se satisface para

$r = 30$	cuando	$t > 0,01$	días	o	$t > 14$	min
$r = 90$	cuando	$t > 0,1$	días	o	$t > 140$	min
$r = 215$	cuando	$t > 0,5$	días	o	$t > 700$	min

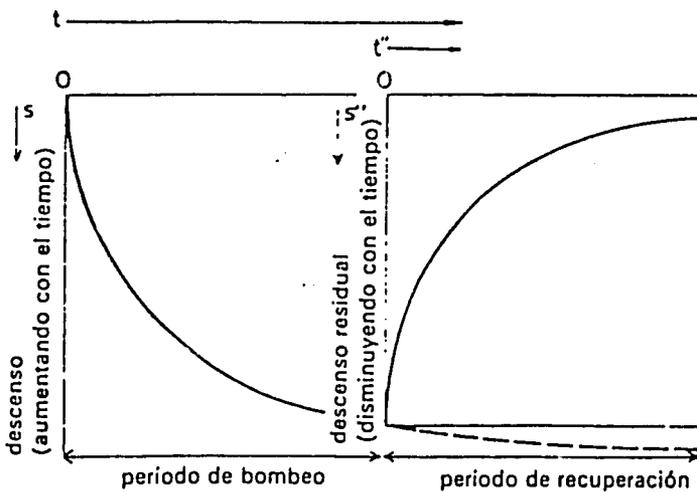


Fig.18.-Diagramas esquemáticos de las relaciones tiempo-descenso y tiempo-descenso residual.

3.2.4 Método de recuperación de Theis

Una vez terminado el bombeo el nivel del agua dejará de descender y comenzará a subir hasta su posición original; este período de ascenso es el llamado de recuperación del pozo. Se puede medir dicho ascenso del nivel de agua por medio del descenso residual s'' , es decir, la diferencia entre el nivel del agua antes de comenzar el bombeo y el nivel actual, medida en un cierto momento t'' después de finalizado el bombeo (Fig.18).

Con los datos obtenidos durante el período de recuperación se puede calcular la transmisividad, sirviendo de comprobación de los resultados obtenidos con los datos recogidos durante el bombeo. Además tiene la ventaja de que durante este período el caudal de descarga Q es constante e igual al caudal medio extraído durante el bombeo. Esto significa que durante el período de recuperación no se producen las pequeñas diferencias en el descenso, debidas a variaciones en el caudal de descarga del bombeo.

Si se satisfacen los supuestos y condiciones del método de Jacob (Sección 2.3), se puede utilizar el método de recuperación de Theis para calcular las propiedades hidráulicas del acuífero. Según THEIS (1935), el descenso residual s'' durante el período de recuperación viene dado por

$$s'' = \frac{Q}{4\pi kD} \left[\ln \frac{4kDt}{r^2 S} - \ln \frac{4kDt''}{r^2 S''} \right] \quad (16)$$

donde

s'' = descenso residual en m

r = distancia del pozo de observación al de bombeo en m; si se considera el pozo de bombeo mismo, $r = r_w$ = radio efectivo del pozo de bombeo

S'' = coeficiente de almacenamiento durante la recuperación, adimensional

S = coeficiente de almacenamiento durante el bombeo, adimensional

t = tiempo desde que comenzó el bombeo, en días

t'' = tiempo desde que terminó el bombeo, en días

Q = caudal de recarga = caudal de descarga en $m^3/\text{día}$

Procedimiento

Si S y S'' son constantes e iguales y si además $u = r^2 S / 4kDt''$ es suficientemente pequeño, la Ec.(16) se puede escribir de la siguiente forma:

$$s'' = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{t}{t''} \quad (17)$$

En papel semi-logarítmico se representan los valores de s'' en relación con los de t/t'' correspondientes a un piezómetro (t/t'' en la escala logarítmica); por los puntos se traza una línea recta (Fig.19). La pendiente de esta recta es igual a $2,30 Q/4\pi kD$; del gráfico se puede obtener el valor de $\Delta s''$, descenso residual por ciclo logarítmico de t/t'' ; se sustituye dicho valor en la Ec.(18)

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi \Delta s} \quad (18)$$

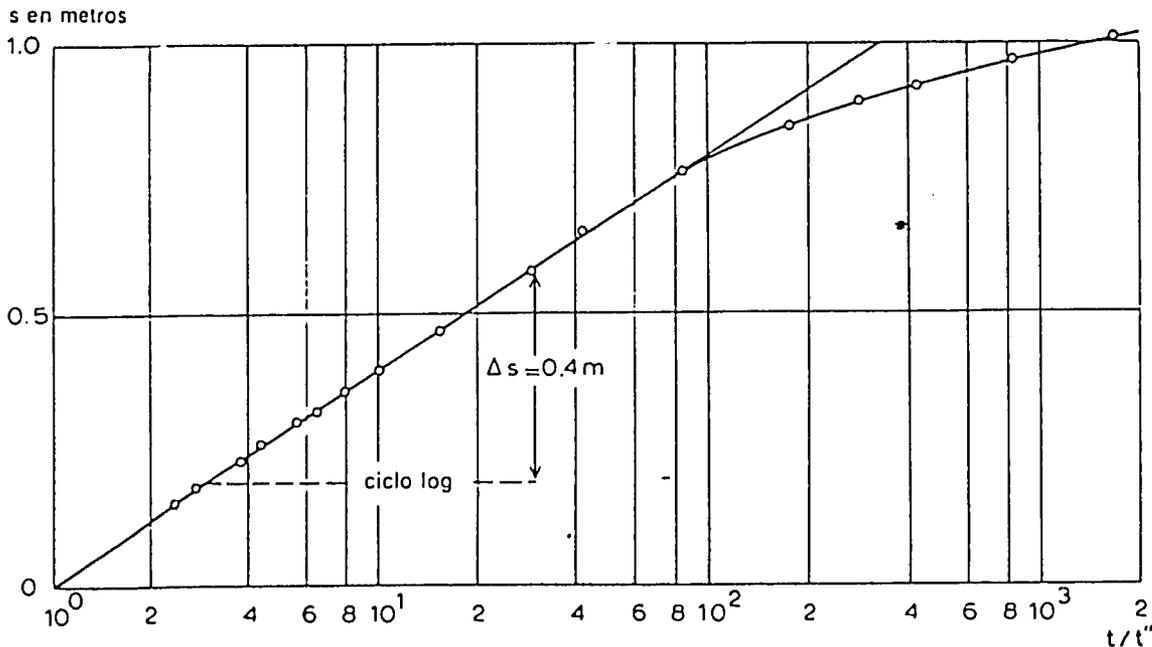


Fig.19. - Análisis de una síntesis de los datos del período de recuperación con el método correspondiente de Theis. Ensayo por bombeo "Oude Korendijk", $r = 30$ m.

Observaciones

- No se puede obtener con este método ningún valor de S
- Si S y S'' son constantes pero diferentes, la línea recta trazada por los puntos representados corta al eje del tiempo en un punto de coordenadas $s'' = 0$ y $t/t'' = (t/t'')_0$. Para este punto la Ec.(16) se convierte en

$$0 = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \left[\log\left(\frac{t}{t''}\right)_0 - \log \frac{S}{S''} \right]$$

Como $\frac{2,30Q}{4\pi kD} \neq 0$, se debe cumplir que $\log(t/t'')_0 - \log(S/S'') = 0$ y por tanto $(t/t'')_0 = S/S''$, que indica el cambio relativo de S .

Ejemplo

Se ha desarrollado un ejemplo numérico, usando una síntesis de los datos del período de recuperación, para el piezómetro situado a 30 m del pozo de bombeo en el ensayo "Oude Korendijk" (Tabla 7).

TABLA 7. - SINTESIS DE LOS DATOS DEL PERIODO DE RECUPERACION EN H₃₀.
ENSAYO POR BOMBEO "OUDE KORENDIJK".

t" (min)	t/t"	s" (m)	t" (min)	t/t"	s" (m)
0	∞	1,09	60	15	0,47
0,5	1661	1,01	90	10	0,40
1	831	0,97	120	7,9	0,36
2	416	0,91	150	6,5	0,32
3	278	0,89	180	5,6	0,30
5	167	0,85	240	4,4	0,26
10	84	0,76	300	3,8	0,23
20	42	0,65	450	2,8	0,18
30	29	0,58	600	2,4	0,15

En papel semi-logarítmico se representan los valores del descenso residual, s", en relación con los correspondientes valores de t/t" (Fig.19). La línea recta obtenida presenta una diferencia de descensos residuales por ciclo logarítmico de t/t" igual a 0,40 m. Sustituyendo este valor en la Ec.(18) se obtiene

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s''} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,40} = 361 \text{ m}^2/\text{día}$$

3.2.5 Evaluación

Se han utilizado los datos del ensayo por bombeo "Oude Korendijk", para mostrar ejemplos numéricos de los métodos para analizar el flujo de agua hacia un pozo de bombeo, a través de un acuífero confinado, en condiciones de régimen permanente y variable. Ahora se da un resumen de los valores obtenidos para las propiedades hidráulicas. Se puede concluir que el acuífero confinado del polder "Oude Korendijk" tiene las siguientes propiedades hidráulicas: $kD = 400 \text{ m}^2/\text{día}$; $S = 2 \times 10^{-4}$. Un examen de las fichas de los pozos sugiere que, probablemente, la transmisividad del acuífero en las cercanías del piezómetro H₂₁₅ es algo mayor que en los alrededores de los otros pozos. También hay indicios de que si se hubiera prolongado el período de bombeo, se habrían producido filtraciones de agua desde las capas inferior y/o superior del acuífero.

METODO	DATOS DEL PIEZOMETRO	kD m ² /día	S	OBSERVACIONES
Thiem I	todos	342	-	valor medio
Thiem II	todos	343	-	
Theis	todos	418	$1,7 \times 10^{-4}$	
Chow	H ₃₀	360	$2,0 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₃₀	401	$1,7 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₉₀	480	$1,8 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₂₁₅	960	$5,8 \times 10^{-4}$	
Jacob II	todos	355	$4,5 \times 10^{-4}$	
Jacob III	todos	438	$1,7 \times 10^{-4}$	

3.3 FLUJO EN REGIMEN PERMANENTE EN ACUIFEROS SEMI-CONFINADOS

En la naturaleza los acuíferos perfectamente confinados y los perfectamente libres son menos frecuentes que los semi-confinados. En general éstos últimos son muy comunes en zonas aluviales como deltas, llanuras costeras, valles bajos de río, depresiones de antiguos lagos, etc.

Cuando se bombea un acuífero semi-confinado como el mostrado en la Fig.20, no sólo se extrae agua del acuífero sino también de la capa semi-permeable situada por encima de él; se supone que ésta última está parcialmente saturada. Como resultado del bombeo,desciende el nivel piezométrico en el acuífero produciéndose, por tanto, una diferencia de carga hidráulica entre el agua del acuífero y el de la capa semi-permeable situada por encima de él. En consecuencia, empieza a producirse un flujo de agua vertical desde la capa semi-permeable hacia el acuífero. La cantidad de agua que a través de la capa semi-permeable entra en el acuífero, es directamente proporcional a la diferencia existente entre el nivel piezométrico y el freático, a inversamente proporcional a la resistencia hidráulica de la parte saturada de la capa semi-permeable. Es decir

$$q = \frac{h_{fr} - h_{piez}}{c} \quad (19)$$

Si el pozo de bombeo penetra totalmente en el acuífero, el flujo dentro del acuífero será horizontal. Como la descarga Q del pozo está compuesta de a) agua extraída del acuífero estudiado, y b) agua freática aportada por la capa semi-permeable, no se satisfacen los supuestos sobre los que se basan las fórmulas desarrolladas para analizar el flujo de agua en acuíferos confinados y libres. Por tanto, si se usan esas fórmulas se obtendrán resultados erróneos; se deben usar fórmulas en las que se considere que la resistencia hidráulica de la capa situada por encima del acuífero es alta pero no infinita.

Es importante el supuesto que indica que la cantidad de agua procedente de la capa superior es proporcional al descenso del nivel piezométrico en el acuífero. Como consecuencia de esta suposición, el nivel freático debe mantenerse constante; en la práctica, se considera que se cumple si el descenso del nivel freático durante el bombeo, es menor que el 5% del espesor de la parte saturada de la capa semi-permeable. Generalmente, este supuesto no se cumple si se lleva a cabo ensayos por bombeo de larga duración, a no ser que haya recarga del nivel freático; un ejemplo de esto último se produce cuando existen zanjas de agua superficiales. Conforme aumenta el tiempo de bombeo, aumenta también el porcentaje del caudal de descarga procedente de la capa superior.

Se observará que en acuíferos semi-confinados, es posible un flujo de agua en régimen permanente gracias a la recarga a través de la capa semi-permeable. Después de un cierto tiempo bombeando se obtendrá un equilibrio entre el caudal de descarga de la bomba y el caudal de flujo vertical de recarga a través de la capa semi-permeable. Este flujo en régimen permanente se mantendrá mientras el nivel freático en la capa semi-permeable permanezca constante. Para ilustrar con ejemplos los métodos de análisis de los datos obtenidos en un ensayo por bombeo hecho en un acuífero semi-confinado y en condiciones de régimen permanente, se usarán los datos del ensayo hecho en las cercanías de Dalem (Holanda) el 8 de Mayo de 1961; fué llevado a cabo por el Institute for Land and Water Management Research de Wageningen (Holanda).

El emplazamiento del ensayo estaba a unos 1500 m al norte del río Waal. El nivel de este río está influenciado por los movimientos de marea; al estar los acuíferos hidráulicamente conectados con el citado río, también el nivel piezométrico de los mismos está influenciado por las mareas.

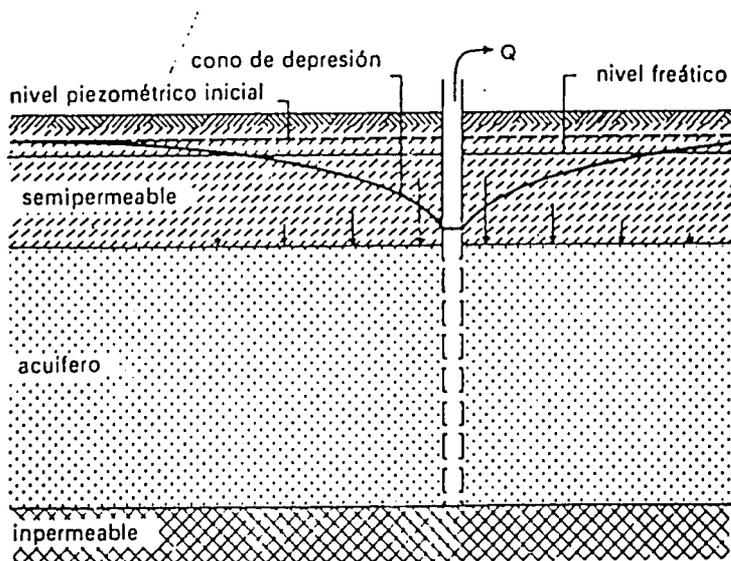


Fig.20. - Sección transversal esquemática de un acuífero semi-confinado bombeado.

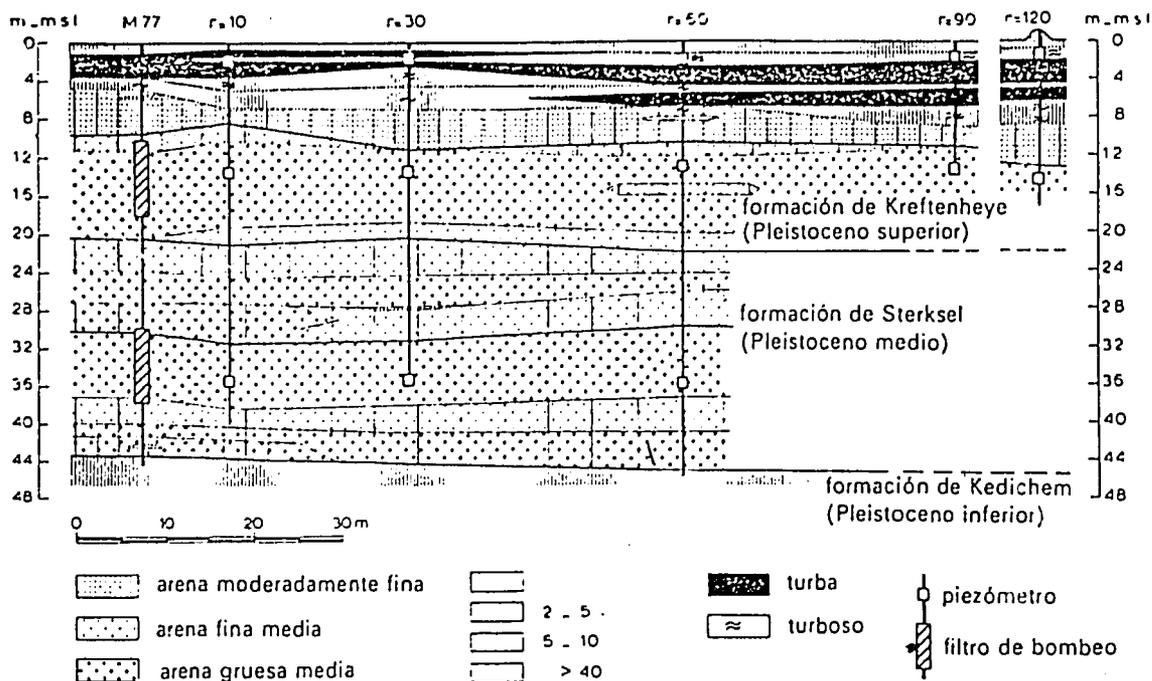


Fig. 21. - Sección transversal litológica del lugar donde se realizó el ensayo por bombeo "Dalem".

La Figura 21 muestra un corte geológico del lugar donde se hizo el ensayo por bombeo; se elaboró a partir de los datos obtenidos durante la perforación. Se considera la formación Kedichem como la capa impermeable inferior del acuífero. Las capas del Holoceno forman la capa semi-permeable situada encima del acuífero principal. Tal y como se muestra en la sección transversal, el pozo de bombeo tenía dos filtros. Durante el ensayo, 18 de Mayo de 1961, se cerró la parte perforada inferior y se restringió la entrada del agua únicamente a la superior; ésta última estaba dispuesta desde los 11 hasta los 19 m por debajo de la superficie. El nivel de la superficie coincide, poco más o menos, con el nivel del mar (n.m.m.). Antes de comenzar el ensayo, se hicieron durante 24 horas frecuentes lecturas del nivel del agua en los piezómetros, para determinar la influencia que los movimientos de marea existentes en el río tenían sobre los niveles piezométricos. Extrapolando a partir de estos datos, se establecieron las curvas marea-tiempo que permiten corregir los valores de los descensos de la capa de agua observados en los piezómetros durante el bombeo. También se tuvo en cuenta que los datos procedentes de los piezómetros situados cerca del pozo de bombeo estaban influenciados por los efectos de penetración parcial. Se terminó de bombear después de hacerlo durante 8 horas a caudal constante $Q = 761 \text{ m}^3/\text{día}$. Como no se había alcanzado todavía el régimen permanente, se dedujeron los descensos correspondientes a este estado de equilibrio extrapolando en las curvas tiempo-descenso. La Tabla 8 da estos valores; corresponden a profundidades del filtro

de 14 m, a no ser que se indique un valor diferente, y se ha incluido la corrección debida a los efectos de marea y penetración parcial.

TABLA 8. - DESCENSOS DE LA CAPA DE AGUA PARA REGIMEN PERMANENTE, OBTENIDOS POR EXTRAPOLACION, EN EL ENSAYO POR BOMBEO "DALEM", UNA VEZ CORREGIDOS.

Piezómetro	P ₁₀	P ₁₀ [†]	P ₃₀	P ₃₀ [†]	P ₆₀	P ₉₀	P ₁₂₀	P ₄₀₀ [†]
Descensos en metros	0,310	0,252	0,235	0,213	0,170	0,147	0,132	0,059

† Filtro a 36 m de profundidad

3.3.1 Método de De Glee

Se deben cumplir las siguientes condiciones, además de las citadas en la pag.39:

- el acuífero es semi-confinado
- el flujo de agua hacia el pozo en régimen permanente
- la superficie freática permanece constante por lo que el paso de agua a través de la capa superior es proporcional al descenso en el nivel piezométrico; se cumple esta condición si el descenso del nivel freático durante el bombeo es menor que el 5% del espesor de la parte saturada de la capa semi-permeable
- $L > 3 D$

Si se cumplen las condiciones citadas, el descenso de la capa de agua en el acuífero para régimen permanente viene dado por la fórmula siguiente (DE GLEE, 1930 y 1951; ver también ANONIMO, 1964, págs.35-41)

$$s_m = \frac{Q}{2\pi kD} K_0 \left(\frac{r}{L} \right) \quad (20)$$

donde

- s_m = máximo descenso (=régimen permanente), de la capa de agua en m, observado en un piezómetro situado a r metros del pozo de bombeo
- Q = descarga del pozo de bombeo, en m³/día
- L = \sqrt{kDc} = factor de filtración, en m
- c = D'/k' = resistencia hidráulica de la capa semi-permeable, en días
- $K_0(x)$ = función modificada de Bessel, de segunda clase y orden cero (función de Hankel).

En el Anejo III se dan los valores de $K_0(x)$ para diferentes valores de x.

Procedimiento

- Preparar una curva tipo representando en papel logarítmico los valores de $K_0(x)$ en relación con los de x; para ello se usa el Anejo III.

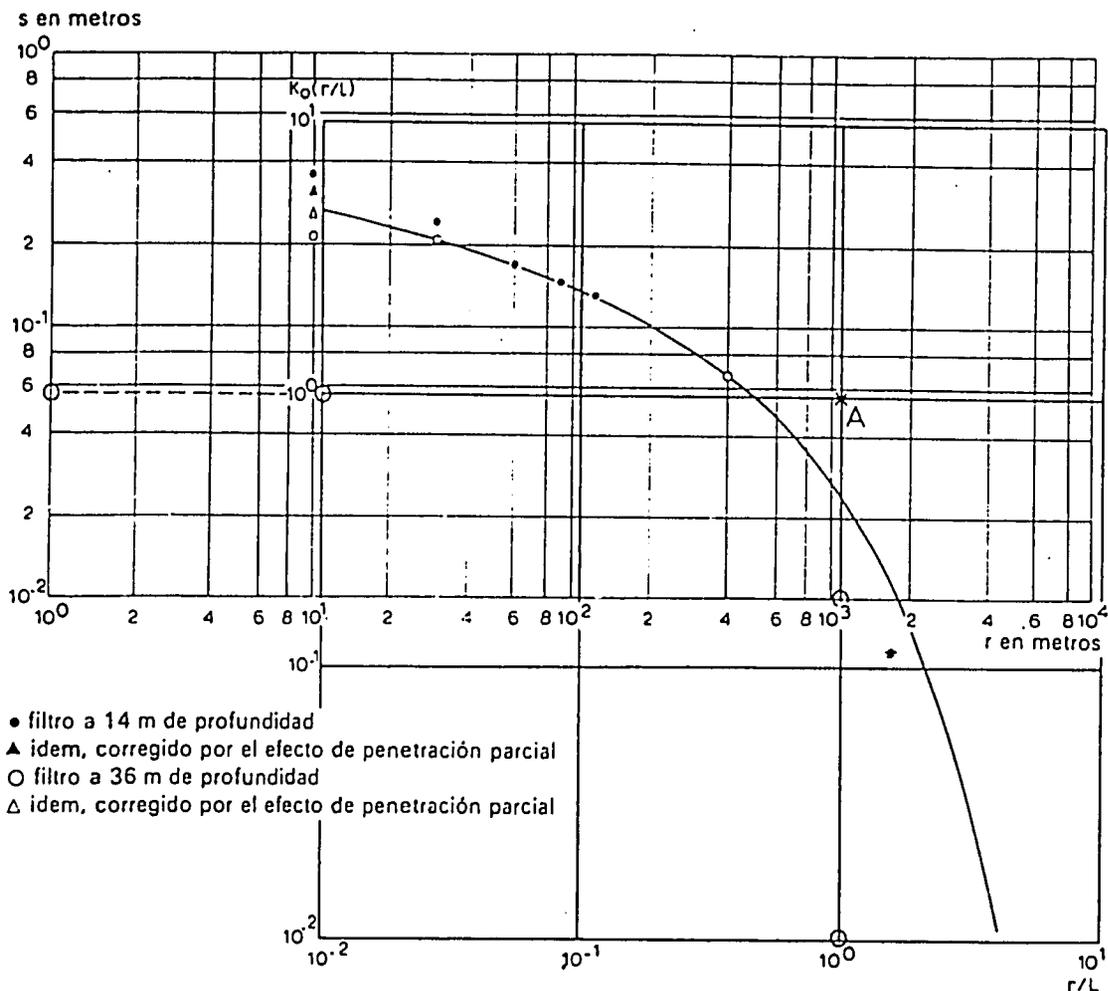


Fig. 22. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Dalem" con el método de DE GLEE.

- En otro papel logarítmico, con la misma escala que el anterior, se representan los valores del descenso del nivel de agua en régimen permanente (máximo descenso) s_m en función de los correspondientes valores de r .

- Superponer los dos gráficos obtenidos de forma que los ejes se mantengan paralelos y encontrar por tanteo la posición en que mejor se ajustan los puntos obtenidos con los datos reales a la curva tipo (Fig. 22).

- Elegir un punto A sobre la parte en que ambas hojas se solapan y anotar para este punto los valores de s , r , $K_o(r/L)$ y $r/L (=x)$.

- Sustituir estos valores en las Ecs. (20) y (21)

$$kD = \frac{Q}{2\pi s_m} K_o(r/L)$$

y

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{1}{(r/L)^2} \times \frac{r^2}{kD}$$

y deducir kD y c . Es conveniente elegir como punto A el correspondiente a $K_0(r/L) = 1$ y $r/L = 1$.

Ejemplo

Los descensos de la capa de agua para régimen permanente dados en la Tabla 8, se representan en relación con las correspondientes distancias; el gráfico obtenido se superpone sobre la curva tipo de De Glee elaborada representando los valores de $K_0(x)$ en relación con los de x (Fig.22).

Se elige el punto A de forma que $K_0(r/L) = 1$ y $r/L = 1$. En la gráfica, representando los datos reales, dicho punto tiene las coordenadas $s = 0,057$ m y $r = 1100$ m. Sustituyendo estos valores en la Ec.(20) se obtiene

$$kD = \frac{Q}{2\pi s} K_0\left(\frac{r}{L}\right) = \frac{761}{2 \times 3,14 \times 0,057} \times 1 = 2114 \text{ m}^2/\text{día}$$

Además como $r/L = 1$, $L = r = 1100$ m y por tanto

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{(1100)^2}{2114} = 572 \text{ días}$$

3.3.2 Método de Hantush-Jacob

Desconociendo el trabajo hecho por DE GLEE muchos años antes, HANTUSH y JACOB (1955) también dedujeron la Ec.(20); dicha ecuación expresa la distribución del descenso de la capa de agua en las cercanías del pozo de bombeo, en régimen permanente, en un acuífero semi-confinado donde se producen aportes procedentes de la capa situada por encima del acuífero; estos aportes son proporcionales al descenso de la capa de agua en el acuífero debido al bombeo.

HANTUSH (1956, 1964) apuntó que si r/L es pequeño, $r/L \leq 0,05$, la Ec.(20) se puede expresar aproximadamente, para fines prácticos, de la siguiente forma

$$s_m \approx \frac{2,30Q}{2\pi kD} \left[\log 1,12 \frac{L}{r} \right] \quad (22)$$

Para ello si se representan en papel semi-logarítmico los valores de s_m en relación con los de r , situando los de r en la escala logarítmica, se obtendrá una recta para valores pequeños de r/L (Fig.23). Para valores altos de r/L , los puntos se ajustan a una curva que se aproxima asintóticamente al eje de abscisas ($s=0$).

La pendiente del tramo recto de la curva, diferencia de descensos Δs_m por ciclo logarítmico de r , viene dada por

$$\Delta s_m = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \quad (23)$$

Prolongando la porción recta de la curva hasta que corte al eje de abscisas, se obtiene el punto de coordenadas $s = 0$, $r = r_0$. Para este punto, la Ec.(22) queda reducida a

$$0 = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \left[\log 1,12 \frac{L}{r_0} \right]$$

Por tanto, se debe satisfacer que

$$1,12 \frac{L}{r_0} = \frac{1,12}{r_0} \sqrt{kDc} = 1$$

y en consecuencia

$$c = \frac{(r_0/1,12)^2}{kD} \tag{24}$$

Se puede utilizar este método si se satisfacen las siguientes condiciones:

- Los supuestos y condiciones de la solución de De Glee (Sección 3.1)
- $r/L \leq 0,05$

Procedimiento

- Representar en papel semi-logarítmico los valores de s_m en relación con los de r , colocando los de r en la escala logarítmica; es decir, se representan los valores máximos del descenso observados en cada piezómetro, en régimen permanente, en función de los correspondientes valores de las distancias de los piezómetros al pozo de bombeo. Trazar la recta que mejor se ajuste a los puntos que parezcan estar en línea recta y determinar la pendiente de dicha línea, por ejemplo, midiendo la diferencia de descensos Δs_m por ciclo logarítmico en r (Fig.23).

- Sustituir el valor de Δs_m y el de Q en la Ec.(23) y obtener kD .

- Prolongar la línea recta hasta que corte al eje de las r y obtener el valor de r_0 . Sustituyendo los valores de r_0 y kD en la Ec.(24), obtener el valor de la resistencia hidráulica c de la capa semi-permeable. Otra forma de calcular c , es: elegir un punto en la línea y anotar sus coordenadas s y r . Sustituir estos valores en la Ec.(22) y deducir L ; como $L = \sqrt{kDc}$; calcular c .

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico, se utilizan datos del ensayo por bombeo "Dalem". Los valores de los descensos de la capa de agua en régimen permanente, dados en la Tabla 8, se representan en papel semi-logarítmico en relación con los de las correspondientes distancias. Para el pozo de observación situado a 10 m del pozo de bombeo, se ha utilizado la media de los descensos medidos en los piezómetros instalados a 14 y 36 m de profundidad. Lo mismo se hizo para el pozo de observa-

ción situado a 30 m del pozo de bombeo. Se traza una línea por los puntos obtenidos cuya pendiente, diferencia de descensos Δs_m por ciclo logarítmico de r , se obtiene del gráfico (Fig.23)

$$\Delta s_m = 0,281 - 0,143 = 0,138 \text{ m}$$

Además $Q = 761 \text{ m}^3/\text{día}$

Sustituyendo estos datos en la Ec.(23), se obtiene

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s_m} = \frac{2,30 \times 761}{2 \times 3,14 \times 0,138} = 2018 \text{ m}^2/\text{día}$$

La recta de ajuste corta al eje de descenso cero en el punto de $r_o = 1100 \text{ m}$. Sustituyendo este valor en la Ec.(24)

$$c = \frac{(r_o/1,12)^2}{kD} = \frac{(1100/1,12)^2}{2018} = 478 \text{ días}$$

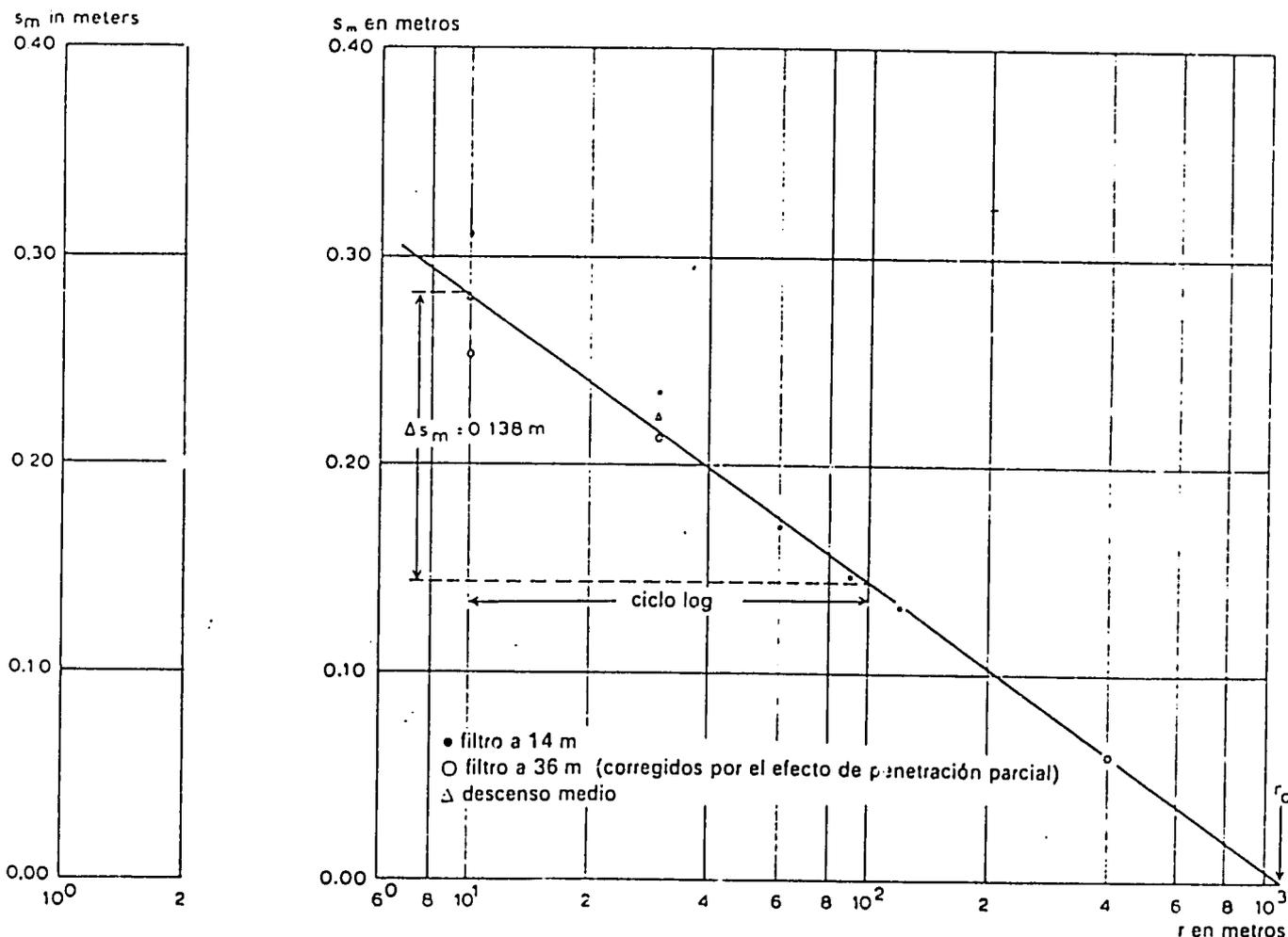


Fig.23. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Dalem" con el método de Hantush-Jacob.

Se observará que el resultado es una aproximación ya que sólo se puede utilizar este método para valores de $r/L \leq 0,05$. En este caso en concreto, $r \leq 0,05 \times 1100 = 55$, y por tanto, sólo se pueden emplear los datos de los piezómetros situados a 10 y 30 m de distancia del pozo de bombeo.

Estos datos son la media de dos descensos medidos a diferentes profundidades, en régimen permanente; cálculos basados en los datos de estos dos piezómetros no serán más dignos de confianza que el realizado más arriba.

3.3.3 Modificación de Ernst al método de Thiem

Como se recordará, la descarga Q del pozo está compuesta de

- a) una cantidad de agua extraída del acuífero estudiado, y
- b) una cantidad de agua freática aportada por la capa semi-permeable.

Es posible aplicar la fórmula de Thiem si del caudal de descarga se descuenta la cantidad de agua procedente de la capa freática, aportada por la capa semi-permeable (Ernst, comunicación personal).

Para determinar la cantidad de agua procedente de la capa freática, se supone un área coaxial circular de radio r_0 . Si en la capa semi-permeable hay dos piezómetros superficiales, a r_1 y r_2 del pozo de bombeo, respectivamente,

$$r_0 = \frac{r_2 - r_1}{\ln(r_2/r_1)}$$

Se puede expresar r_0 , en forma aproximada, por la siguiente expresión

$$r_0 = r_1 + 1/3(r_2 - r_1)$$

La cantidad de agua aportada por esta área circular a la descarga del pozo, en $m^3/día$, viene dada por

$$Q' = \pi \{r_1 + 1/3(r_2 - r_1)\}^2 \times \overline{\delta s'} \times S' \times 24 \quad (25)$$

donde

$\overline{\delta s'}$ = descenso medio del nivel freático, en la carga semi-permeable, durante la última hora de bombeo, en m

S' = rendimiento específico, o porosidad efectiva, de la capa semi-permeable

Por consiguiente, para un acuífero semi-confinado, flujo en régimen permanente, que satisfaga los supuestos de la pág.39, se puede expresar la fórmula de Thiem de la forma siguiente

$$Q - Q' = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (26)$$

Observaciones

- Hay que hacer notar que el rendimiento específico de la capa semi-permeable, S' , puede ser estimado a partir de las fichas del pozo si se posee un criterio profesional adecuado.

- A menudo, también se debe estimar la velocidad de descenso del nivel freático, especialmente cuando sólo se dispone de unos pocos piezómetros superficiales. Por tanto, no se puede determinar exactamente la cantidad de agua aportada por la capa semi-permeable. Sin embargo, cuando existe un número mayor de pozos de observación superficiales, esta cantidad de agua se puede estimar con una exactitud razonable. Si se dan estas circunstancias se pueden obtener con la Ec.(26) bastantes buenos resultados, especialmente cuando la cantidad procedente de la capa freática, Q' , es un pequeño porcentaje de la descarga total del pozo.

Procedimiento

Una vez calculado el valor de $Q - Q'$, se pueden seguir los procedimientos descritos en la Sección 1.1.

Ejemplo

Se utilizan los datos del ensayo por bombeo "Dalem" (Tab.8). Los datos de los descensos del nivel freático se dan en la Tabla 9.

TABLA 9. - DESCENSO DEL NIVEL FREÁTICO DURANTE LOS 60 ULTIMOS MINUTOS DE BOMBEO

Distancia en metros	30	60	120
Descenso en metros	0,001	0,000	0,002

De la Tabla 9 se deduce que el descenso medio del nivel freático en la capa semi-permeable durante los últimos 60 minutos del período de bombeo es aproximadamente 0,001 m. El rendimiento específico de esta capa, S' (no confundir con el coeficiente de almacenamiento del acuífero), se ha estimado en 0,1. Según la Ec.(25), la cantidad de agua procedente de la capa semi-permeable situada encima del acuífero es

$$Q' = \pi(r_1 + 1/3(r_2 - r_1))^2 \times \bar{\delta} S' \times S' \times 24 = \\ = 3,14 \{30 + 1/3(120 - 30)\}^2 \times 0,001 \times 0,1 \times 24 = 27 \text{ m}^3/\text{día}$$

Sustituyendo los apropiados valores numéricos en la Ec.(26) se obtiene

$$kD = \frac{(Q - Q') \ln(r_2/r_1)}{2\pi(s_{m_1} - s_{m_2})} = \frac{(761 - 27) \times \ln(120/30)}{2 \times 3,14 \times (0,24 - 0,132)} = 1500 \text{ m}^2/\text{día}$$

Utilizando los datos de los pozos de observación situados a 30 y 60 m del pozo de bombeo y procediendo de la misma forma, se obtiene $kD=1180 \text{ m}^2/\text{día}$ y utilizando los instalados a 90 y 120 m se deduce que $kD=2300 \text{ m}^2/\text{día}$.

3.4 FLUJO EN REGIMEN VARIABLE, EN ACUIFEROS SEMI-CONFINADOS

Antes de alcanzar un flujo en equilibrio, el descenso del nivel piezométrico debido al bombeo aumentará con el tiempo. Se puede esperar que exista una ecuación del flujo hacia el pozo, más o menos análoga a la ecuación de Theis para flujo en régimen variable en un acuífero confinado. De acuerdo con HANTUSH y JACOB (1955), se puede describir el descenso de la capa de agua en un acuífero semi-confinado de la siguiente forma:

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_0^{\infty} \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4L^2y}\right) dy$$

o lo que es lo mismo

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L) \quad (27)$$

donde

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad (28)$$

La ecuación (27) tiene la misma forma que la función del pozo de Theis (Ec.5); sin embargo, en este caso existen dos parámetros en la integral: u y r/L .

En el Anejo IV se dan los valores de $W(u, r/L)$ para diferentes valores de r/L y u . Se compilaron estas tablas de acuerdo con HANTUSH (1956).

Utilizando los datos del ensayo por bombeo "Dalem", se muestran ejemplos numéricos de los métodos de análisis del flujo en régimen variable, en un pozo penetrando totalmente en un acuífero semi-confinado (ver pág.66 y Fig.21).

En la Tabla 10 se dan los valores de los descensos del nivel de agua en los piezómetros situados a 30, 60, 90 y 120 m del pozo de bombeo, una vez hecha la corrección debida a la marea.

3.4.1 Método de Walton

Además de los supuestos citados en la pág.39, se deben satisfacer las siguientes condiciones limitantes:

- Acuífero semi-confinado.
- Flujo de agua hacia el pozo en régimen variable, es decir, ni las diferencias con el tiempo de descensos del nivel del agua son despreciables, ni el gradiente hidráulico es constante con el tiempo.

TABLA 10.

DATOS DE LOS DESCENSOS DE LA CAPA DE AGUA EN EL ENSAYO POR BOMBEO "DALEM".

PIEZOMETRO SITUADO A 30 m DE DISTANCIA Y 14 m DE PROFUNDIDAD

Tiempo (días)	Descenso (m)	Tiempo (días)	Descenso (m)
0	0		
$1,53 \times 10^{-2}$	0,138	$8,68 \times 10^{-2}$	0,190
1,81	0,141	$1,25 \times 10^{-1}$	0,201
2,29	0,150	1,67	0,210
2,92	0,156	2,08	0,217
3,61	0,163	2,50	0,220
4,58	0,171	2,92	0,224
$6,60 \times 10^{-2}$	0,180	$3,33 \times 10^{-1}$	0,228
Descenso en rég.perm.obtenido por extrapolación			0,240 m

PIEZOMETRO SITUADO A 60 m DE DISTANCIA Y 14 m DE PROFUNDIDAD

0	0	$8,82 \times 10^{-2}$	0,127
$1,88 \times 10^{-2}$	0,081	$1,25 \times 10^{-1}$	0,137
2,36	0,089	1,67	0,148
2,99	0,094	2,08	0,155
3,68	0,101	2,50	0,158
4,72	0,109	2,92	0,160
$6,67 \times 10^{-2}$	0,120	$3,33 \times 10^{-1}$	0,164
Descenso en rég.perm.obtenido por extrapolación			0,170 m

PIEZOMETRO SITUADO A 90 m DE DISTANCIA Y 14 m DE PROFUNDIDAD

0	0		
2,43	0,069	$1,25 \times 10^{-1}$	0,120
3,06	0,077	1,67	0,129
3,75	0,083	2,08	0,136
4,68	0,091	2,50	0,141
6,74	0,100	2,92	0,142
$8,96 \times 10^{-2}$	0,109	$3,33 \times 10^{-1}$	0,143
Descenso en rég.perm.obtenido por extrapolación			0,147 m

PIEZOMETRO SITUADO A 120 m DE DISTANCIA Y 14 m DE PROFUNDIDAD

0	0		
$2,50 \times 10^{-2}$	0,057	$1,25 \times 10^{-1}$	0,105
3,13	0,063	1,67	0,113
3,82	0,068	2,08	0,122
5,00	0,075	2,50	0,125
6,81	0,086	2,92	0,127
$9,03 \times 10^{-2}$	0,092	$3,33 \times 10^{-1}$	0,129
Descenso en rég.perm.obtenido por extrapolación			0,132 m

- El agua extraída del almacenamiento se descarga en el mismo momento que se produce el descenso de la carga hidráulica en el acuífero.
- El diámetro de pozo es muy pequeño, por lo que se puede despreciar el almacenamiento en el pozo.

WALTON (1962) desarrolló un método de solución siguiendo una línea de razonamiento semejante al utilizado en el método de Theis; sin embargo en este caso, en vez de haber una sola curva tipo, existe una para cada valor de r/L . Esto significa que utilizando tablas de valores de la función $W(u, r/L)$ como las publicadas por HANTUSH (1956), se debe obtener una familia de curvas (ver Anejo IV).

Procedimiento

- Usando el Anejo IV, representar en papel logarítmico los valores de $W(u, r/L)$ en función de los de $1/u$ para diferentes valores de r/L ; se obtiene una familia de curvas tipo (Fig.24).

- En otra hoja de papel logarítmico, con la misma escala que la anterior, representar los valores de s , en función de los de t/r^2 , o los de s en función de los de t cuando sólo se emplean los datos de un piezómetro; así se obtiene la curva de los datos observados en el ensayo.

- Superponer la curva de los datos reales a la familia de curvas tipo y, manteniendo los ejes de coordenadas paralelos, encontrar por tanteo la posición en la que la mayor parte de los puntos se ajusta a una de las curvas tipo (Fig.25).

- Elegir un punto de coincidencia A donde ambas hojas se solapan y leer para este punto los valores de $W(u, r/L)$, $1/u$, s y t/r^2 (ó t).

- Sustituir los valores de $W(u, r/L)$ y s , junto con el conocido valor de Q , en la Ec.(27) y calcular kD .

- Sustituir el valor de kD y los recíprocos de $1/u$ y t/r^2 (ó t) en la Ec. (28) y deducir S .

- Con el valor numérico de r/L , correspondiente a la curva a la que mejor se ajuste la curva de datos reales, se puede obtener el valor de L y consecuentemente c , ya que $L = \sqrt{kDc}$.

Observaciones

- Es difícil obtener una única posición de ajuste para las dos hojas a no ser que un suficiente número de los datos reales procedan del período en que los efectos de filtración son despreciables o que r/L sea bastante grande.

- Cuando se utilizan los datos de un piezómetro, se debe repetir el mismo procedimiento para los restantes.

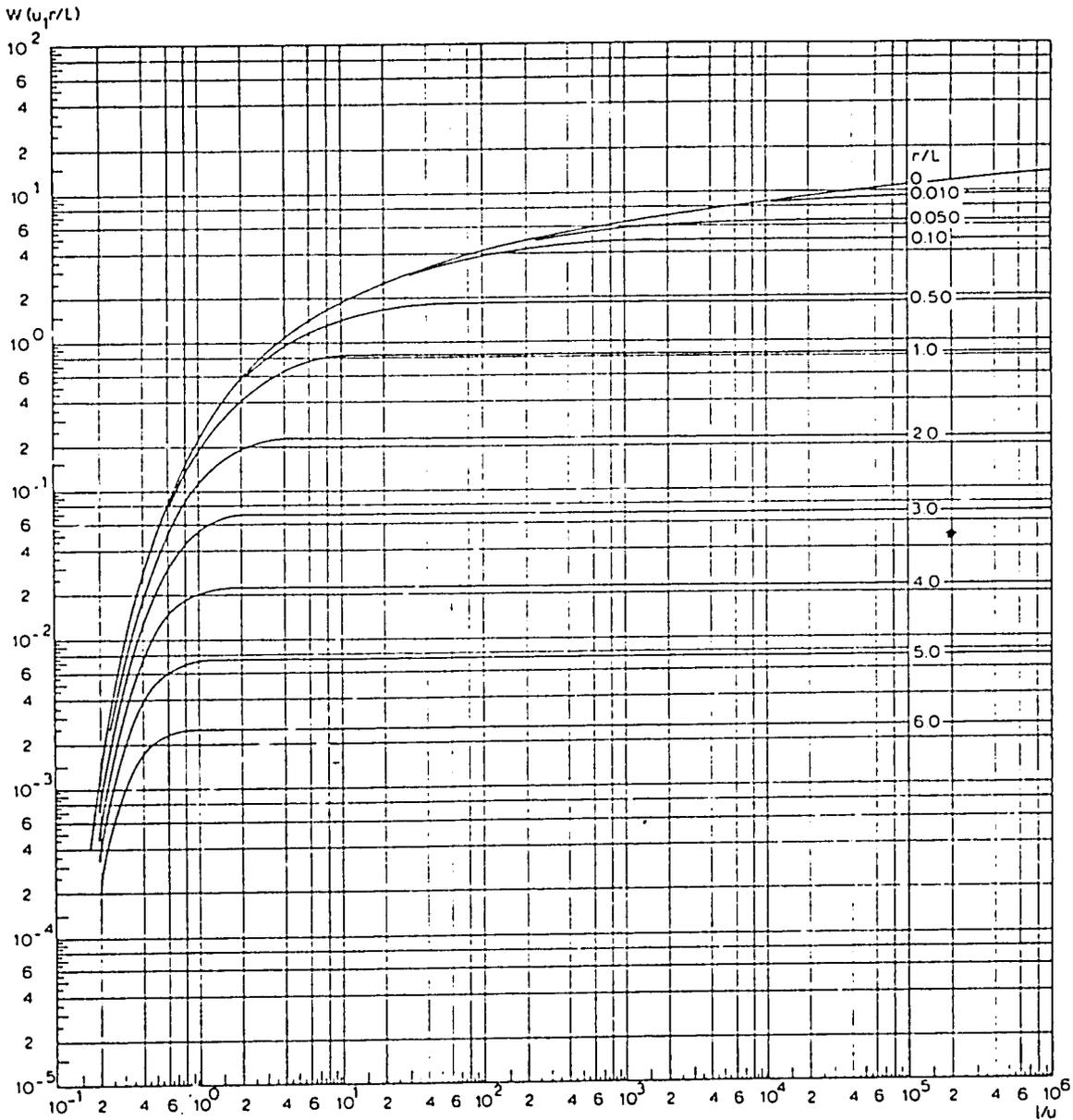


Fig.24. - Familia de curvas tipo del método de Walton; $W(u, r/L)$ en función de $1/u$ para diferentes valores de r/L .

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico, se utilizan los datos del piezómetro situado a 90 m del pozo de bombeo en el ensayo "Dalem" (Tabla 10). En papel logarítmico se representan los valores del descenso del nivel de agua en función de los de t (Fig.25). Comparando con la familia de curvas tipo de Walton, se encuentra que los puntos se ajustan a la curva tipo $r/L = 0,1$.

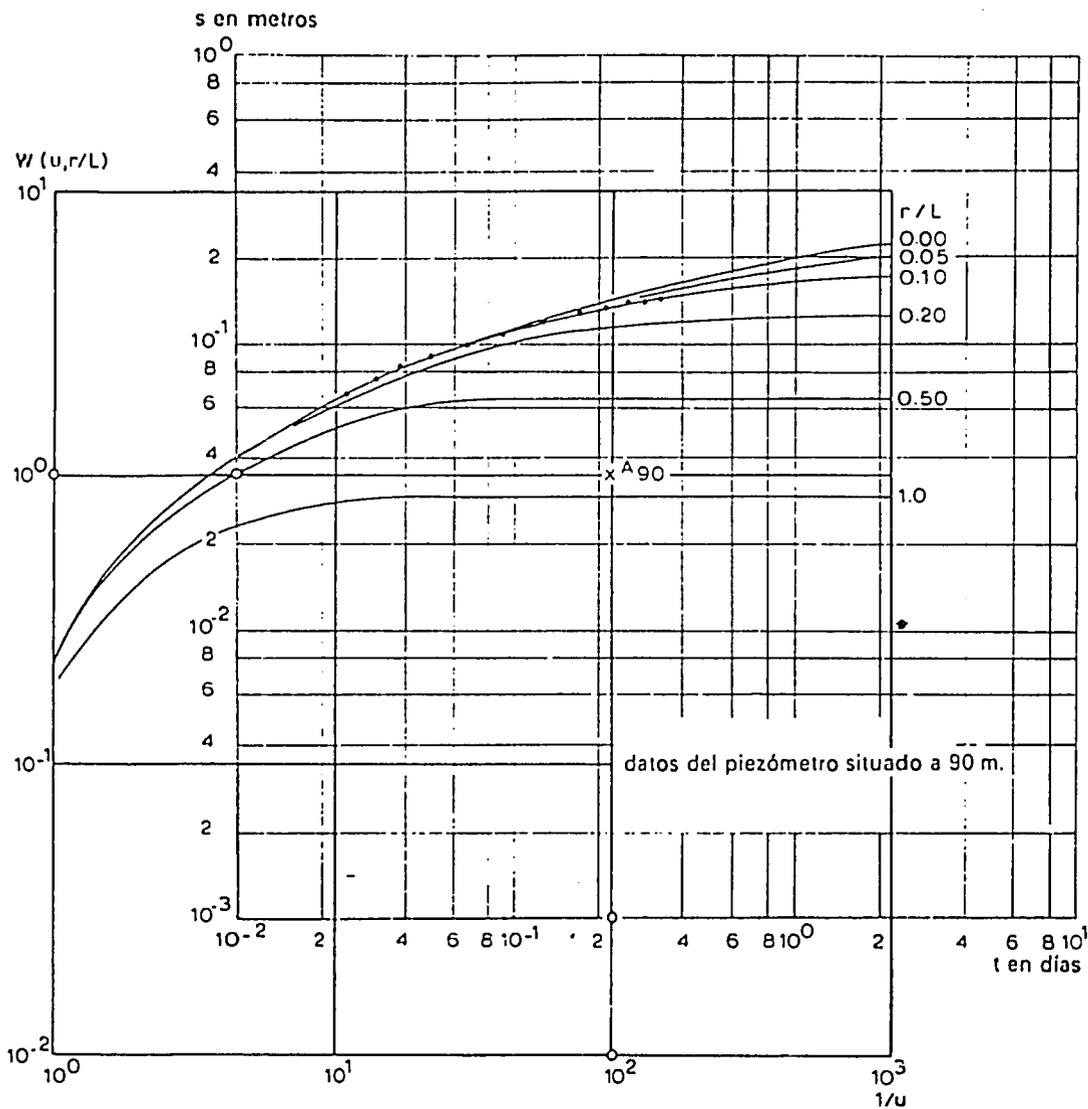


Fig. 25. - Análisis de los datos del ensayo por bomber "Dalem" ($r=90$) empleando el método de Walton.

Como punto de ajuste A_{90} , se elige aquél para el que $W(u, r/L)=1$ y $1/u=10^2$. Sobre los ejes de la gráfica de los datos reales, este punto tiene las coordenadas $s = 0,035$ m y $t = 0,22$ días. Sustituyendo los valores en las Ecs.(27) y (28) se obtiene

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u, r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 0,035} \times 1 = 1729 \text{ m}^2/\text{día}$$

y

$$s = \frac{4kDt}{r^2} u = \frac{4 \times 1729 \times 0,22}{90^2} \times \frac{1}{10^2} = 1,9 \times 10^{-3}$$

Además como $r=90$ m y $r/L = 0,1$, se deduce que $L=900$ m y por ello, $c = L^2/kD = (900)^2/1729 = 468$ días.

3.4.2 Método I de Hantush

Empleando el punto de inflexión de la curva tiempo-descenso representada sobre papel semi-logarítmico (HANTUSH 1956), desarrolló varios métodos para analizar los datos de ensayos por bombeo llevados a cabo en acuíferos semi-confinados. Sin embargo, para determinar este punto de inflexión es necesario conocer el descenso del nivel del agua para régimen permanente; ésto se puede determinar o bien por observación o bien por extrapolación.

Se deben satisfacer los siguientes supuestos y condiciones:

- Los supuestos y las condiciones citadas para el método de Walton (Sec.4.1).
- Se debe conocer, aproximadamente, el descenso del nivel de agua en régimen permanente.

En el método I de Hantush, basado en la Ec.(27), se utilizan las medidas del descenso del nivel de agua de un piezómetro.

La curva obtenida al representar en papel semi-logarítmico los valores de s en función de los de t , tiene un punto de inflexión p , según se discute con mayor amplitud más adelante (Fig.26); para dicho punto se cumplen las siguientes relaciones:

$$a) \quad s_p = \frac{1}{2} s_m = \frac{Q}{4\pi kD} K_0 \left(\frac{r}{L} \right) \quad (29)$$

donde K_0 es la función modificada de Bessel, de segundo tipo y orden cero.

$$b) \quad u_p = \frac{r^2 S}{4kDt_p} = \frac{r}{2L} \quad (30)$$

c) La pendiente de la curva en el punto de inflexión, Δs_p , viene dada por

$$\Delta s_p = \frac{2,30Q}{4\pi kD} e^{-r/L} \quad (31)$$

o bien

$$r = 2,30L \left(\log \frac{2,30Q}{4\pi kD} - \log \Delta s_p \right) \quad (32)$$

d) Para el punto de inflexión, el descenso del nivel de agua y la pendiente de la curva, guardan la siguiente relación:

$$2,30 \frac{s_p}{\Delta s_p} = e^{r/L} K_0(r/L) \quad (33)$$

De la Ec.(29) a la (33), el índice p significa "para el punto de inflexión". Además, Δs representa la pendiente de una línea recta medida, por ejemplo, por medio de la diferencia de descensos por ciclo logarítmico de tiempo.

Procedimiento

- Representar en papel semi-logarítmico los valores de los descensos s en función con los del tiempo t , t en la escala logarítmica; a continuación trazar la curva que mejor se ajuste a los puntos representados obteniendo la curva tiempo-descenso (Fig.26).

- Obtener por extrapolación el valor del máximo descenso del nivel de agua s_m . Se observará que ésto es solamente posible si el período del ensayo es lo suficientemente largo.

- Calcular s_p empleando la Ec.(29): $s_p = \frac{1}{2}s_m$. El valor de s_p establece sobre la curva el punto de inflexión p .

- En el eje de abscisas leer el valor de t_p para el punto de inflexión.

- Determinar la pendiente Δs_p de la curva para el punto de inflexión. Se puede obtener una buena aproximación leyendo la diferencia de descensos, por ciclo logarítmico de tiempo, sobre el tramo recto de la curva en el que se halla el punto de inflexión o bien haciéndolo sobre una tangente trazada a la curva por el citado punto.

- Sustituir los valores de s_p e Δs_p en la Ec.(33) y encontrar r/L , por interpolación en la tabla de la función $e^x K_0(x)$ dada en el Anejo III.

- Conociendo r/L y r , calcular L .

- Conociendo Q , s_p , Δs_p y r/L , calcular kD empleando la Ec.(31) y la tabla de valores de la función e^{-x} (Anejo III); también se puede hacer por medio de la Ec.(29) y empleando la tabla de valores de la función $K_0(x)$ (Anejo III).

- Conociendo kD , t_p , r y r/L , calcular S por medio de la Ec.(30).

- Conociendo kD y L , calcular c de la relación $c = L^2/kD$.

Observaciones

- La exactitud de las constantes de formación calculadas depende de la exactitud de la extrapolación del valor de s_m . Por ello, se debe comprobar el cálculo sustituyendo los valores de S , L y kD en las Ecs.(28) y (27).

- Se debe calcular s para diferentes valores de t . Los valores de s deben caer en la curva de los datos reales, siempre que los valores de t no sean demasiado pequeños. Si los datos calculados difieren de los observados durante el ensayo, hay que ajustar la extrapolación de s_m . A veces, se puede trazar la curva de los datos reales, a través de los puntos representados, algo más pendiente o más tendida, y por ello también se puede ajustar el valor de Δs_p . Se repite el cálculo con los nuevos valores de s_m y/o Δs_p .

- Si hay más de un piezómetro, se puede aplicar separadamente este método para cada uno de ellos; también se podría aplicar, en este caso, el método III

de Hantush para analizar los datos procedentes de más de un piezómetro, en condiciones de régimen variable de flujo y para acuíferos semi-confinados.

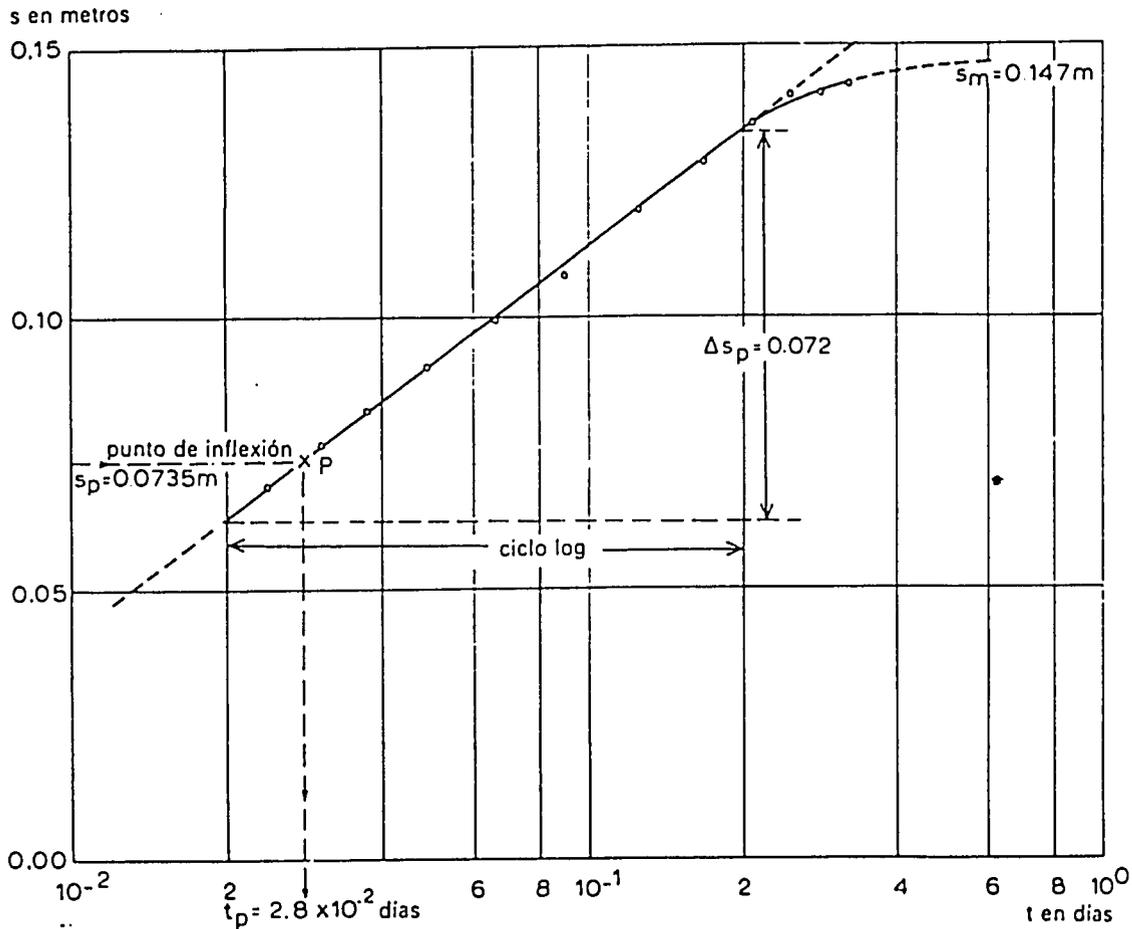


Fig. 26. - Análisis de los datos del ensayo por bombeo "Dalem" ($r=90$ m), empleando el método I de Hantush.

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico se emplea los datos del piezómetro situado a 90 m del pozo de bombeo en el ensayo "Dalem" (Tabla 10).

Para este pozo de observación se representan en papel semi-logarítmico los valores de los descensos del nivel de agua en función de los del tiempo t (Fig.26); por extrapolación sobre la curva obtenida se determina el máximo descenso (régimen permanente) y se obtiene $s_m = 0,147$ m. De acuerdo con la Ec.(29), el descenso del nivel de agua en el punto de inflexión vale $s_p = \frac{1}{2}s_m = 0,0735$ m. Representando este punto en la curva tiempo-descenso, se obtiene $t_p = 2,8 \times 10^{-2}$ días.

Por el punto de inflexión se traza una tangente a la curva que, en este caso, coincide con el tramo recto de la curva. La pendiente de esta tangente es

$$\Delta s_p = 0,072 \text{ m.}$$

Sustituyendo estos valores en la Ec.(33) se obtiene

$$2,30 \frac{s_p}{\Delta s_p} = 2,30 \times \frac{0,0735}{0,072} = 2,34 = e^{r/L} K_0(r/L)$$

Utilizando el Anejo III se deduce que $r/L = 0,15$ y, como $r = 90$ m, se sigue que $L = 90/0,15 = 600$ m. Además se conoce el valor de $Q = 761$ m³/día y el de $e^{-r/L} = e^{-0,15} = 0,86$ se obtiene del Anejo III. Sustituyendo estos valores en la Ec.(31) se deduce que

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s_p} e^{-r/L} = \frac{2,30 \times 761}{4 \times 3,14 \times 0,072} \times 0,86 = 1665 \text{ m}^2/\text{día}$$

y en consecuencia

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{600^2}{1665} = 216 \text{ días}$$

Sustituyendo los correspondientes valores en la Ec.(30) se obtiene

$$S = \frac{r4kDt}{2Lr^2} = \frac{90}{2 \times 600} \times \frac{4 \times 1665 \times 2,8 \times 10^{-2}}{90^2} = 1,7 \times 10^{-3}$$

Para verificar el valor del descenso en régimen permanente obtenido por extrapolación, se elige un valor de t y se calcula para él descenso empleando las Ecs: (27) y (28). Si se elige $t = 0,1$ días, entonces

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} = \frac{90^2 \times 1,7 \times 10^{-3}}{4 \times 1665 \times 10^{-1}} = 0,02$$

Del Anejo IV, $W(u, r/L) = 3,11$ (para $u = 0,02$ y $r/L = 0,15$). Por ello,

$$s_{(t=0,1)} = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 1665} \times 3,11 = 0,113 \text{ m}$$

El punto de coordenadas $t = 0,1$, $s = 0,113$ cae en la curva tiempo-descenso y esto justifica que es bueno el valor extrapolado de s_m .

En la práctica esto se debe probar para varios puntos.

3.4.3 Método II de Hantush

También basado en la Ec.(27), se puede emplear para analizar los datos de ensayos por bombeo siempre que se cumplan los supuestos y las condiciones limitantes citadas en la Sección 4.1 (Método de Walton). Sin embargo, hay que hacer notar que se debe disponer de al menos dos piezómetros y que se debe poder extrapolar el máximo descenso para cada uno de los pozos de observación.

Procedimiento

- Representar en papel semi-logarítmico los valores de los descensos de s en función de los correspondientes de t , para todos los piezómetros; se sitúa t en la escala logarítmica (Fig.27).

- Determinar la pendiente del tramo recto de cada curva; los valores de dicha pendiente vienen dados por Δs , diferencia de descensos por ciclo logarítmico de tiempo.

- Representar en papel semi-logarítmico los valores de la distancia r al pozo de bombeo en función de los de Δs , éstos últimos en la escala logarítmica. A continuación trazar la línea recta que mejor ajuste a los puntos obtenidos. Esta línea es la representación gráfica de la Ec.(32).

- Determinar la pendiente de esta línea Δr . Dicho valor viene dado por la diferencia de r por ciclo logarítmico de Δs (Fig.28).

- Prolongar la recta hasta que corte al eje de abscisas. Las coordenadas del punto de corte son $r=0$ y $\Delta s=(\Delta s)_0$. Leer el valor de $(\Delta s)_0$.

- Conociendo los valores de Δr e $(\Delta s)_0$, calcular L por medio de la Ec.(34)

$$L = \frac{1}{2,30} \Delta r \quad (34)$$

y kD de la Ec.(35)

$$kD = 2,30 \frac{Q}{4\pi(\Delta s)_0} \quad (35)$$

- Conociendo kD y L , calcular c a partir de la relación $c = L^2/kD$.

- Con los conocidos valores de Q , r , kD y L y empleando la tabla de la función $K_0(x)$ dada en el Anejo III, calcular los valores de s_p para cada pozo de observación utilizando la Ec.(29): $s_p = (Q/4\pi kD)K_0(r/L)$.

- Situar cada valor de s_p sobre su correspondiente curva descenso-tiempo y leer el valor de t_p sobre el eje de abscisas.

- Conociendo los valores de kD , r , r/L y t_p , calcular S con la Ec.(30):
 $(r^2 S)/(4kD t_p) = \frac{1}{2}(r/L)$.

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico, se utilizan los datos de los piezómetros situados a 30, 60, 90 y 120 m del pozo de bombeo durante el ensayo "Dalem" (Tabla 10). En la Fig.27 se muestra, para cada uno de los piezómetros, la curva tiempo-

descenso. Se ha determinado la pendiente del tramo recto de cada una de las curvas y los valores obtenidos son

- Δs (30 m) = 0,072 m
- Δs (60 m) = 0,069 m
- Δs (90 m) = 0,070 m
- Δs (120 m) = 0,066 m

La Fig.28 muestra la representación, en papel semi-logarítmico, de los valores de Δs en función de los de r ; por los puntos obtenidos se ha trazado una recta de ajuste. Debido a su gran pendiente se midió el valor de la misma leyendo el valor de la diferencia de r por 1/20 de ciclo logarítmico de Δs (si 1 ciclo logarítmico mide 10 cm, 1/20 de él mide 0,5 cm). La diferencia de r por 1/20 de ciclo logarítmico de Δs es igual a 120 m; por tanto, la diferencia por un ciclo logarítmico será 2400 m; $\Delta r = 2400$ m. La recta corta al eje de abscisas en el punto de coordenadas $r = 0$, $(\Delta s)_0 = 0,074$ m. Sustituyendo estos valores en las Ecs.(34) y (35) se obtiene:

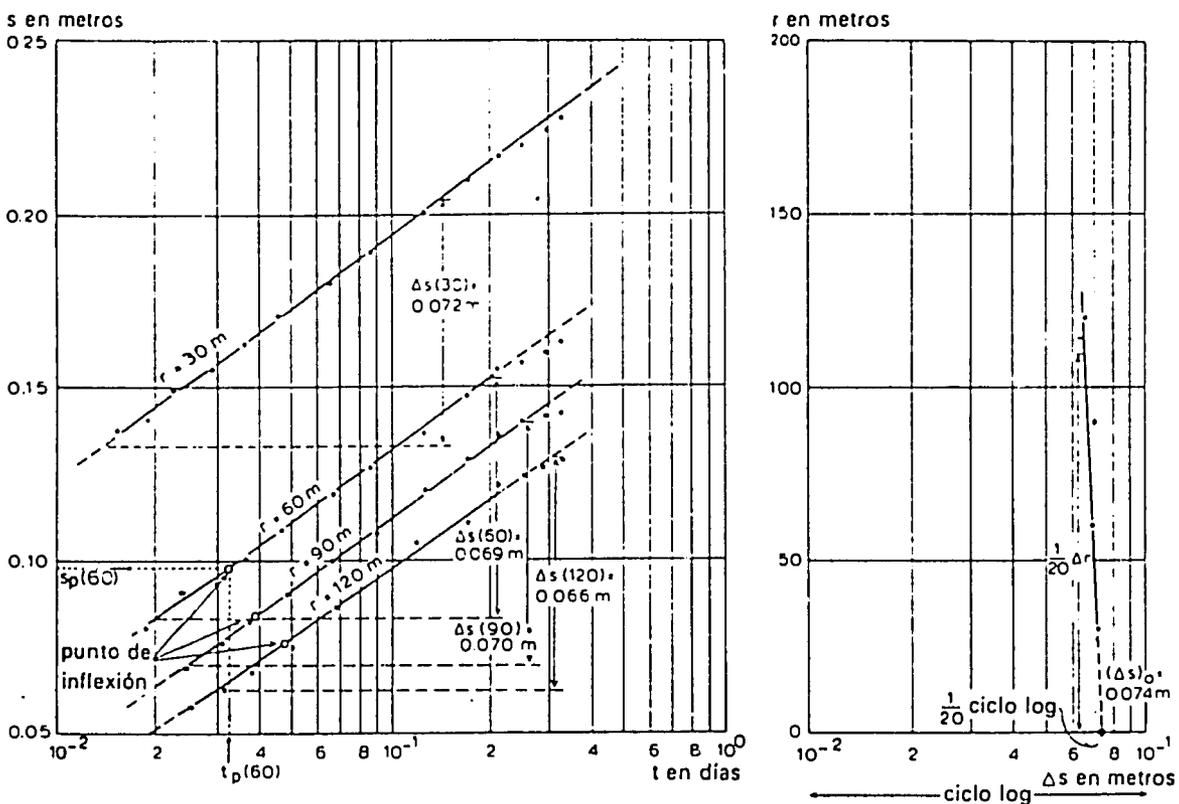


Fig.27. - Análisis de los datos obtenidos en el ensayo de "Dalem" empleando el método II de Hantush: Determinación de los valores de Δs para diferentes valores de r .

Fig.28. - Idem, determinación del valor de Δr .

$$L = \frac{1}{2,30} \Delta r = \frac{1}{2,30} \times 2400 = 1044 \text{ m}$$

y como $Q = 761 \text{ m}^3/\text{día}$

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi(\Delta s)_o} = \frac{2,30 \times 761}{4 \times 3,14 \times 0,074} = 1883 \text{ m}^2/\text{día}$$

finalmente

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{(1044)^2}{1883} = 579 \text{ días}$$

Se ha calculado el valor de r/L para cada piezómetro y los correspondientes valores de $K_o(r/L)$ se han obtenido del Anejo III. Se muestran los resultados en la Tabla 11.

TABLA 11. - DATOS A SUSTITUIR EN LAS ECS.(29) Y (30)

r (m)	r/L	$K_o(r/L)$	s_p (m)	t_p (día)	s_m (m)
30	0,0287	3,668	0,1200	fuera de la fig.	0,240
60	0,0575	2,984	0,0982	$3,25 \times 10^{-2}$	0,196
90	0,0860	2,576	0,0841	$3,85 \times 10^{-2}$	0,168
120	0,1148	2,290	0,0748	$4,70 \times 10^{-2}$	0,150

A partir de la Ec.(29) se calculan los valores de s_p , descenso del nivel de agua para el punto de inflexión de la curva trazada por los puntos de los datos reales, tal y como se muestra en la Fig.27 para el piezómetro situado a 60 m.

$$s_p(60) = \frac{Q}{4\pi kD} K_o(r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 1883} \times 2,984 = 0,0982 \text{ m}$$

Sobre esta curva se determina el punto para el que $s = 0,0982 \text{ m}$; este es el punto de inflexión. Sobre el eje de abscisas se lee el valor de t_p , que para el piezómetro situado a 60 m es $t_p(60) = 3,25 \times 10^{-2} \text{ días}$. De la Ec.(29) se sigue que $s_m(60) = 2s_p(60) = 0,196 \text{ m}$. También se hace este cálculo para los otros piezómetros. Los resultados vienen dados en la Tabla 11.

Sustituyendo los valores de t_p en la Ec.(30) se obtienen los valores de S . Por ejemplo para $r = 60 \text{ m}$

$$S = \frac{r}{2L} \frac{4kDt_p}{r^2} = \frac{60}{2 \times 1044} \times \frac{4 \times 1880 \times 3,25 \times 10^{-2}}{60^2} = 2,0 \times 10^{-3}$$

De la misma forma, para $r = 90$ m y $r = 120$ m se obtienen los valores de $S = 1,6 \times 10^{-3}$ y $S = 1,5 \times 10^{-3}$. El valor medio de S es $1,7 \times 10^{-3}$.

Se observará que los valores calculados para el descenso en régimen permanente son algo superiores a los obtenidos por extrapolación a partir de la Tabla 8.

3.4.4 Método III de Hantush

Se deben satisfacer los siguientes supuestos y condiciones

- los citados para el método de Walton (Sección 4.1) y, además, las condiciones siguientes
- $q > 2 r/L$
- $t > 4 t_p$

La Ec.(27), que da el valor del descenso por medio de la fórmula

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L)$$

puede también expresarse, según HANTUSH (1964), de la forma

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \{2K_o (r/L - W(q))\} \quad (36)$$

donde

$$q = \frac{r^2}{4L^2} \frac{1}{u} = \frac{kDt}{SL^2} \quad (37)$$

Si $q > 2r/L$, se puede expresar la Ec.(36) de una forma aproximada por

$$s_m - s = \frac{Q}{4\pi kD} W(q) \quad (38)$$

donde, de acuerdo con la Ec.(20)

$$\begin{aligned} s_m &= (\text{máximo descenso} = \text{descenso en régimen permanente}) = \\ &= \frac{Q}{2\pi kD} K_o (r/L) \end{aligned}$$

Si se puede extrapolar el valor de s_m en una gráfica de s en función de $\text{Log } t$, se puede obtener el descenso del nivel de agua para el punto de inflexión empleando la Ec.(29)

$$s_p = 0,5 s_m$$

y entonces t_p , valor del tiempo correspondiente a s_p , se puede leer en la curva tiempo-descenso. Si un suficiente número de datos caen en el período en que $t > 4t_p$, se puede seguir el siguiente procedimiento.

Procedimiento

- Representar para cada piezómetro, en papel semi-logarítmico los valores del descenso s en función de los correspondientes del tiempo t , situando t sobre la escala logarítmica; a continuación trazar las curvas que mejor se ajusten a los puntos obtenidos. Por extrapolación en estas curvas, determinar, para cada piezómetro, el máximo descenso s_m .

- Preparar una curva tipo representando, en papel logarítmico, los valores de $W(q)$ en función de los de q . Esta curva es idéntica a la de $W(u)$ en función de u , método de Theis. Por ello, se puede utilizar el Anejo I para trazar la curva tipo.

- Sobre otra hoja de papel logarítmico con la misma escala que la anterior, representar para todos los piezómetros disponibles los valores de $(s_m - s)$ en función de los del tiempo. Hay que hacer notar que cada piezómetro tiene su propio valor de s_m . Como q es independiente de r , ver Ec.(37), es obvio que en un sólo gráfico se pueden representar los datos de todos los piezómetros.

- Superponer la curva de los datos reales a la curva tipo y, manteniendo los ejes de coordenadas paralelos, encontrar por tanteo la posición en que la mayor parte de los puntos de los datos observados caen en la curva tipo (Fig.29). Hay que señalar que los puntos de los datos reales correspondientes al período en que $t < 4t_p$ para cada uno de los piezómetros, pueden caer por debajo de la curva tipo ya que para el citado período no se puede aplicar la Ec.(38).

- Elegir un punto de ajuste A sobre la parte en que ambas hojas se solapan, y anotar para A los valores de $(s_m - s)$, t , q y $W(q)$.

- Sustituir los valores de $(s_m - s)$, $W(q)$ y el valor conocido de Q en la Ec.(38) y deducir kD .

- Seleccionar un valor de s_m y junto con el de kD sustituirlos en la Ec.(20) y calcular el valor de $K_o(r/L)$; a continuación encontrar el valor de r/L en el Anejo III.

- Como se conoce el valor de r correspondiente al s_m elegido, calcular L y a continuación obtener c con la fórmula $c = L^2/kD$.

- Sustituir los valores de kD , t , q y L en la Ec.(37) y obtener S .

Ejemplo

Se usan los datos del ensayo por bombeo "Dalem". La Figura 29 muestra una representación de los valores de $(s_m - s)$, calculados a partir de los datos citados en

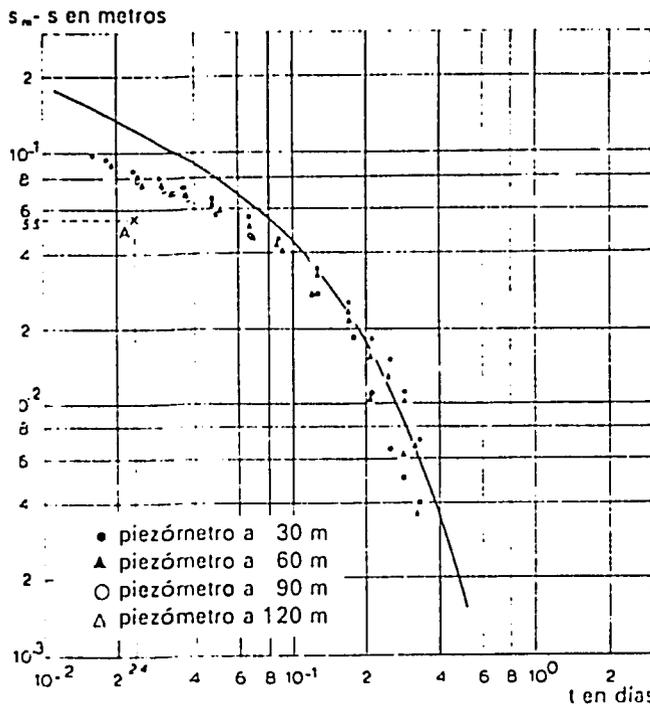


Fig. 29. - Análisis de los datos obtenidos en el ensayo por bombeo "Dalem", por medio del Método III de Hantush.

las Tablas 10 y 8, en función de los del tiempo t ; está hecha en papel logarítmico y para los piezómetros situados a 30, 60, 90 y 120 m del pozo de bombeo (filtros a 14 m de profundidad).

Se superpone esta gráfica a la curva tipo de $W(q)$ en función de q , que es la misma que la curva tipo de Theis en la que $W(u)$ viene en función de u .

Tal y como se podría esperar, para los primeros valores del tiempo ($t < 4t_p$), los puntos caen por debajo de la curva tipo. Como punto de encaje A se elige el que en la hoja de la curva tipo tiene las coordenadas $W(q) = 1$ y $q = 0,1$. Sobre la otra gráfica, dicho punto tiene las siguientes coordenadas: $(s_m - s) = 0,055$ m y $t = 2,4 \times 10^{-2}$ días. Sustituyendo los valores numéricos apropiados en la Ec.(38) se obtiene

$$kD = \frac{Q}{4\pi(s_m - s)} W(q) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 0,055} \times 1 = 1100 \text{ m}^2/\text{día}$$

Para el piezómetro situado a 90 m del pozo de bombeo, $s_m = 0,147$ m. Entrando con este valor en la Ec.(20), se sigue que

$$K_o(r/L) = \frac{2\pi kD}{Q} s_m = \frac{2 \times 3,14 \times 1100}{761} \times 0,147 = 1,32$$

De acuerdo con el Anejo III, se deduce que $r/L = 0,31$ y como $r = 90$ m, se sigue que $L = 290$ m y $c = L^2/kD = 290^2/1100 = 77$ días.

Sustituyendo los apropiados valores en la Ec.(37), se sigue que

$$S = \frac{kDt}{L^2} \frac{1}{q} = \frac{1100 \times 2,4 \times 10^{-2}}{(290)^2} \times \frac{1}{10^{-1}} = 3,1 \times 10^{-3}$$

3.4.5 Evaluación

Para ilustrar los métodos de analizar el flujo en régimen permanente y variable en un acuífero semi-confinado hacia un pozo de bombeo, se han elaborado ejemplos numéricos empleando los datos del ensayo por bombeo "Dalem" (Fig.21). En la Tabla 12 se da un resumen de los valores obtenidos para las propiedades hidráulicas del acuífero.

TABLA 12. - CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL ACUIFERO ESTUDIADO EN DALEM, CALCULADAS DE ACUERDO CON DIFERENTES METODOS.

Método	Datos del piezómetro	kD (m ² /día)	S	L (m)	c (días)
De Glee	todos	2114	-	1100	572
Hantush-Jacob	todos	2018	-	980	478
Hantush I	90	1665	1,7 × 10 ⁻³	600	216
Hantush II	30-120	1883	1,7 × 10 ⁻³	1044	579
Hantush III	30-120	1100	3,1 × 10 ⁻³	290	77
Walton	90	1729	1,9 × 10 ⁻³	900	468
Ernst-Thiem	30-120	1500	-	-	-
	30-60	1180	-	-	-
	90-120	2300	-	-	-

A partir de esta tabla, se puede deducir que el acuífero semi-confinado situado cerca de Dalem (Holanda), tiene las siguientes propiedades hidráulicas

$$kD = 1700 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S = 2,0 \times 10^{-3}$$

$$L = 900 \text{ m}$$

$$c = 460 \text{ días}$$

Se observará que los valores obtenidos con los diversos métodos, son bastante diferentes. Esto es debido, mayormente, a las inevitables inexactitudes de los datos observados y, también, a la aplicación de los métodos gráficos de solución. Por ejemplo, en la mayor parte de los métodos se utiliza un descenso en régimen permanente obtenido por extrapolación, en vez de un valor medido directamente. Se pueden comprobar estas extrapolaciones usando el método II de Hantush; sin

embargo, en este método hay que ajustar muchas líneas rectas a los datos observados y éstos no siempre caen exactamente sobre una recta. En consecuencia, para estas líneas rectas existen diferentes posibles posiciones que varían débilmente entre sí; dichas diferentes rectas son tan aceptables como las trazadas pero dan valores diferentes de las propiedades hidráulicas. Se encuentran las mismas dificultades cuando hay que superponer la curva de los datos reales a una curva, o una familia de curvas-tipo. También en estos casos, son posibles diferentes puntos de ajuste levemente diferentes; dichos puntos tienen diferentes coordenadas y, por ello, se obtienen diferentes valores de las características hidráulicas.

Además debe tenerse en cuenta que aunque se supone que el acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme, es evidente que para un acuífero formado por arena aluvial y grava, esta suposición no se cumple; por ello, los valores de las propiedades hidráulicas varían de un lugar a otro. Resumiendo, podemos establecer que el resultado global indica que una transmisividad de aproximadamente 1700 m²/día es la respuesta más precisa posible; un mayor grado de precisión es sólo una ilusión y además no es compatible con el carácter litológico del acuífero.

3.5 FLUJO EN REGIMEN VARIABLE EN ACUIFEROS LIBRES CON RENDIMIENTO RETARDADO Y EN ACUIFEROS SEMI-LIBRES

El agua extraída de un acuífero libre por un pozo de bombeo, proviene del almacenamiento en el acuífero a través de

- 1) drenaje por gravedad
- 2) compactación del acuífero y
- 3) la expansión del agua ya que se reduce la presión del agua en el suelo.

Sin embargo, a menudo el drenaje por gravedad no es inmediato; especialmente éste es el caso en sedimentos finos. En tales circunstancias no se cumple la condición limitante que, en las fórmulas para flujo en régimen variable se había expuesto; nos referimos a que la salida de agua del almacenamiento y el descenso de la carga hidráulica en el acuífero se producían simultáneamente. Sin embargo, en este caso el acuífero presenta el fenómeno de rendimiento retardado.

Se observará que este fenómeno no sólo se presenta en los acuíferos libres, homogéneos de material fino sino también en los que siendo libres son estratificados. En los acuíferos de grano grueso existen intercaladas una o más capas de arena

fina. El caso más simple es el de un acuífero homogéneo de arena gruesa situado sobre una capa impermeable y debajo de una capa de material fino que, aún teniendo una conductividad hidráulica notablemente más baja que el material del acuífero, no es lo suficientemente baja como para clasificarla como semi-permeable. De hecho, tal acuífero es intermedio entre el semi-confinado y el "verdadero" libre; por tanto se le llamará semi-libre. Si tal acuífero se bombea, el nivel de agua en la capa superior también desciende, aunque inicialmente, menos que el nivel piezométrico en la capa de mayor permeabilidad (Fig.30). Como no se puede despreciar el descenso del nivel freático, en la capa de material fino existe un flujo horizontal que hay que tener en cuenta. Es obvio que en este caso no se cumple la condición de los acuíferos semi-confinados que establece que el nivel freático en la capa situada por encima de él, no esté afectado por el bombeo. Por tanto, no son aplicables los métodos de análisis de los datos obtenidos en ensayos por bombeo, hechos en acuíferos semi-confinados.

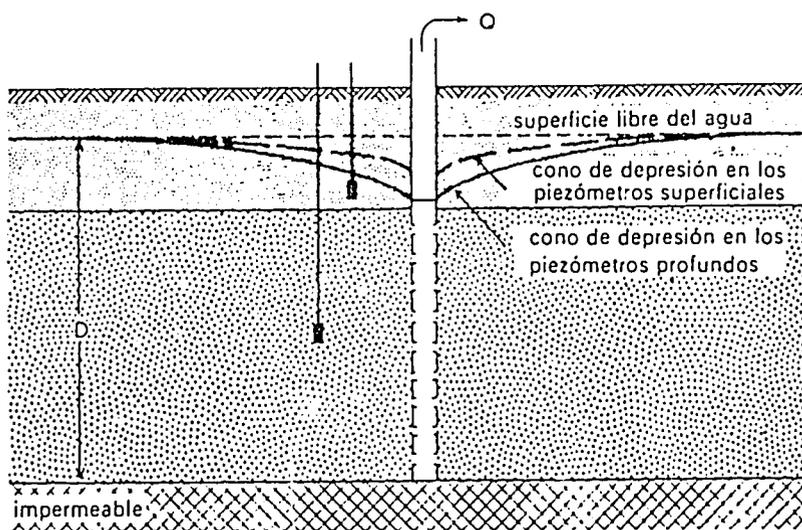


Fig. 30. - Sección transversal esquemática de un acuífero semi-libre, bombeado.

BOULTON (1963) (ver también PRICKET, 1965) introdujo un método para analizar los datos de ensayos por bombeo sobre acuíferos libres, en el que se tiene en cuenta el rendimiento retardado debido a un lento drenaje por gravedad. Para fines prácticos, también se puede usar para analizar el régimen variable en un acuífero semi-libre. Este método se describirá ahora, y para ilustrarlo se presenta un ejemplo numérico; para ello se utilizan los datos del ensayo por bombeo "Vennebulten" en la parte este de Holanda. El ensayo fué llevado a cabo por el Institute for Land and Water Management Research, Wageningen (Holanda).

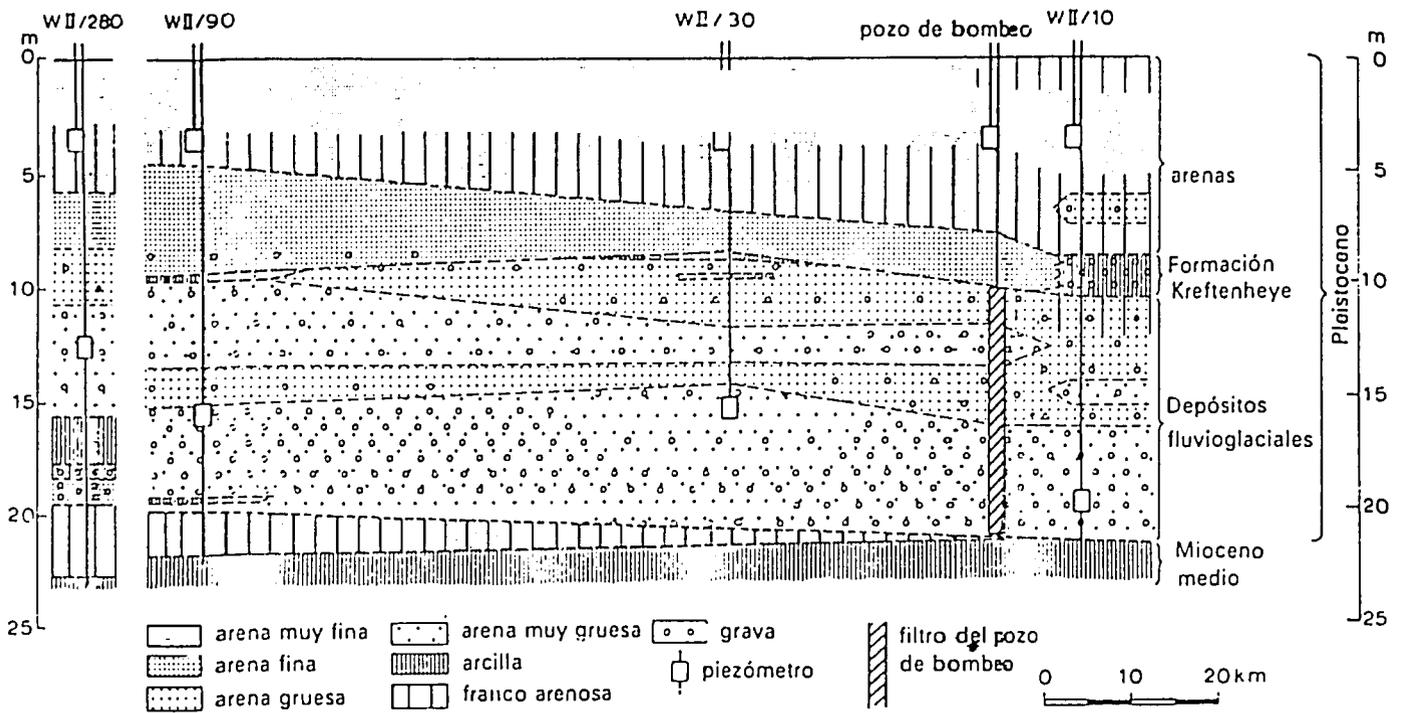


Fig. 31. - Sección transversal litológica del lugar del ensayo por bombeo "Vennebulten".

TABLA 13. - RESUMEN DE LOS DATOS DEL PIEZOMETRO WII/90. ENSAYO POR BOMBEO "VENNEBULTEN"

Tiempo (min)	Descenso filtro pro- fundo (m)	Descenso filtro su- perficial (m)	Tiempo (min)	Descenso filtro profundo (m)	Descenso filtro su- perficial (m)
0	0	0	41	0,128	0,018
1,17	0,004		51	0,133	0,022
1,34	0,009		65	0,141	0,026
1,7	0,015		85	0,146	0,028
2,5	0,030		115	0,161	0,033
4,0	0,047		175	0,161	0,044
5,0	0,054		260	0,172	0,050
6,0	0,061	0,005	300	0,173	0,055
7,5	0,068		370	0,173	
9	0,064	0,006	430	0,179	
14	0,090	0,008	485	0,183	0,061
18	0,098	0,010	665	0,182	0,071
21	0,103		1340	0,200	0,096
26	0,110	0,011	1490	0,203	0,099
31	0,115	0,014	1520	0,204	0,099

La Figura 31 muestra un corte geológico del área donde se realizó el ensayo, elaborado a partir de los datos obtenidos durante la perforación. La base impermeable consta de arcillas marinas del Mioceno Medio. Los materiales del acuífero son arenas fluvio-glaciales muy gruesas y depósitos del Rhin, del final del Pleistoceno; conforme se asciende cambian gradualmente a arena muy fina y, a veces, a capas de material franco-arenoso. La parte del acuífero de material más fino tiene un espesor de unos 10 m.

En el pozo de bombeo se ha instalado el filtro del tubo entre 10 y 21 m de profundidad; los piezómetros se situaron a 10, 30, 90 y 280 m respectivamente, del pozo de bombeo y a profundidades que iban de 12 a 19 m. A las mismas distancias también se instalaron piezómetros superficiales, a unos 3 m de profundidad. Se bombeó el acuífero a un caudal constante de 873 m³/día durante 25 horas. La Tabla 13 resume los descensos del nivel de agua observados en uno de los piezómetros.

3.5.1 Método de Boulton

Se puede usar éste método si se satisfacen las siguientes condiciones:

- Los supuestos citados en la pág.39.
- Acuífero semi-libre o libre presentando rendimiento retardado.
- El flujo de agua hacia el pozo es en régimen variable.
- El diámetro del pozo es pequeño, es decir, se puede despreciar el almacenamiento en el pozo.

Se pueden distinguir tres segmentos diferentes en la curva tiempo-descenso obtenida con los datos del ensayo hecho en un acuífero libre con rendimiento retardado (Fig.32).

El primer segmento, indica que durante un período corto posterior al comienzo del bombeo, el acuífero libre reacciona inicialmente de la misma forma que un acuífero confinado.

Debido a la compactación del acuífero y a la expansión del agua misma, ésta es liberada del almacenamiento instantáneamente (sin retardo). Todavía no ha comenzado el drenaje por gravedad. En condiciones favorables se puede calcular la transmisividad del acuífero aplicando el método de Theis a éste primer tramo de la curva tiempo-descenso; corresponde a poco más que los primeros minutos de datos; en éste caso sólo se pueden utilizar los descensos en los puntos de observación más cercanos, ya que en los distantes el descenso durante los primeros minutos es demasiado pequeño para medirlo. Además no se puede emplear el coefi-

ciente de almacenamiento obtenido de esta forma para predecir los descensos del nivel de agua a largo plazo.

El segundo segmento de la curva tiempo-descenso, presenta una disminución en la pendiente, ya que a través de intersticios existentes por encima del cono de depresión, se produce relleno del acuífero debido al drenaje por gravedad. Durante este tiempo se produce una marcada discrepancia entre la curva obtenida con los datos reales y la curva tipo de Theis para flujo en régimen variable.

Durante el tercer segmento, que puede comenzar después de unos minutos o a los varios días de haber empezado a bombear, de nuevo la curva se ajusta estrechamente a la curva tipo de Theis.

En este tercer segmento existe un equilibrio entre el drenaje por gravedad y la velocidad con que la capa freática desciende. Por ello, el error entre los datos reales y los teóricos obtenidos con la ecuación de Theis, se va haciendo cada vez más pequeño.

Se puede mostrar que el coeficiente efectivo de almacenamiento es

$$S_A + S_Y = \gamma S_A$$

donde

S_A = volumen de agua que instantáneamente sale del almacenamiento, por unidad de descenso del nivel de agua, por unidad superficial horizontal (=coeficiente efectivo de almacenamiento en un primer período)

S_Y = volumen total de rendimiento retardado extraído del almacenamiento, por unidad de descenso del nivel de agua, por unidad superficial horizontal (=rendimiento específico)

$$\gamma = 1 + \frac{S_Y}{S_A} \quad (39)$$

La solución general de la ecuación del flujo es una ecuación diferencial bastante complicada que, simbólicamente y por analogía con la ecuación de Theis, se puede expresar de la forma

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_{AY}, r/B) \quad (40)$$

A $W(u_{AY}, r/B)$ se le puede llamar "ecuación del pozo de Boulton".

Durante un primer período, esta ecuación describe el primer segmento de la curva tiempo-descenso y la Ec.(40) se reduce a

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_A, r/B) \quad (41)$$

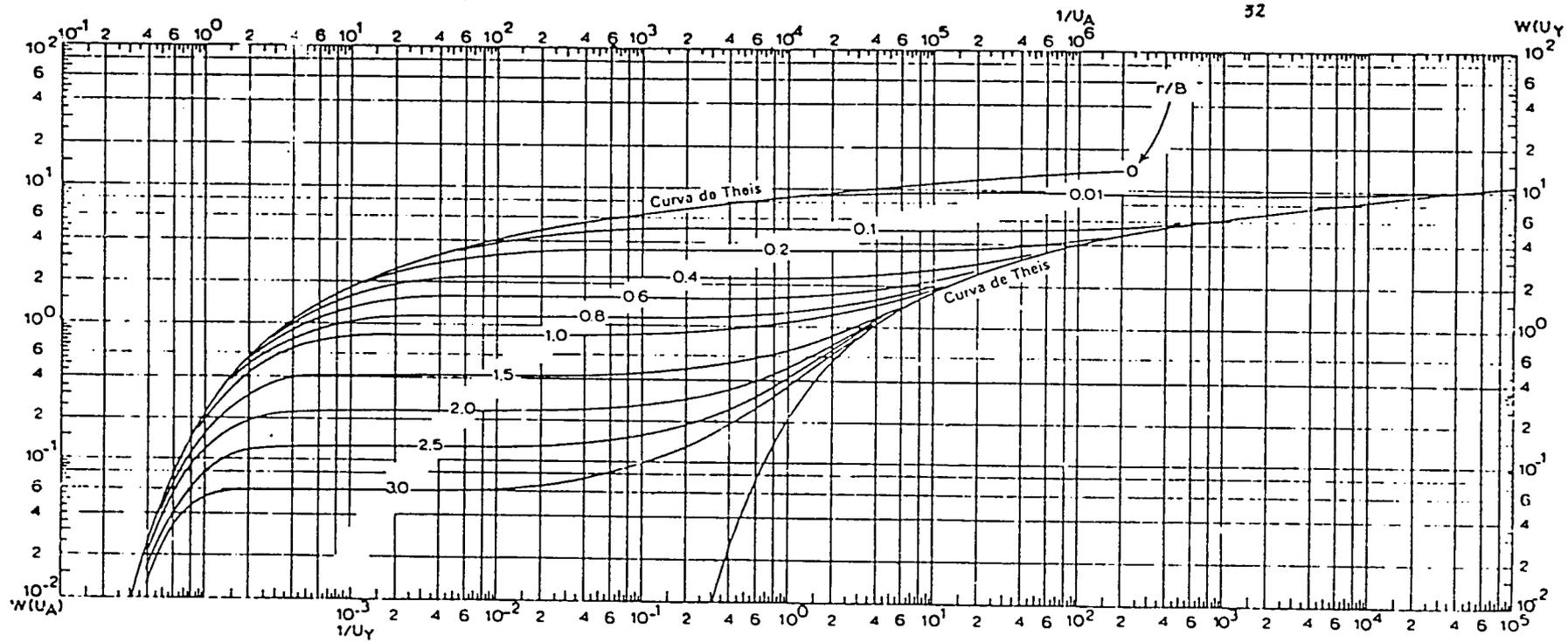


Fig. 32. - Familia de curvas-tipo de Boulton: $W(u_A, r/B)$ en función de $1/u_A$ y $W(u_Y, r/B)$ en función $1/u_Y$ para diferentes valores de r/B .

donde

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4kDt} \quad (42)$$

En las condiciones del último período, la Ec.(40) describe el tercer segmento de la curva tiempo-descenso y se reduce a

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_Y, r/B) \quad (43)$$

$$u_Y = \frac{r^2 S_Y}{4kDt} \quad (44)$$

Sin embargo, las fórmulas más arriba mencionadas sólo son válidas si γ tiende a infinito; en la práctica esto significa que $\gamma > 100$. Si $10 < \gamma < 100$, el segundo segmento de la curva tiempo-descenso no se mantiene horizontal durante un tramo tan largo como cuando $\gamma > 100$; sin embargo todavía el método de Boulton da una bastante buena aproximación.

Si γ tiende a infinito, el segundo segmento viene descrito por

$$s = \frac{Q}{2\pi kD} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (45)$$

donde $K_0(r/B)$ es la función modificada de Bessel de segundo tipo y orden cero. Por analogía con el factor de filtración L de los acuíferos semi-confinados, se le puede llamar a B factor de drenaje. Viene definido por

$$B = \sqrt{\frac{kD}{\alpha S_Y}} \quad (46)$$

y se expresa en metros.

A $1/\alpha$ se le llama "índice de retraso de Boulton" y es una constante empírica. Se expresa en días y se emplea en combinación con la "curva índice-retraso de Boulton" (Fig.33) para determinar el tiempo t_{wt} para el que el rendimiento retardado cesa de afectar al descenso del nivel de agua.

Procedimiento

- Sobre papel logarítmico, construir las curvas tipo de Boulton representando los valores de $W(u_{AY}, r/B)$ en función de los de $1/u_A$ y $1/u_Y$; se hace para una serie de valores prácticos de r/B y, para ello, se utiliza el Anejo V. La parte izquierda de la Figura 32 muestra las curvas "tipo-A" ($W(u_A, r/B)$) en función de $1/u_A$; en la parte derecha de la figura están las curvas "tipo-Y" ($W(u_Y, r/B)$) en función de $1/u_Y$.

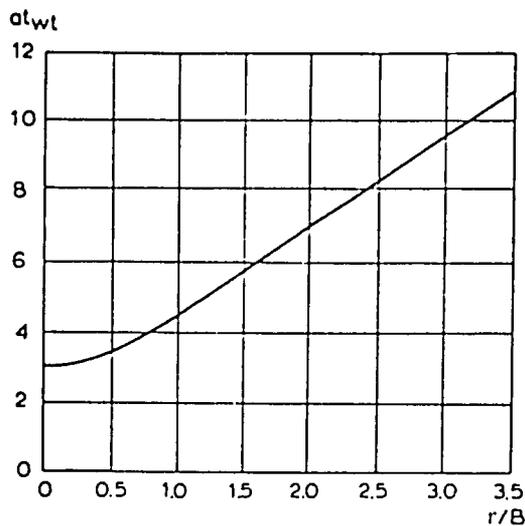


Fig.33. - Curva retardo-índice de Boulton.

- Preparar la curva de los datos reales representando, en otra hoja de papel logarítmico de la misma escala que la anterior, los valores de los descensos s en función de los correspondientes de t , para un único piezómetro situado a una distancia r del pozo de bombeo.

- Superponer la curva de los datos reales a las curvas tipo-A y, manteniendo los ejes de coordenadas paralelos, encontrar por tanteo la posición en que los datos de campo obtenidos en el primer período de bombeo, se ajustan a una de las curvas tipo-A. Anotar el valor de r/B de la curva tipo-A seleccionada.

- Sobre la parte que ambas hojas se solapan, elegir un punto A y anotar para este punto los valores de s , t , $1/u_A$ y $W(u_A, r/B)$.

- Sustituir estos valores en las Ecs.(41) y (42) y, junto con el valor de Q también conocido, calcular kD y S_A .

- Moviendo la curva de los datos reales, encontrar una nueva situación en la que los datos del último período de bombeo se ajustan lo mejor posible a una curva tipo-Y con el mismo valor de r/B que la curva tipo-A seleccionada anteriormente.

- Seleccionar un nuevo punto Z sobre la porción en que ambas hojas se superponen y leer para este punto los valores de s , t , $1/u_Y$ y $W(u_Y, r/B)$.

- Sustituir estos valores en las Ecs.(43) y (44) y junto con el valor de Q , calcular kD y S_Y . Los dos cálculos deben dar aproximadamente el mismo valor de kD .

- Sustituir los valores de S_A y S_Y en la Ec.(39) y calcular γ .

- Conocido el valor de r y de r/B , calcular el valor de B ; a continuación, sustituyendo los valores de B , S_Y y kD en la Ec.(46) calcular $1/\alpha$.

- Con el tiempo, los efectos del drenaje por gravedad retardado se hacen despreciables y, por ello, la curva tipo-Y se une con la curva de Theis. Midiendo el valor de ut_{wt} para un valor particular de r/B sobre la "curva-retardo índice de Boulton" (Fig.33), determinar el punto donde ambas curvas se unen para el concreto valor de r/B . Como se conoce $1/\alpha$, calcular ahora t_{wt} . El factor t_{wt} es la coordenada tiempo del punto donde la curva tiempo-descenso que se ajusta a la curva tipo con el concreto valor de r/B , se une con la parte derecha de la curva de Theis.

- Repetir el procedimiento con los datos reales de cada uno de los piezómetros disponibles. Los cálculos de kD , S_A y S_Y con los datos de los diferentes piezómetros deben dar aproximadamente los mismos resultados.

Observaciones

- Hay que hacer notar que para valores de $\gamma > 100$, la pendiente de la línea que une las correspondientes curvas tipo A e Y es, por esencia, cero. Para valores tales que $10 < \gamma < 100$, la pendiente de esta línea es pequeña y es, aproximadamente, la tangente a ambas curvas. Los puntos de los datos reales que no se pudo hacer coincidir con una curva tipo-A ni con una tipo-Y, deben caer sobre esta tangente (BOULTON, 1964).

- Si no es aparente la influencia de un rendimiento retardado, la curva de los datos reales debe caer completamente sobre la parte izquierda de la curva tipo de Theis.

- Si se han hecho suficientes observaciones posteriores al momento en que el rendimiento retardado deja de influir sobre la curva tiempo-descenso, para calcular los valores de kD y S_Y se podrán utilizar los datos correspondientes a $t > t_{wt}$ en combinación con la parte derecha de la curva de Theis.

- Si se emplea el método de Boulton a ensayos por bombeo hechos en acuíferos semi-libres, no se obtiene información sobre las propiedades de la capa situada por encima del acuífero, ya que las propiedades definidas de B son las de un acuífero libre.

Ejemplo

Para mostrar un ejemplo numérico, se emplean los datos del piezómetro, situado a 90 m del pozo de bombeo (Tabla 13) en el ensayo "Vennebulten". Los datos obtenidos en este piezómetro se representan en papel logarítmico (Fig.34). Queda claro que la curva trazada por los puntos obtenidos, no se ajusta ni a la curva tipo de Theis ni a ninguna de las curvas tipos de Walton. Por otra parte, esa parte central casi horizontal y los crecientes descensos que a continuación se presentan,

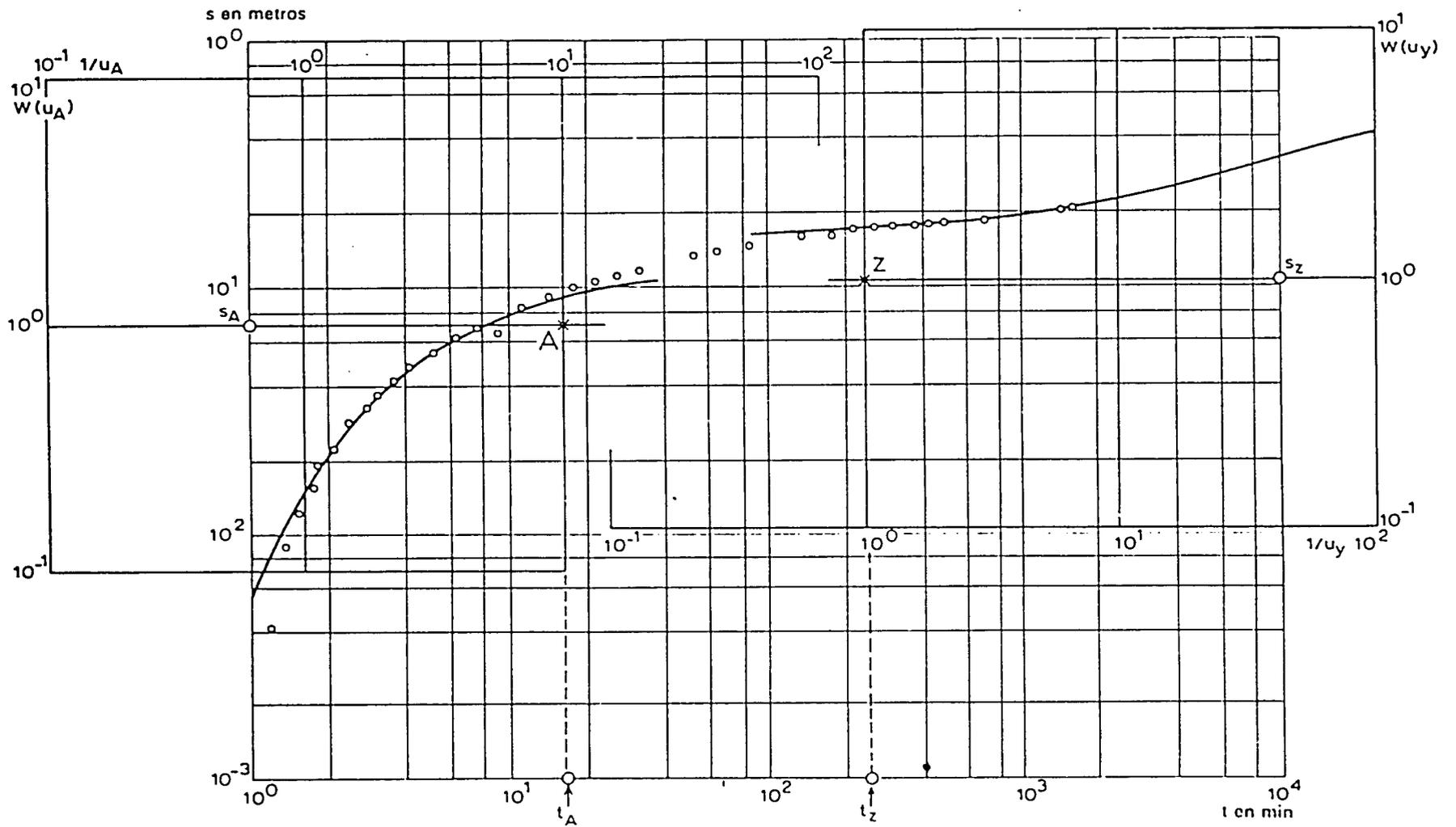


Fig.34. - Análisis de los datos del ensayo por bombo "Vennebulten" ($r = 90$ m) con el método de Boulton.

son típicos de las curvas tipo de Boulton. También la estratigrafía podría indicar que más bien se trata de un acuífero libre (con rendimiento retardado) o de uno semi-libre que de uno semi-confinado. Si también se tiene en cuenta que el nivel de agua en los piezómetros superficiales desciende continuamente, se dan todas las razones para analizar este ensayo por bombeo con el método de Boulton. Se superpone la parte requerida de la curva tiempo-descenso sobre la familia de curvas tipo de Boulton y, manteniendo los ejes de coordenadas paralelos, se busca por tanteo la posición en que su parte izquierda se ajusta a la parte izquierda de una de las curvas-tipo. En este caso, se encuentra que se ajusta, en el tramo citado, a la curva-tipo para la que $r/B = 0,6$. Se elige un punto de encaje A. Este punto tiene las siguientes coordenadas:

$$1/u_A = 10, W(u_A, r/B) = 1, s = 0,070 \text{ m y } t = 16 \text{ min} = 1,11 \times 10^{-2} \text{ días.}$$

Sustituyendo estos valores en las Ecs.(41) y (42) se obtiene

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u_A, r/B) = \frac{873}{4 \times 3,14 \times 0,070} \times 1 = 990 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S_A = \frac{u_A 4kDt}{r^2} = \frac{10^{-1} \times 4 \times 990 \times 1,11 \times 10^{-2}}{90^2} = 5,4 \times 10^{-4}$$

Ahora se busca la posición en la que la parte derecha de la curva se ajusta a la parte derecha de la curva tipo en la que $r/B = 0,6$; de nuevo se elige un punto de encaje (Z). Este punto tiene las siguientes coordenadas:

$$1/u_Y = 1, W(u_Y, r/B) = 1, s = 0,105 \text{ m y } t = 250 \text{ min} = 1,74 \times 10^{-2} \text{ días.}$$

Sustituyendo estos valores en las Ecs.(43) y (44) se deduce

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u_Y, r/B) = \frac{873}{4 \times 3,14 \times 0,105} \times 1 = 660 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S_Y = \frac{u_Y 4kDt}{r^2} = \frac{1 \times 4 \times 660 \times 1,74 \times 10^{-1}}{90^2} = 5,7 \times 10^{-2}$$

Como $r = 90 \text{ m}$, se sigue que

$$B = \frac{r}{r/B} = \frac{90}{0,6} = 150 \text{ m}$$

y por medio de la Ec.(46) se calcula α

$$\alpha = \frac{kD}{S_Y B^2} = \frac{606}{5,7 \times 10^{-2} \times 150} = 0,47 \text{ día}^{-1}$$

Como $r/B = 0,6$, en la curva de Boulton de retardo-índice (Fig.33) se lee que $\alpha t_{wt} = 36$ y, por ello, $t_{wt} = 3,6/\alpha = 3,6/0,47 = 7,7$ días.

Finalmente se calcula γ con la Ec.(39)

$$\gamma = 1 + (S_Y/S_A) = 1 + \frac{5,7 \times 10^{-2}}{5,4 \times 10^{-4}} = 1 + 104 = 105$$

Cuando se repite este procedimiento para los datos de los piezómetros situados a 10 y 30 m respectivamente del pozo de bombeo, se obtienen los resultados citados en la Tabla 14.

Evaluación

A partir de los datos que se muestran en la Tabla 14, se puede concluir que las características hidráulicas del acuífero en "Vennebulten" son

$$kD = 900 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$S_A = 7 \times 10^{-4}$$

$$S_Y = 0,10$$

$$t_{wt} = 5 \text{ días}$$

Si se hubiera ignorado el hecho de que durante el bombeo el nivel freático sufrió un descenso considerable, se habría podido describir el acuífero como uno semi-confinado con nivel freático constante. En tal caso se habría podido emplear el método de De Glee para analizar los datos del ensayo. Se habrían obtenido unos valores de $1750 \text{ m}^2/\text{día}$ para la transmisividad y de 570 días para la resistencia hidráulica de la capa semi-permeable. Por supuesto que un valor tan alto de c es contradictorio con el gran descenso del nivel freático. Esto ilustra claramente la importancia de comprobar los valores calculados con otras observaciones.

TABLA 14. - PUNTO DE AJUSTE Y CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CALCULADAS CON EL METODO DE BOULTON. ENSAYO POR BOMBEO VENNEBULTEN

Pozo número	Punto de ajuste	r/B	$1/u_A$	$1/u_Y$	$W(u_A)$	$W(u_Y)$	s (m)	t (días)	kD ($m^2/día$)	S_A	S_Y	α ($días^{-1}$)	t_{wt} (días)	γ
W II/10	A	0,1	10^2		1		0,052	$1,52 \times 10^{-3}$	1339	$8,13 \times 10^{-4}$				288
	Z													
W II/30	A	0,316	10		1		0,074	$1,91 \times 10^{-3}$	940	$7,97 \times 10^{-4}$				72
	Z													
W II/90	A	0,6	10		1		0,070	$1,11 \times 10^{-2}$	990	$5,4 \times 10^{-4}$				105
	Z													

BEST AVAILABLE DOCUMENT

3.6 FLUJO EN REGIMEN PERMANENTE EN ACUIFEROS LIBRES

Los métodos para analizar los datos de ensayos por bombeo en acuíferos libres, son relativamente antiguos y están basados en el trabajo de Dupuit. DUPUIT (1863) demostró que para obtener una solución a la ecuación diferencial que describe el flujo de agua en régimen permanente hacia un pozo de bombeo, es necesario suponer que

- la velocidad del flujo es proporcional a la tangente de gradiente hidráulico en vez de al seno, como realmente sucede
- el flujo de agua es horizontal y uniforme en cualquier parte de un corte vertical que contenga el eje del pozo.

Además, que alrededor del pozo existe una frontera de carga hidráulica constante; si no fuera así, no podría producirse flujo en régimen permanente. Sin embargo, aún cuando no existiera tal límite, si el período de bombeo es suficientemente largo, las diferencias de descensos se van haciendo despreciables con el tiempo. En las condiciones citadas, se pueden aplicar las fórmulas para régimen permanente sin cometer errores de importancia.

3.6.1 Método de Thiem-Dupuit

Si se cumplen los supuestos citados en la p.39 y los supuestos de Dupuit más arriba citados y si además se satisfacen las condiciones

- acuífero libre
- el flujo de agua hacia el pozo en régimen permanente

entonces, se puede expresar la descarga del pozo en un acuífero libre (Fig.35), de la forma

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

Integrando esta ecuación entre los límites r_1 y r_2 ($r_2 > r_1$), se obtiene

$$Q = \pi k \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2/r_1)} \quad (47)$$

A la Ecuación (47) se le llama *fórmula de Dupuit*.

Esta ecuación no describe exactamente el descenso del nivel de agua cerca del pozo, ya que la fuerte curvatura de la capa de agua en esa parte contradice los

supuestos de Dupuit. Se han ignorado la influencia de la zona de escape de agua situada en el pozo por encima del nivel de agua, la del movimiento de agua en el suelo en la zona capilar y la de las componentes vertical de la velocidad que alcanzan su máximo en las cercanías del pozo.

Como $h = D - s$, se puede transformar la Ec.(47) en la siguiente:

$$Q = \frac{\pi k \{(D - s_2)^2 - (D - s_1)^2\} 2D/2D}{\ln(r_2/r_1)}$$

$$= \frac{2\pi k D \{(s_1 - s_1^2/2D) - (s_2 - s_2^2/2D)\}}{\ln(r_2/r_1)}$$

Sustituyendo $s - s^2/2D$ por $s' =$ valor del descenso corregido, se obtiene

$$Q = \frac{2\pi k D (s'_{m_1} - s'_{m_2})}{\ln(r_2/r_1)}$$

Esta fórmula es idéntica a la de Thiem (Ec.2) para un acuífero confinado; para calcular el valor de la transmisividad, se puede seguir el mismo procedimiento que el descrito en la Sección 1.1.

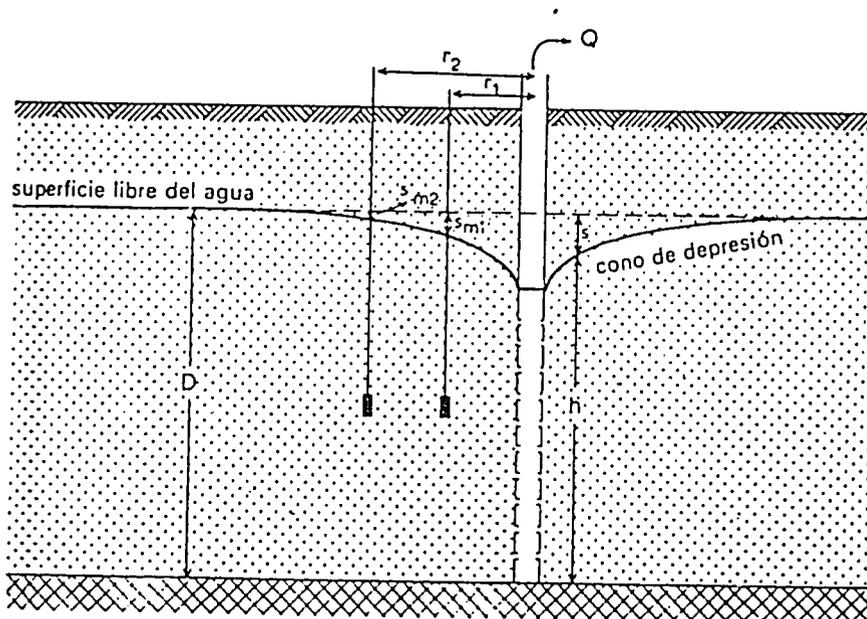


Fig.35. - Esquema de un corte transversal de un acuífero libre bajo bombeo.

El descenso de la capa de agua debe ser pequeño en relación con el espesor de la parte saturada del acuífero; ya que si no, no se cumple el supuesto de que el espesor del acuífero es constante.

3.7 FLUJO DE AGUA EN REGIMEN VARIABLE EN ACUIFEROS LIBRES

En un acuífero libre en el que no son aparentes los efectos de rendimiento retardado, el patrón del flujo hacia un pozo es el mismo que en un acuífero confinado. En consecuencia se pueden utilizar los métodos descritos en las Secciones 2.1 - 2.4 siempre y cuando se satisfagan los supuestos citados en la pág.39, los de Dupuit citados en la Sección 6 y las siguientes condiciones limitantes:

- acuífero libre
- flujo de agua hacia el pozo en régimen variable
- se descarga el agua extraída del almacenamiento al mismo tiempo que se produce el descenso de la carga hidráulica, es decir, no hay efectos de rendimiento retardado
- el diámetro del pozo es muy pequeño, es decir, se puede despreciar el almacenamiento del agua en él.

debe reemplazar en las ecuaciones el valor de s por el de $s' = s - s^2/2D$.

Observaciones

- El descenso del nivel de agua debe ser pequeño en comparación con el espesor de la parte saturada del acuífero, ya que si no, no se cumple la condición de espesor del acuífero constante.

- El símbolo S significa, en este caso, rendimiento específico.

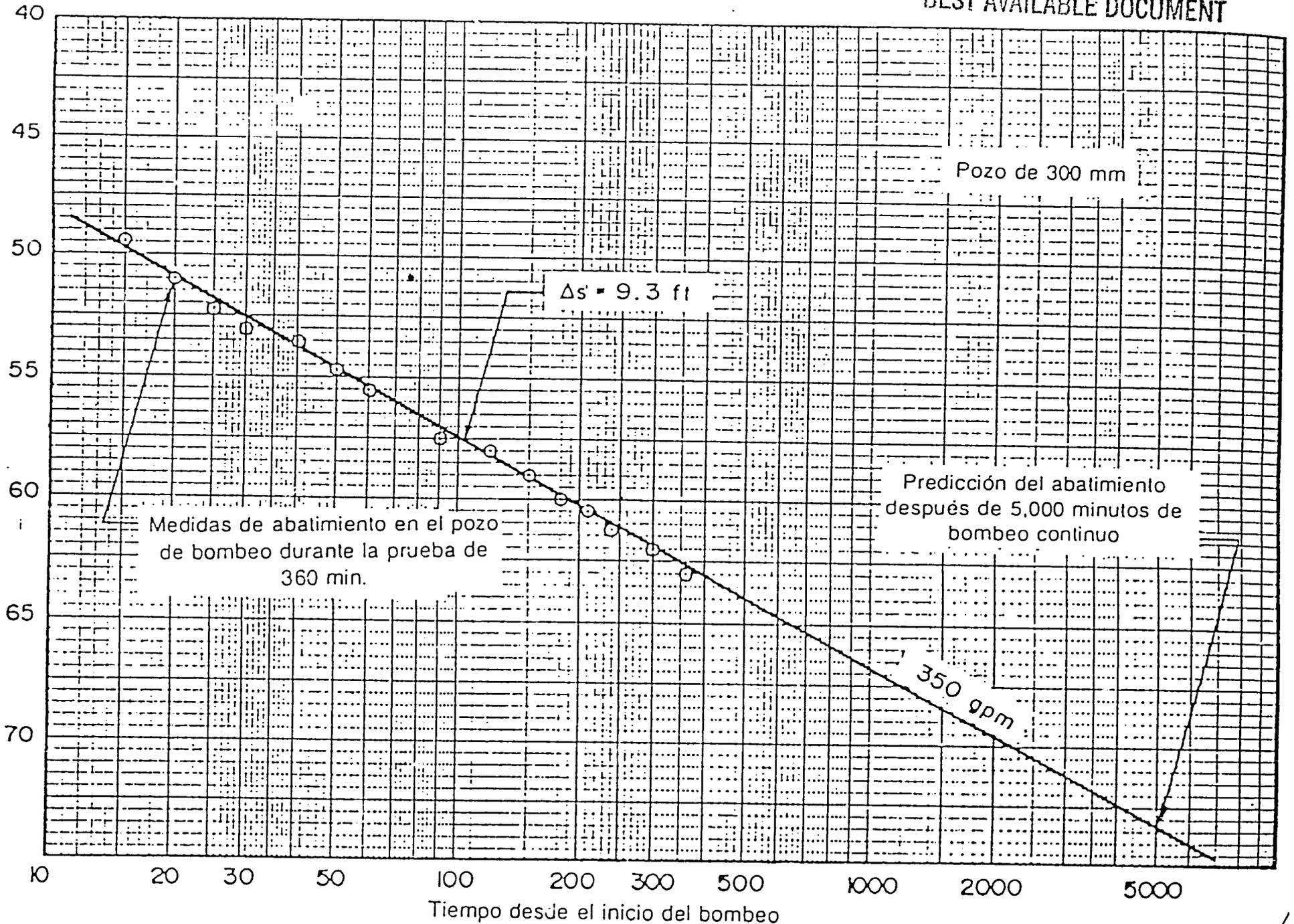
TABLA 15. - REPASO DE LOS METODOS DE ANALISIS PRESENTADOS EN EL CAPITULO 3.

PRINCIPALES SUPUESTOS: 1. El acuífero tiene aparentemente una extensión superficial infinita. 2. El acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme. 3. Antes de comenzar el bombeo las superficies piezométrica y/o freática son (casi) horizontales. 4. El caudal de descarga es constante. 5. El pozo penetra totalmente en el acuífero. SOLAMENTE PARA METODOS DE ANALISIS PARA REGIMEN VARIABLE: 6. Se puede despreciar el almacenamiento en el pozo. 7. Se descarga el agua extraída del almacenamiento al mismo tiempo que se produce el descenso de carga hidráulica (no es válido para acuíferos libres con rendimiento retardado ni para acuíferos semi-libres).

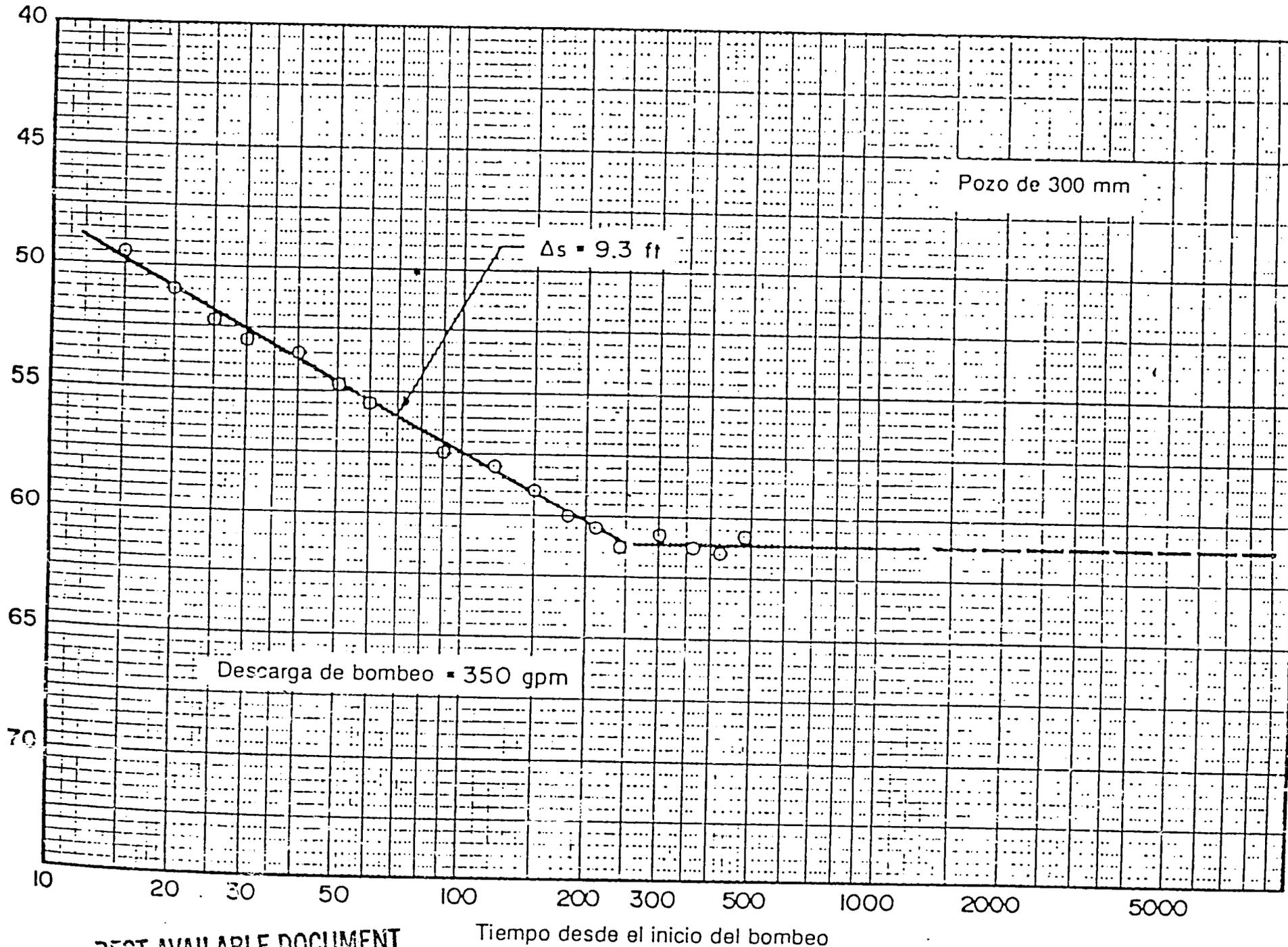
TIPO DE ACUIFERO	TIPO DE SOLUCION (REGIMEN)	ECUACION DE FLUJO	METODO DE ANALISIS		OBSERVACIONES	PARAM. CALCUL.	SEC-CION	REFERENCIA	
			NOMBRE	TIPO					
confinado	permanente	$Q = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)}$	Thiem	cálculo		kD	1.1	THIEM, 1906	
	variable	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} dy = \frac{Q}{4\pi kD} W(u)$	Theis Chow	curva de ajuste nomograma	$u = \frac{r^2 S}{4kDt}$	kD y S	2.1	JACOB, 1940	
		$s = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt}{r^2 S}$	Jacob	línea recta	$\frac{r^2 S}{4kDt} \leq 0,01$		kD y S	2.2	CHOW, 1952
		$s'' = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{t}{t''}$	recuperación de Theis	línea recta	$s'' = \text{descenso residual}$ $t'' = \text{tiempo desde que terminó el bombeo}$		kD	2.4	THEIS, 1935
semi-confinado	permanente	$s_m = \frac{Q}{2\pi kD} K_0\left(\frac{r}{L}\right)$	De Glee	curva de ajuste	$L \geq 3D$	kD y c	3.1	DE GLEE, 1930	
		$s_m = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \left(\log 1,12 \frac{L}{r}\right)$	Hantush Jacob	línea recta	$r/L \leq 0,05$	kD y c	3.2	HANTUSH y JACOB, 1955	
		$Q - Q' = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)}$	mod.de Ernst al mét.de Thiem	cálculo	$Q' = \text{caudal de recarga a través de la capa confinante}$	kD	3.3	comunicación oral	

variable	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_u^\infty \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4L^2 y}\right) dy =$	Walton	curva de ajuste	$u = \frac{r^2 S}{4kDc}$	kD, S y c	4.1	WALTON, 1962
	$= \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L)$	Hantush I Hantush II	punto de inflexión		kD, S y c kD, S y c	4.2 4.3	HANTUSH, 1956 HANTUSH, 1956
	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \{2K_0(r/L) - W(q, r/L)\}$	Hantush III	curva de ajuste	$q = \frac{kDc}{SL^2}; q > \frac{2r}{L}; t > 4t_p$	kD, S et c	4.4	HANTUSH, 1956
libre con rendimiento retardado	variable $s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_u^\infty 2J_0\left(\frac{r}{B} y\right) \frac{y^2}{y^2 + 1} \times$	Boulton	curva de ajuste	y = variable de integración			
y semi-libre	$\times \left[1 - \exp\{-\alpha\gamma t(y^2 + 1)\}\right] \frac{dy}{y} =$			$u_A = \frac{r^2 S_A}{4kDc}; u_Y = \frac{r^2 S_Y}{4kDc}$	kD, S _A , S _Y , B y 1/α	5.1	BOULTON, 1963
	$= \frac{Q}{4\pi kD} W(u_{AY}, r/B)$			$\gamma = (S_A + S_Y)/S_A; \gamma > 100$			
libre permanente	$Q = \pi k \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2/r_1)} = \frac{2\pi kD(s'_1 - s'_2)}{\ln(r_2/r_1)}$	Thiem-Dupuit	cálculo	$s' = s - (s^2/2D)$	kD	6.1	THIEM, 1906
variable	como para acuíferos confinados			se sustituye s por $s' = s - (s^2/2D)$	kD y generalmente S	7 y 2.1 a 2.4	THIEM, 1906 JACOB, 1940 CHOW, 1952 COOPER y JACOB, 1946

BEST AVAILABLE DOCUMENT

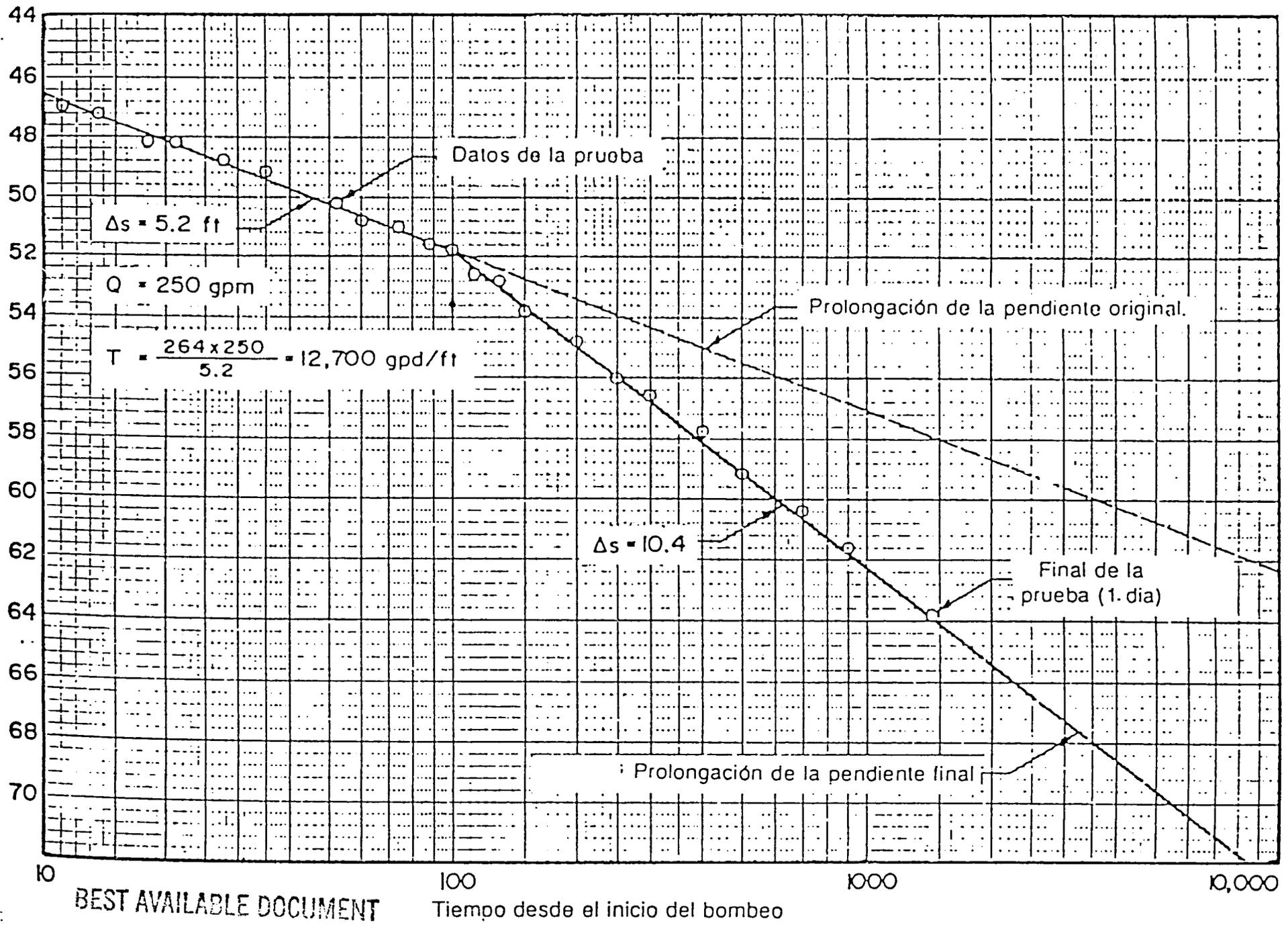


18: El gráfico de tiempo = abatimiento de un pozo bombeado, puede extenderse para predecir el

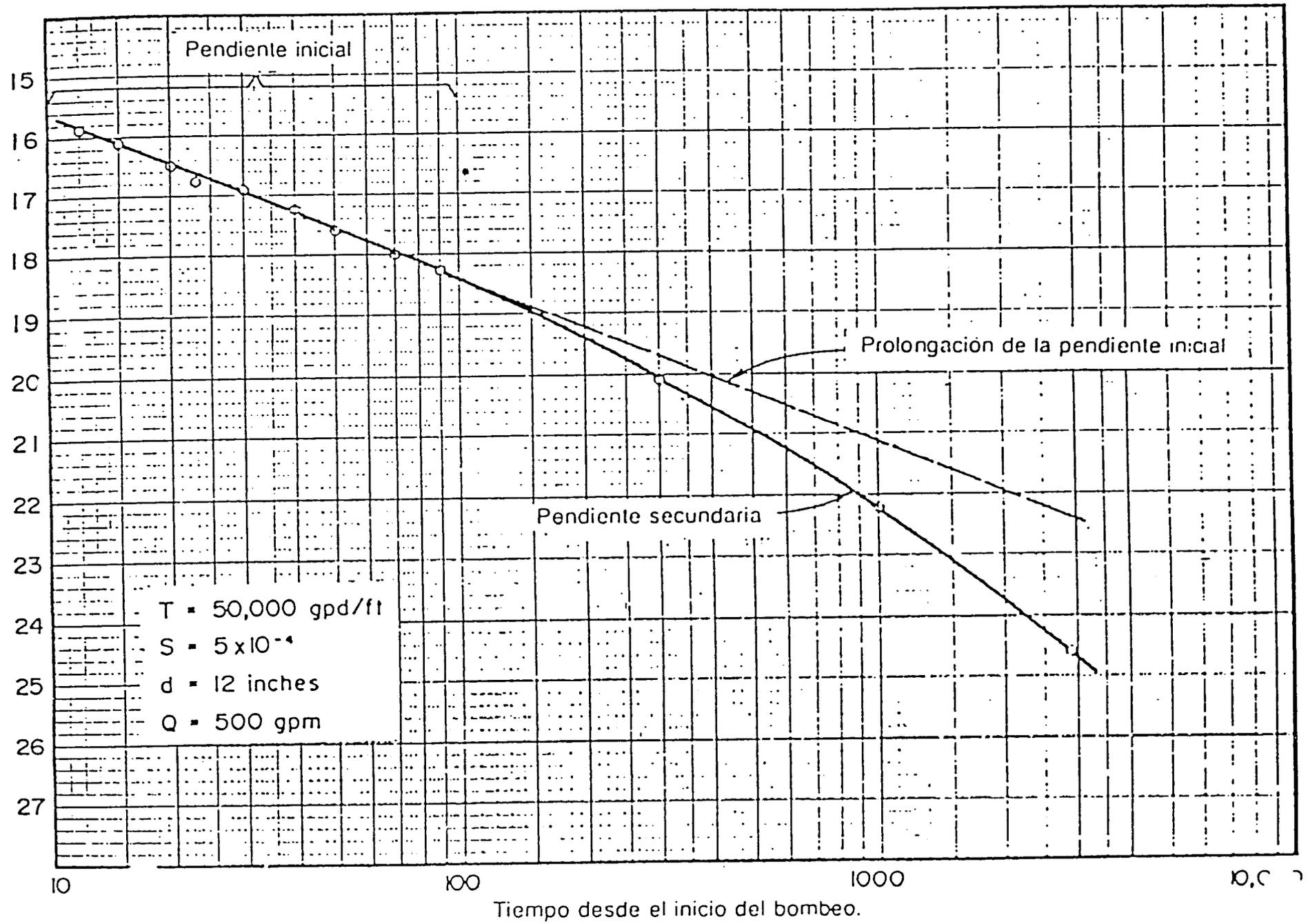


BEST AVAILABLE DOCUMENT

Tiempo desde el inicio del bombeo



81: El empinamiento de la pendiente del gráfico semilogarítmico de tiempo - abatimiento, indica la presencia de un acuífero limitado. El cono de depresión expansión, interceptó una o más barreras



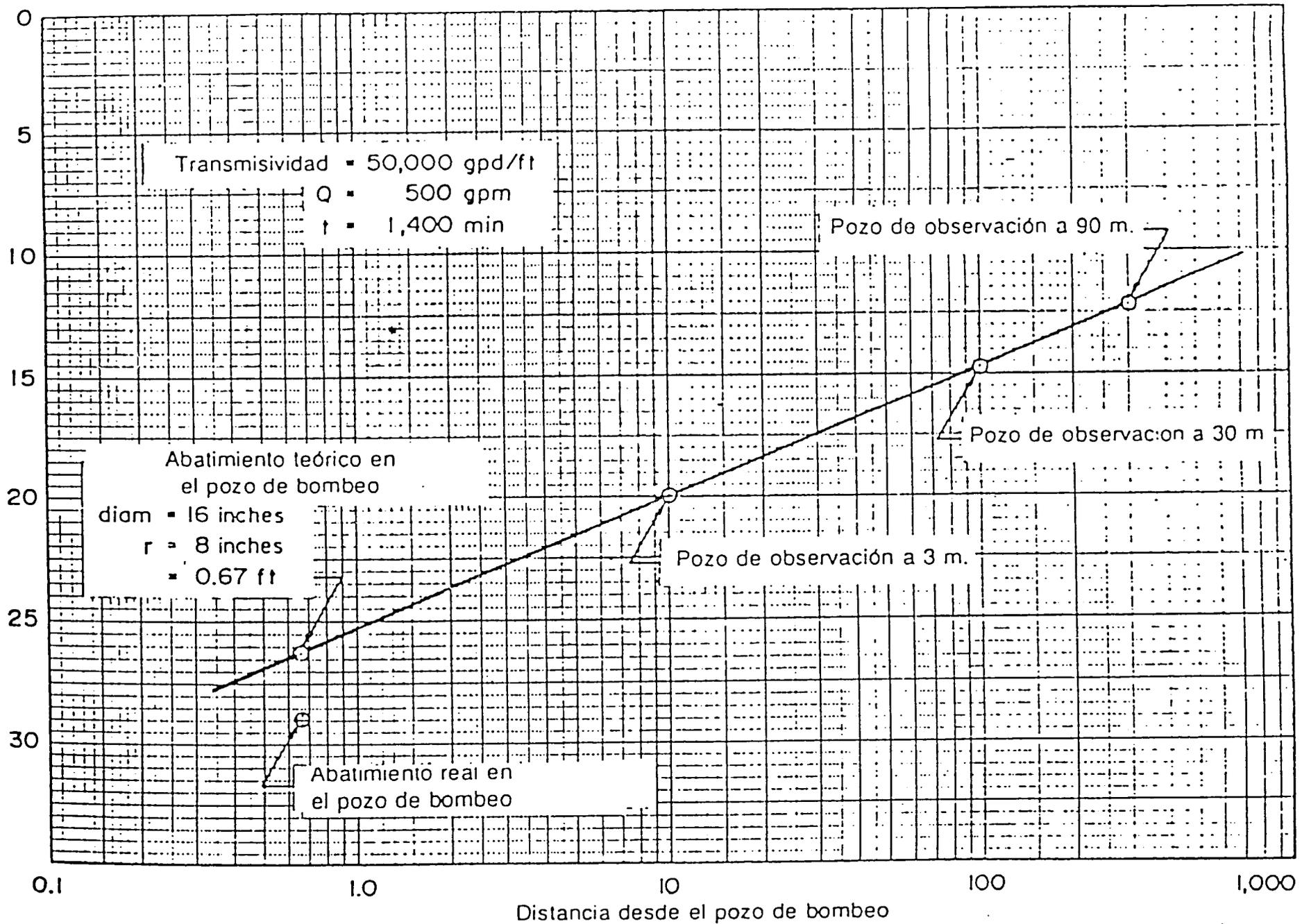
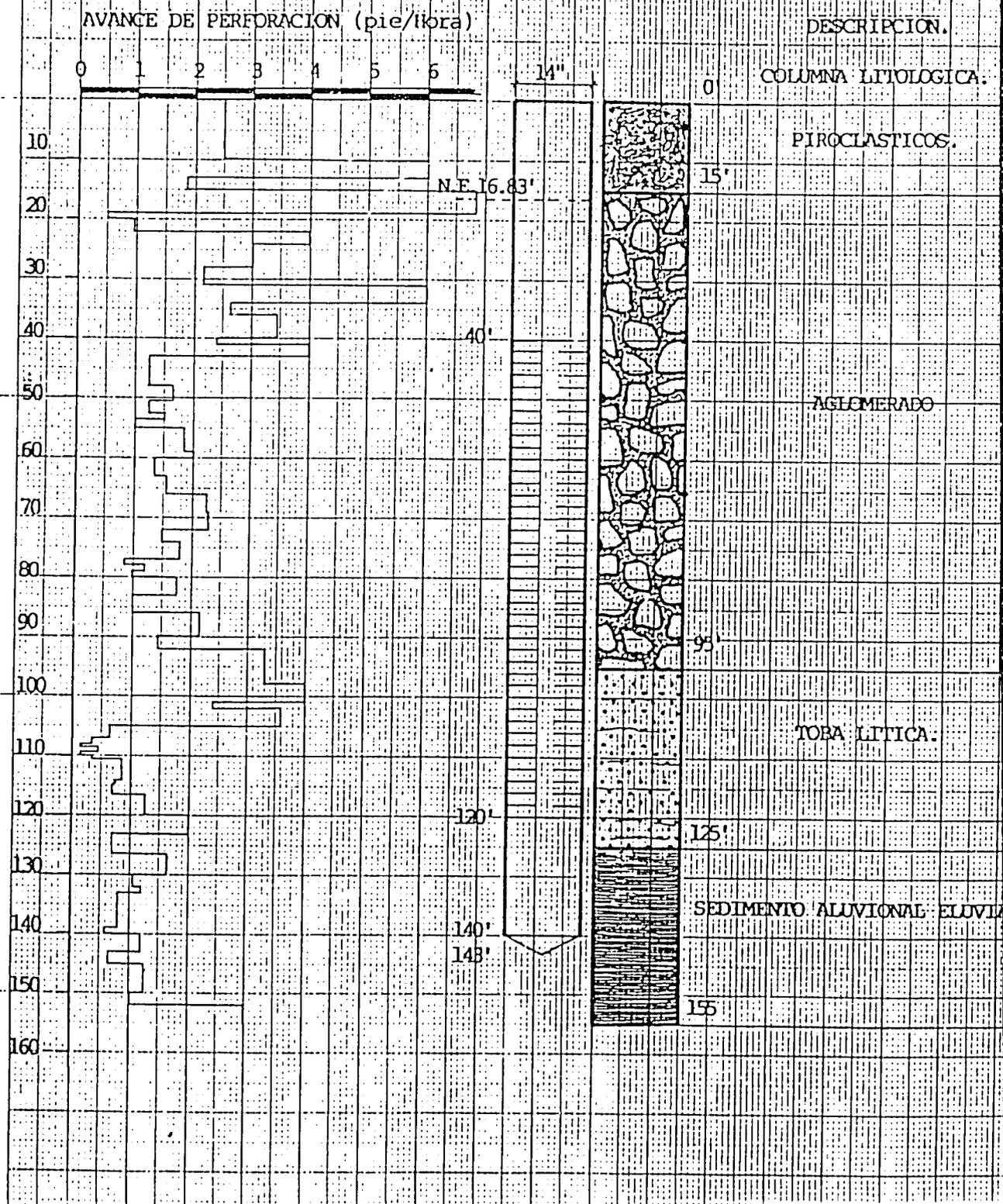


Fig. 90: El abatimiento teórico del pozo de bombeo se puede comparar con el abatimiento real, extendiendo la línea recta del diagrama de distancia - abatimiento hasta un punto en donde el radio del pozo (pared exterior de' mismo) queda indicado por la escala horizontal.

POZO-1 PIEDRAS BLANCAS, PASAQUINA.

DEPARTAMENTO DE LA UNION.



REST AVAILABLE DOCUMENT

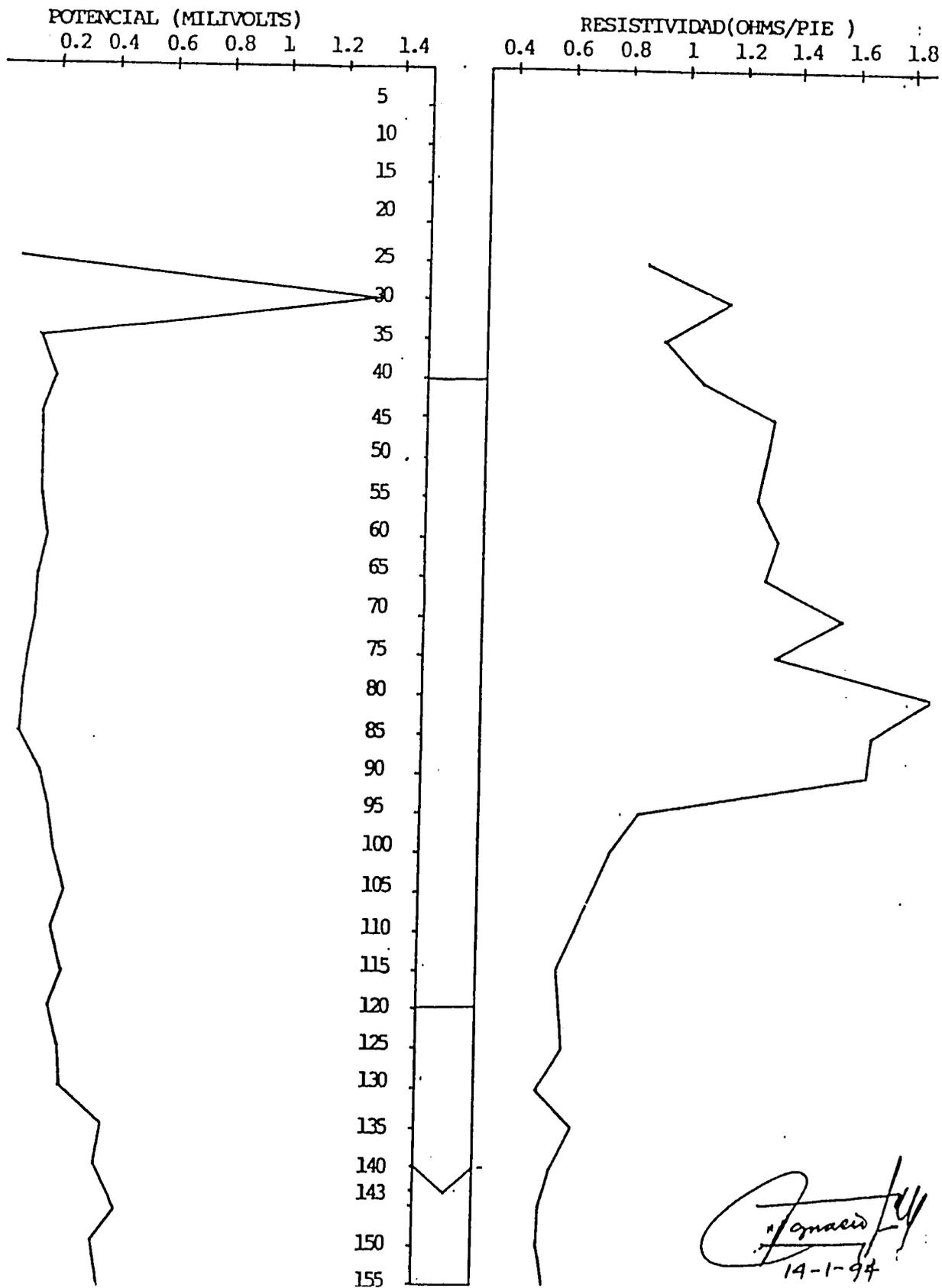
R E G I S T R O E L E C T R I C O

POZO 1-A PIEDRAS BLANCAS, PASAQUINA

DEPARTAMENTO DE LA UNION

PROFUNDIDAD TOTAL 155 pies
DIAMETRO PERFORACION 17 Pulg.
FECHA DE REGISTRO 08-12-93

NIVEL ESTATICO 17 Pies
ESCALA 0.25 LAT. (+)



[Signature]
14-1-94



ANIDA

AFORO: CAUDAL CONSTANTE #1

POZO - 1 PIEDRAS BLANCAS
LUGAR PASAQUINA - LA UNION
PROFUNDIDAD TOTAL 140 PIES
NIVEL ESTATICO 15' 22" = 16.83 PIES
ØADEME 1 1/2 PULGADAS

FECHA 28-DICIEMBRE-1993
PUNTO DE REFERENCIA
Ø TUBERIA DE DESCARGA 3 PULGADAS
DIAMETRO DEL ORIFICIO 2 PULGADAS
CAMARA DE SUCCION 130 PIES

HORA	TIEMPO			CARGA TUBO (plg.)	DESCARGA (gpm.)	NIVEL DINAMICO		ABATIMIENTO (pies)	OBSERVACIONES
	MIN.	HORA	DIA			LECTURA	PIES		
8:00	0								
	1			10"	51				
	2					20+02	20.17	3.33	AGUA SUCIA
	3					20+13	21.08	4.25	
	4					20+22	21.83	5.00	
	5					20+34	22.83	6.00	
	6					20+40	23.83	7.00	
	7					25+00	25.00	8.17	AGUA SUCIA
	8			9"	49	25+12	26.00	9.17	
	9					25+38	28.17	11.33	
	10					25+53	29.92	12.58	
	12			7"	43	30+16	31.23	14.50	
	14					30+30	32.50	15.67	
	16					30+50	34.17	17.33	
	18					35+07	35.58	18.75	
	20					35+16	36.33	19.50	
	25			15"	63	40+05	40.42	23.58	
	30			13"	58	45+25	47.92	31.08	
	35			11"	54	50+54	54.50	37.67	
	40			10"	51	55+44	58.67	41.83	
	45					60+08	60.67	43.83	
	50			9"	49	60+37	63.08	46.25	AGUA SUCIA
	55					65+00	65.00	48.17	
9:00	60	1				65+04	65.33	48.50	
	70					65+21	66.75	49.92	
	80			8"	46	65+35	67.92	51.09	
	90					65+44	68.67	51.83	AGUA CLARA
	100					65+57	69.75	52.92	
	110					70+07	70.58	53.75	
10:00	120	2				70+09	70.75	53.92	



HORA	TIEMPO			C. GA TUBO (plg.)	DESCARGA (gpm.)	I. L. DINAMICO		ABATIMIENTO (pies)	OBSERVACIONES
	MIN.	HORA	DIA			LECTURA	PIES		
	135			8"	46	70+11	70.92	54.08	AGUA CLARA
	150					70+15	71.25	54.42	
	165					70+19	71.58	54.75	
11:00	180	3				70+22	71.83	55.00	
	200					70+26	72.17	55.33	
	220					70+30	72.50	55.67	
12:00	240	4				70+36	73.00	56.17	
	260					70+37	73.08	56.25	
	280					70+39	73.25	56.42	
13:00	300	5		T	43	70+45	73.75	56.92	
	330					70+57	74.75	57.92	
14:00	360	6				75+07	75.58	58.75	
	390					75+21	76.75	59.92	
15:00	420	7				75+42	78.50	61.67	
	450					75+57	79.75	62.92	
16:00	480	8				75+57			
	510					80+00	80.00	63.17	
17:00	540	9				80+00			
	570					80+10	80.83	64.00	
18:00	600	10		5"	36	80+16	81.33	64.50	
	630					80+16			
19:00	660	11				80+16			
	690					80+23	81.92	65.08	
20:00	720	12				80+27	82.25	65.42	
	750					80+34	82.83	66.00	
21:00	780	13				80+35	82.92	66.08	
	810					80+40	83.33	66.50	
22:00	840	14				80+47	83.92	67.08	
	870					80+53	84.42	67.58	
23:00	900	15				80+53			
	930					80+57	84.75	67.92	* AGUA CLARA
24:00	960	16	1			85+00	85.00	68.17	
	990					85+00			
01:00	1020	17				85+01	85.08	68.25	
	1050					85+00	85.00	68.17	
02:00	1080	18				85+00			
	1110					85+04	85.33	68.50	
03:00	1140	19				85+08	85.67	68.83	
	1170					85+12	86.00	69.17	
04:00	1200	20				85+16	86.33	69.50	



HORA	TIEMPO			CARGA TUBO (plg.)	DESCARGA (gpm.)	NIVEL DINAMICO		ABATIMIENTO (pies)	OBSERVACIONES
	MIN.	HORA	DIA			LECTURA	PIES		
	1230			5"	36	85+22	86.83	70.00	
05:00	1260	21				85+27	87.25	70.42	AGUA CLARA.
	1290					85+34	87.83	71.00	
06:00	1320	22				85+39	88.25	71.42	
	1350					85+45	88.75	71.92	
07:00	1380	23				85+49	89.08	72.25	
	1410					85+53	89.42	72.58	
08:00	1440	24				85+55	89.58	72.75	
	1470								
	1500	25							
	1530								
	1560	26							
	1590								
	1620	27							
	1650								
	1680	28							
	1710								
	1740	29							
	1770								
	1800	30							
	1830								
	1860	31							
	1890								
	1920	32							
	1950								
	1980	33							
	2010								
	2040	34							
	2070								
	2100	35							
	2130								
	2160	36							
	2190								
	2220	37							
	2250								
	2280	38							
	2310								
	2340	39							
	2370								
	2400	40							



AFORO: RECUPERACION CAUDAL CONSTANTE

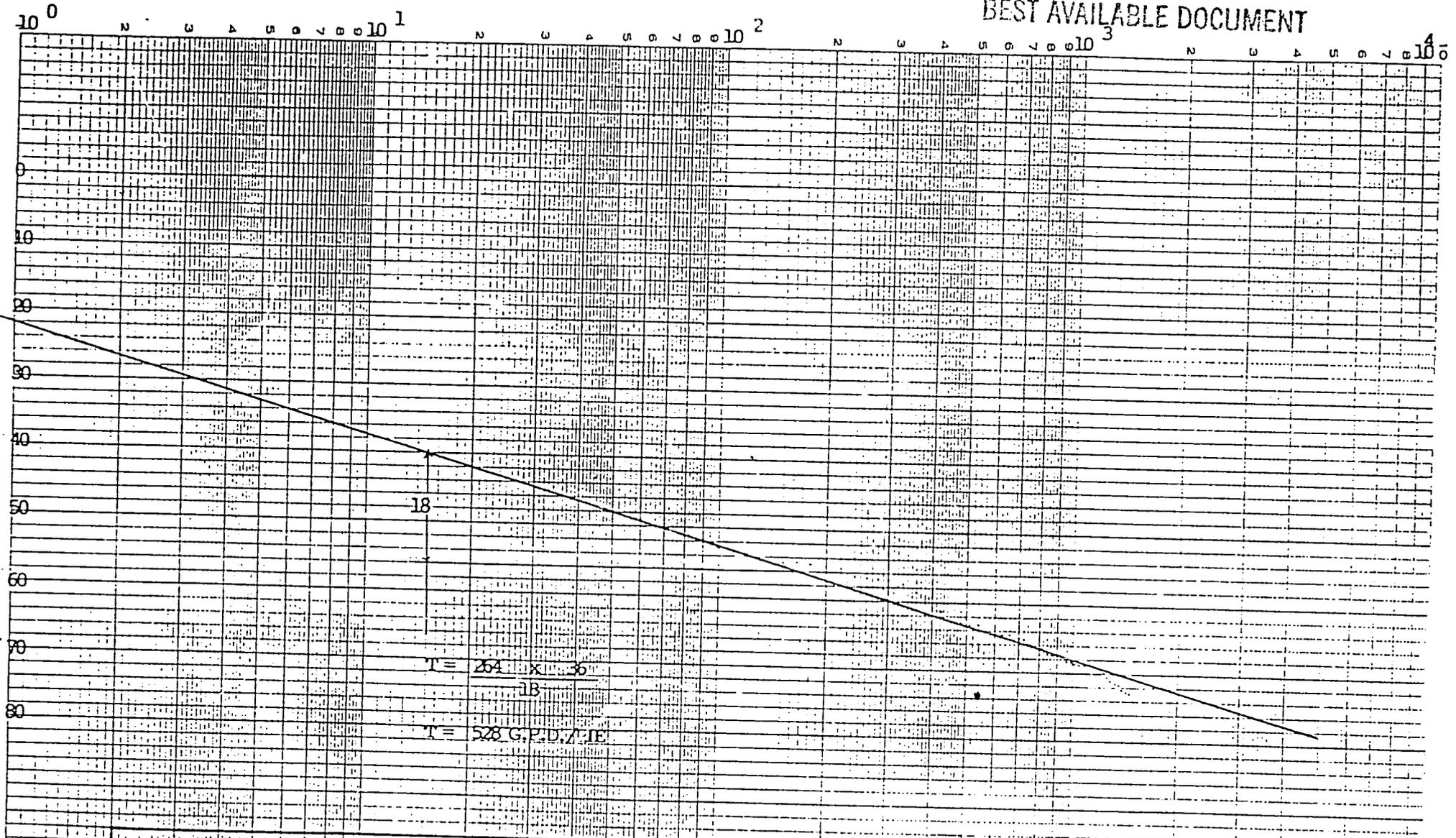
POZO - 1 PIEDRAS BLANCAS
 LUGAR PASAQUINA - LA UNION
 PROFUNDIDAD TOTAL 140 PIES
 NIVEL ESTATICO 15' + 22" = 16.83 PIES
 Ø ADEME 14 PULGADAS

FECHA 29 - DICIEMBRE - 1993
 PUNTO DE REFERENCIA _____
 Ø TUBERIA DE DESCARGA 3 PULGADAS
 DIAMETRO DEL ORIFICIO 2 PULGADAS
 CAMARA DE SUCCION 130 PIES

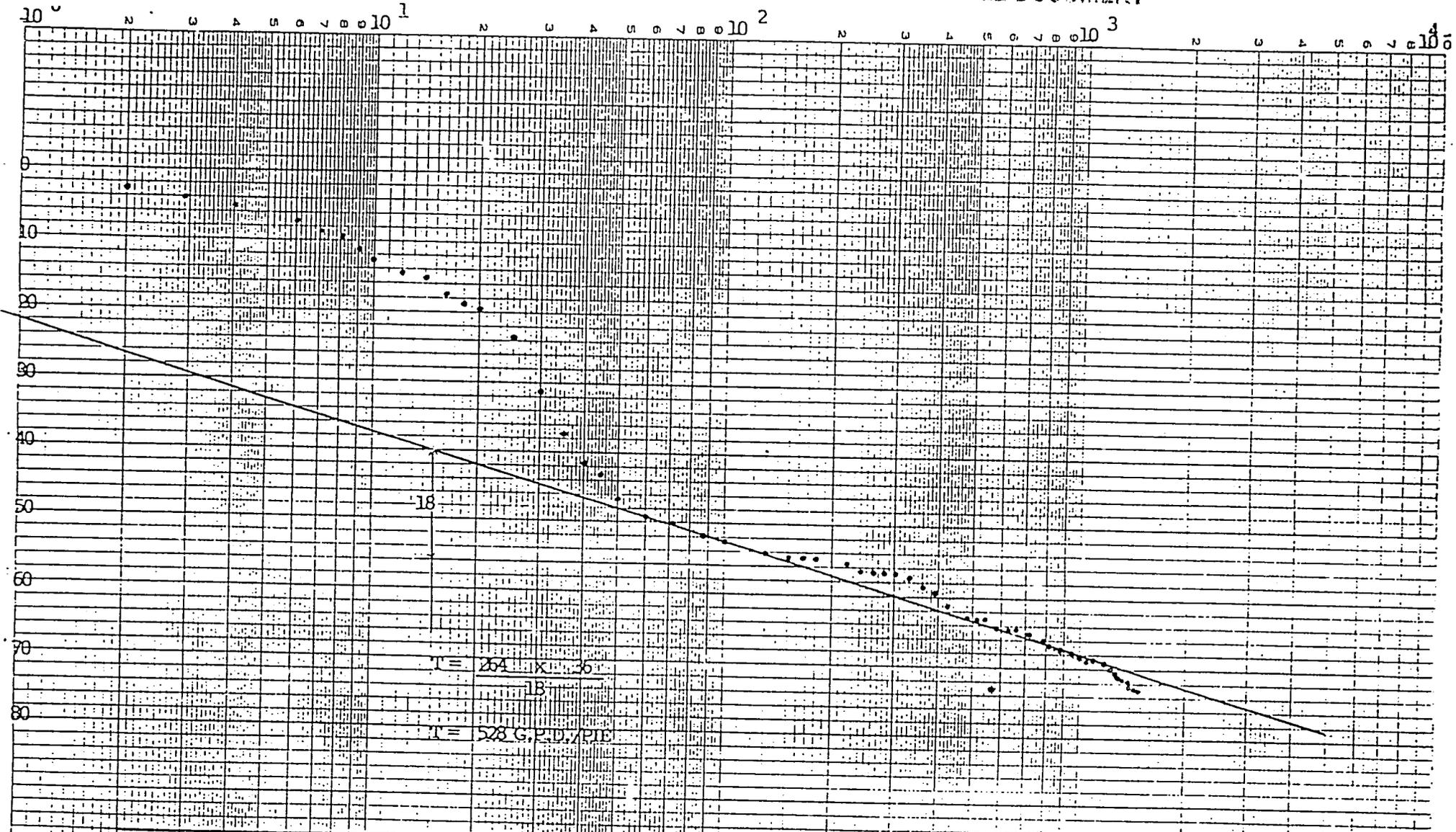
HORA	TIEMPO			CARGA TUBO (plg.)	DESCARGA (gpm.)	NIVEL DINAMICO		ABATIMIENTO (pies)	OBSERVACIONES
	MIN.	HORA	DIA			LECTURA	PIES		
8:00	0								
	1					85+00	85.00	68.17	
	2					80+28	80.33	65.50	
	3					80+03	80.25	63.42	
	4					75+39	78.25	61.42	
	5					75+13	76.08	59.25	
	6					70+45	73.75	56.92	
	7					70+28	70.33	55.50	
	8					70+05	70.42	53.58	
	9					65+37	68.08	51.25	
	10					65+23	66.12	50.08	
	12					60+42	63.50	46.67	
	14					60+08	60.67	43.83	
	16					55+39	58.25	41.42	
	18					55+12	56.00	39.17	
	20					50+46	53.83	37.00	
	25					45+52	49.33	35.50	
	30					45+18	46.50	29.67	
	35					40+50	44.17	27.33	
	40					40+32	42.67	25.83	
	45					40+16	41.33	24.50	
	50					40+00	40.00	23.17	
	55					35+52	39.33	22.50	
9:00	60	1				35+42	38.50	21.67	
	70					35+31	37.58	20.75	
	80					35+22	36.83	20.00	
	90					35+00	35.00	18.17	
	100					30+41	33.42	16.58	
	110					30+29	32.42	15.58	
10:00	120	2				30+15	31.25	14.42	

BEST AVAILABLE DOCUMENT

ABATIMIENTO EN PIES.



POZO L PIEDRAS BLANCAS	
PASAQUINA, DEPTO. LA UNION	
CURVA	ABATIMIENTO vs. TIEMPO
CAUDAL CONSTANTE	
FIG. No. 1	FECHA: 28



POZO - PIEDRAS BLANCAS	
PASAJUÑA, DEPTO. LA UNIÓN	
CURVA	ABATIMIENTO vs. TIEMPO
CAUDAL CONSTANTE	
FIG. No. 1	FECHA: 23 y 29 DIC 93

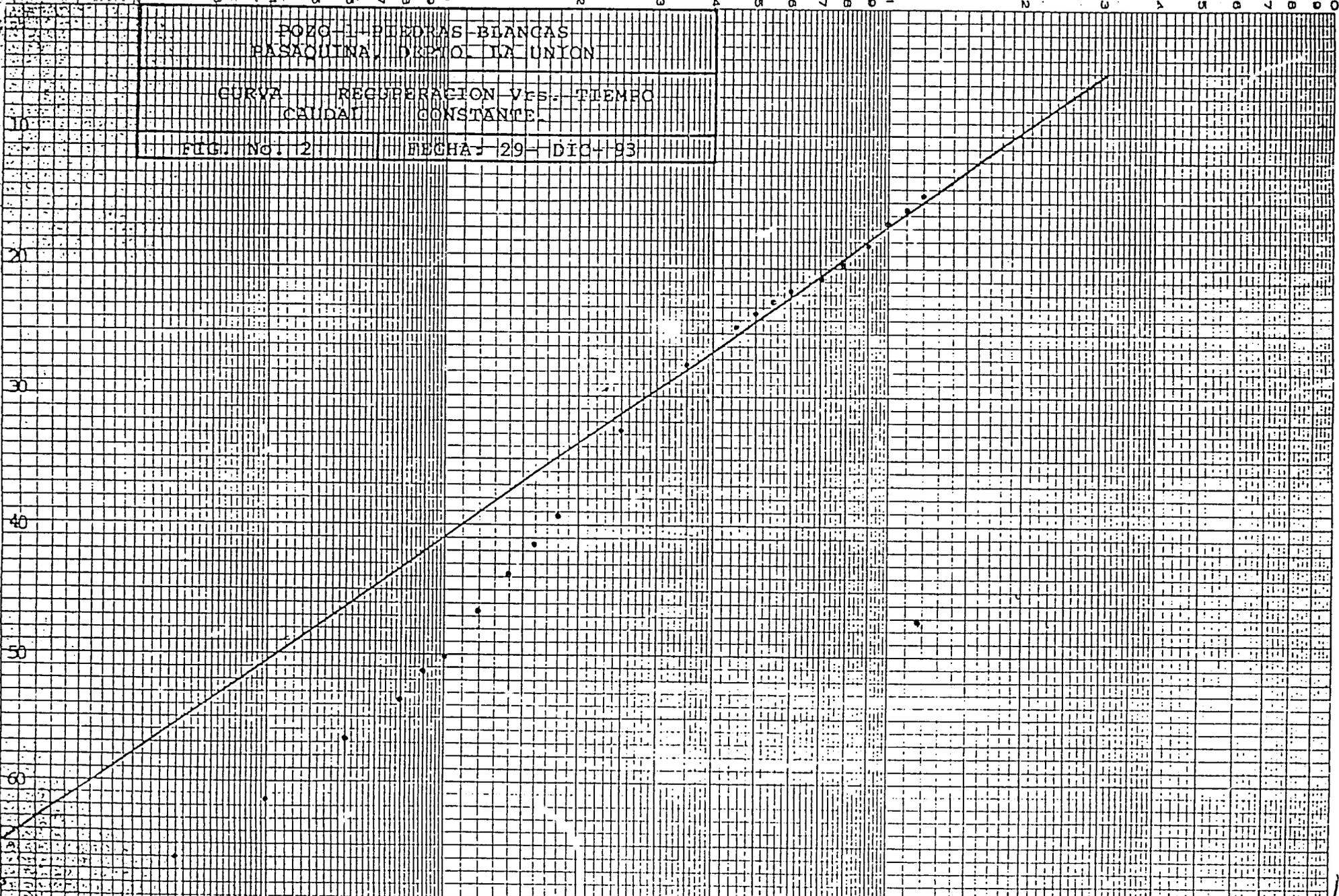
TIEMPO EN MINUTOS.

POZO - PEDRAS BLANCAS
PASADUNA, DEPTO. LA UNION

CURVA REGENERACION VFS. TIEMPO
CAUDAL CONSTANTE

FIG. No. 2

FECHA - 29 - DIC - 93

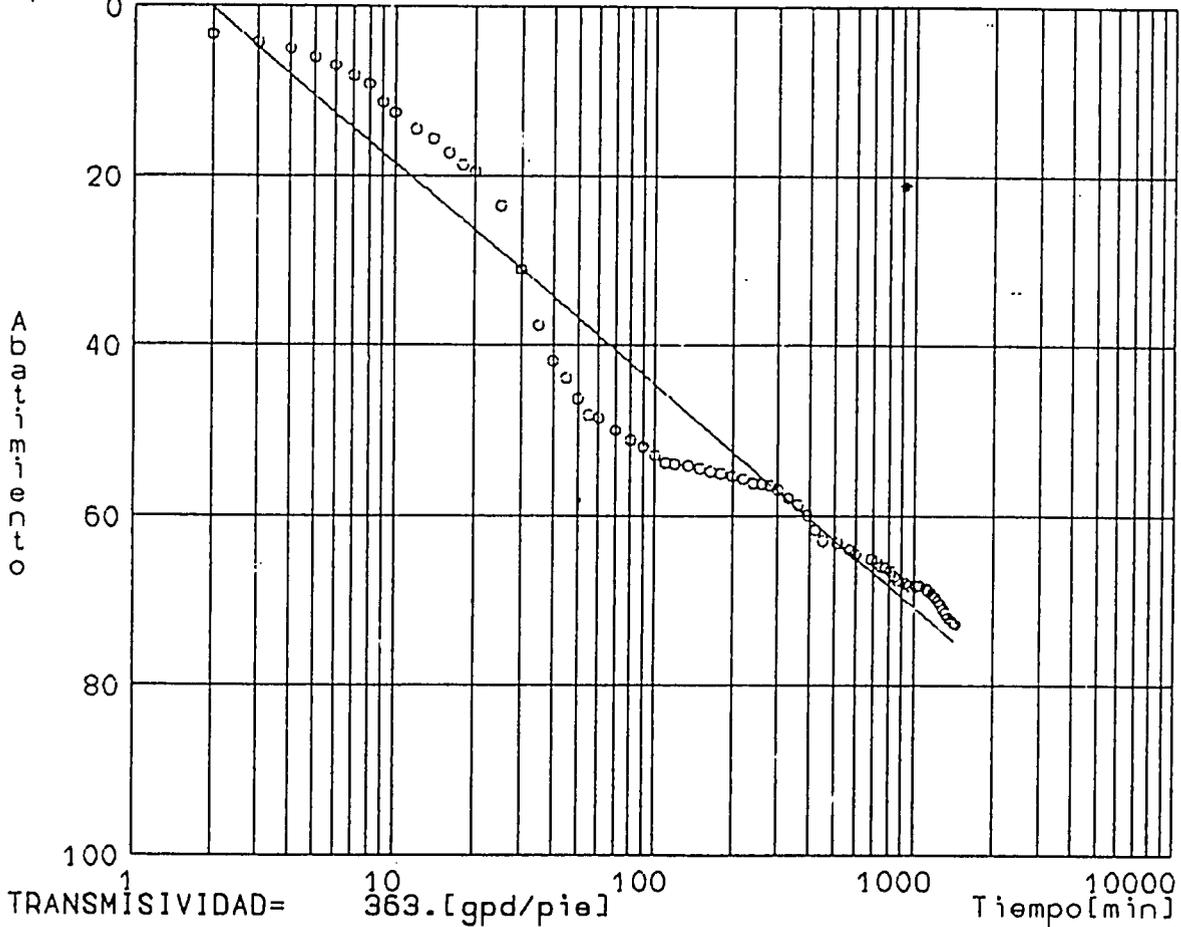


Proyecto : 0320
Organización : MU

Prueba : Piedras Blancas

Caudal de Bombeo Constante = 36.00 [gpm]
Distancia al Pozo de Bombeo = 0.70 [pie]
Tipo de Acuífero = NOCONFINAD
Espesor Inicial Saturado = 80.00 [pie]
Tipo de Datos de Entrada = ABATIMIENT
Tipo de Pozo = ESTANDARU

METODO DE JACOB
[pie]



Transmisividad = 362.78 [gpd/pie]

Desviación Estandar= 4.8023 [pie]

A0 = -0.768655E+01

A1 = 0.261483E+02

Número de Puntos = 69 de 69