

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO
TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA
HIDRAULICA

RUBEN CHAVEZ GUILLEN
GERENTE DE AGUAS SUBTERRANEAS
COMISION NACIONAL DE AGUA
NUEVO LEON 210 2° PISO
TEL. 5-84-20-16 5-64-51-37

ROBERTO SENCION ACEVES
ESPECIALISTA EN HIDRAULICA
COMISION NACIONAL DE AGUA
NUEVO LEON 210 2° PISO
TEL. 5-64-89-62 C.P.- 06100

ABEL CIBRIAN ZAVALA
JEFE DE PROYECTOS
COMISION NACIONAL DEL AGUA
AV, NUEVO LEON 210 2° PISO
TEL. 5-64-89-62
C.P. 06100

SALVADOR PEÑA DIAZ
GERENTE DE LA EMPRESA ARIEL
ARIEL CONSULTORES S.A.
CERRO DE LAS TORRES 369 COL
CAMPESTRE CHURUBUSCO
C.P._ 04800 TEL. 549-24-43

JAIME RAMIREZ GOMEZ
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MISSISSIPI 71 10 PISO
TEL. 5-25-57-88 EXT. 3145

JAIME JOEL GUTIERREZ ARROYO
SUBDIRECTOR DE PERFORACION
COMISION NACIONAL DE AGUA
NUEVO LEON # 210 2° PISO
TEL. 584-20-16- 5-64-51-37

ROBERTO RODRIGUEZ HERRERA
SUBGERENTE DE EVALUACION DE AGUA
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA SUB-
TERRANEA SARH.
SAN LUIS POTOSI NO. 199 3° PISO
TEL. 5-84-20-16

OSCAR ARNOLDO ESCOLERO FUENTES
JEFE DE CONTROL Y OPERACION
COMISION NACIONAL DEL AGUA
NUEVO LEON 210 2° PISO
TEL. 2-64-26-82
C.P. 06100

DAVID GONZALEZ POSADA
ENCARGADO EN LA REHABILITACION
DE POZOS
LESSER Y ASOCIADOS S.A.
RIO GUADALQUIVIR NO. 3 COL.
PATHE QUERETARO, QRO.
14-35-22

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

CO

DIRECTORIO DE ALUMNOS
DEL CURSOS
TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS

1.- GONZALEZ REYES ANTONIO
SUBPRESIDENTE
D.G.C.O.H. -DDF
VIADUCTO # 507
COL. GRANJAS MEXICO
DELEG. IZTACALCO

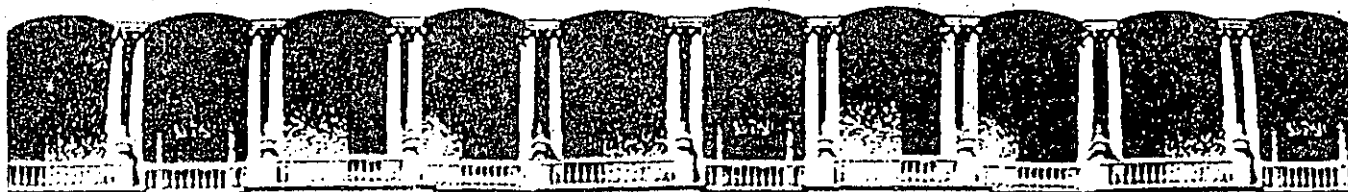
2.- HERNANDEZ NAVA LUCINO
JEFE DEL SISTEMA REGIONAL NORTE
D.G.C.O.H.

3.- RUIZ MENDEZ AUGUSTO FERNANDO
ESP. EN HCA.
COMISION NACIONAL DEL AGUA
MARIANO OTERO # 600-A
COL. TEQUISQUIAPAN
SAN LUIS POTOSI
S.L.P.
TEL. 13-45-64

4.- SALINAS CALLEROS GABRIEL
TECNICO ACADEMICO
INSTITUTO DE GEOFISICA, UNAM
CIRCUITO INSTITUTO S/N.
CD. UNIVERSITARIA
DELEG. COYOACAN
C.P. 04510
TEL. 622-41-35

5.- SORIANO MARTINEZ HUGO

6.- VALERO REYES ANGEL
JEFE DE FRENTE
INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS (ICA)
MINERIA # 145, EDIF. B-2º y 3º PISO
COL. ESCANDON
C.P. 11800
TEL. 272-99-91



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el período de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores - expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

¡ G R A C I A S !

UNO DE LOS PROYECTOS QUE ACTUALMENTE ESTA LLEVANDO A CABO LA DECFI, ES LA ORGANIZACIÓN DE CURSOS DE ACTUALIZACIÓN EN TEMAS DE INGENIERÍA, DENTRO DE LOS CUALES SE INCLUYEN - PROGRAMAS DE COMPUTADORA RELACIONADOS CON EL TEMA DEL CURSO, LOS CUALES SE DISTRIBUIRÁN EN SUS VERSIONES FUENTE.

CON EL OBJETO DE CONOCER LOS TEMAS DE MAYOR INTERÉS PARA ESTE TIPO DE CURSOS, ASÍ COMO PARA DEFINIR LOS REQUISITOS TÉCNICOS QUE DEBEN REUNIR LOS PROGRAMAS A DISTRIBUIR, MUCHO AGRADECEREMOS A USTED SE SIRVA LLENAR EL SIGUIENTE CUESTIONARIO, EL CUAL SERÁ DE UNA GRAN AYUDA PARA LA DECFI.

1.- CALIFIQUE CON ESCALA DE CERO A DIEZ LOS SIGUIENTES CURSOS UTILIZANDO LAS LÍNEAS EN BLANCO PARA AQUELLOS QUE USTED PROPONGA (0=NO INTERESA, 10=INTERESA MUCHO)

ANÁLISIS ESTRUCTURAL ()	ESTADÍSTICA ()	CONTROL DE PERSONAL ()
CONTROL DE OBRAS ()	DISEÑO MECÁNICO ()	ALMACENES ()
RUTA CRÍTICA ()	PROGRAMACIÓN ESTRU. ()	INV. DE OPERACIONES ()
PROGRAMACIÓN LINEAL ()	ESTRUCTURA DE DATOS ()	CONTROL DE CALIDAD ()
MATEMÁTICAS ()	CONTABILIDAD ()	ADMON. PROGRAMACIÓN DE LA PRODUCCIÓN ()
_____ ()	_____ ()	_____ ()
_____ ()	_____ ()	_____ ()
_____ ()	_____ ()	_____ ()

DEBIDO A QUE LA PRINCIPAL CARACTERÍSTICA DE LOS CURSOS SERÍA LA DE DISTRIBUIR PROGRAMAS DE COMPUTADORA QUE PUEDAN SER USADAS POR LOS ASISTENTES EN SUS DIFERENTES EMPRESAS CON EL MENOR ESFUERZO DE ADAPTACIÓN.

2.- ¿PARA QUE TIPO DE COMPUTADORA DESEARÍA QUE SE ESCRIBIERAN LOS PROGRAMAS?

PRIMERA OPCIÓN MARCA _____	MODELO _____	LENGUAJE _____
SEGUNDA OPCIÓN MARCA _____	MODELO _____	LENGUAJE _____
TERCERA OPCIÓN MARCA _____	MODELO _____	LENGUAJE _____

SI USTED CONOCE ALGUNAS OTRAS PERSONAS INTERESADAS EN ESTE TIPO DE CURSOS, MUCHO LE AGRADECEREMOS HACERLE LLEGAR UNA COPIA DE ESTA HOJA Y ENVIARLA POSTERIORMENTE A:

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
PALACIO DE MINERÍA
CALLE DE TACUBA No. 5
DELEGACIÓN CUAUHTEMOC
06000 MÉXICO, D.F.

10. — DIRECCION DE OFICINA:

39	CALLE, NUMERO EXTERIOR E INTERIOR																				72	A	3	80	M	7	80
8	COLONIA																				37						
38	DELEGACION O CIUDAD										57	ESTADO										58	59				
CODIGO POSTAL																											
		60								64																	

11. — ASOCIACIONES A LAS QUE PERTENECE :

PRINCIPAL :

65	66
----	----

OTRAS :

67	68
----	----

69	70
----	----

71	72
----	----

73	74
----	----

A	4	80
---	---	----

M	8	80
---	---	----

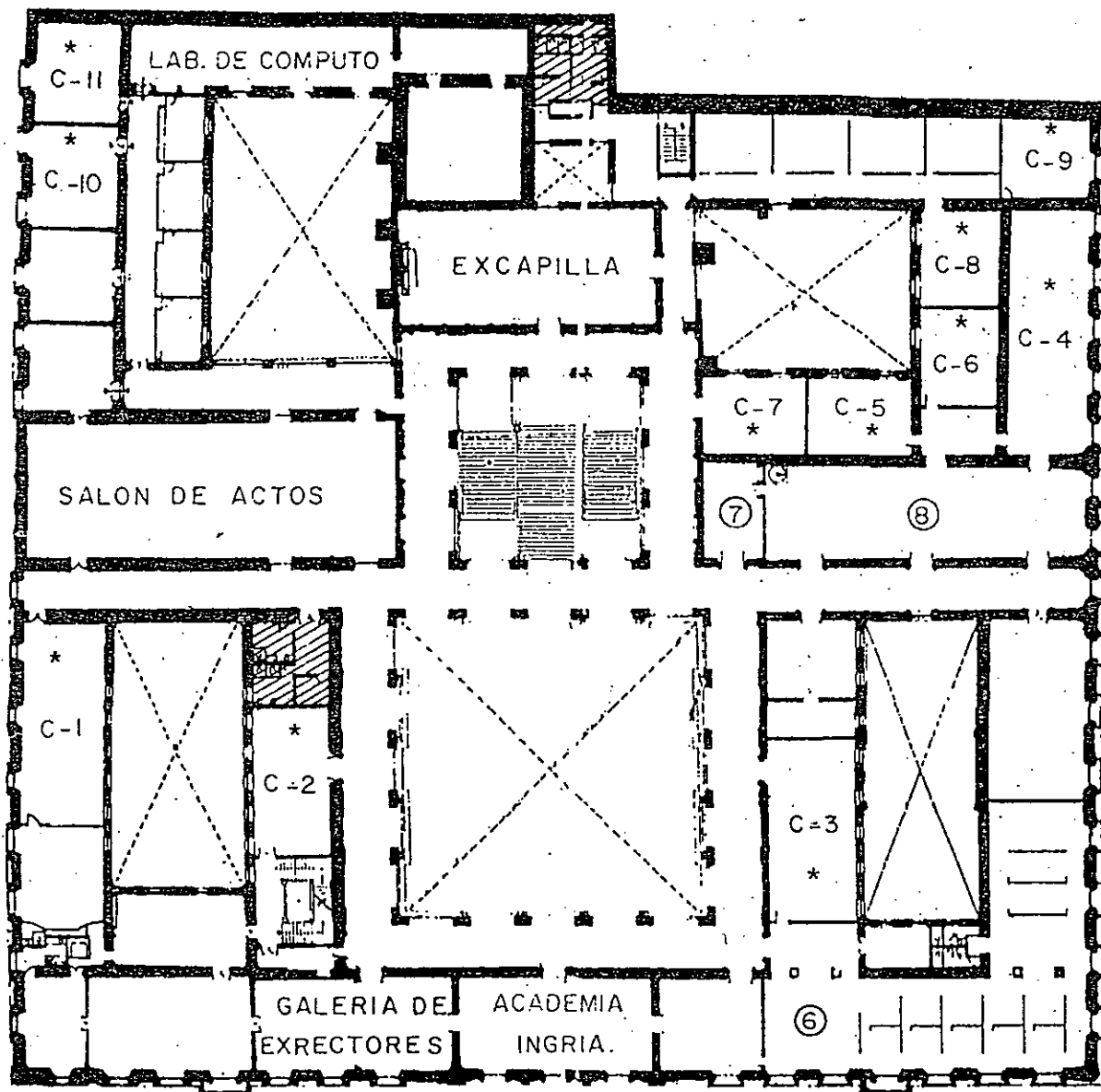
FECHA DE ELABORACION

_____ A _____ DE _____ DE 19 _____

FIRMA

PARA USO EXCLUSIVO DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CODIFICACION	REVISOR	OBSERVACIONES



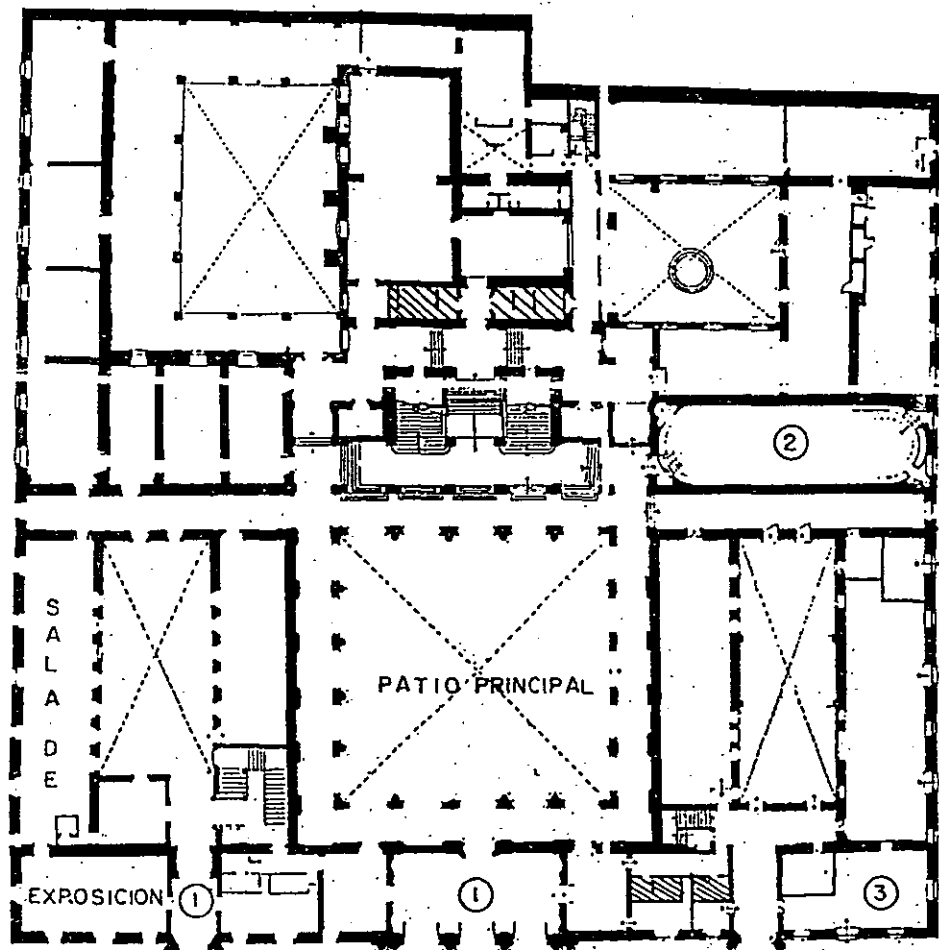
GUIA DE LOCALIZACION

- 1 - ACCESO
- 2 - BIBLIOTECA HISTORICA
- 3 - LIBRERIA U N A M
- 4 - CENTRO DE INFORMACION Y DOCUMENTACION "ING. BRUNO MASCANZONI"
- 5 - PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACION
- * AULAS
- 6 - OFICINAS GENERALES
- 7 - ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA.
- 8 - SALA DE DESCANSO

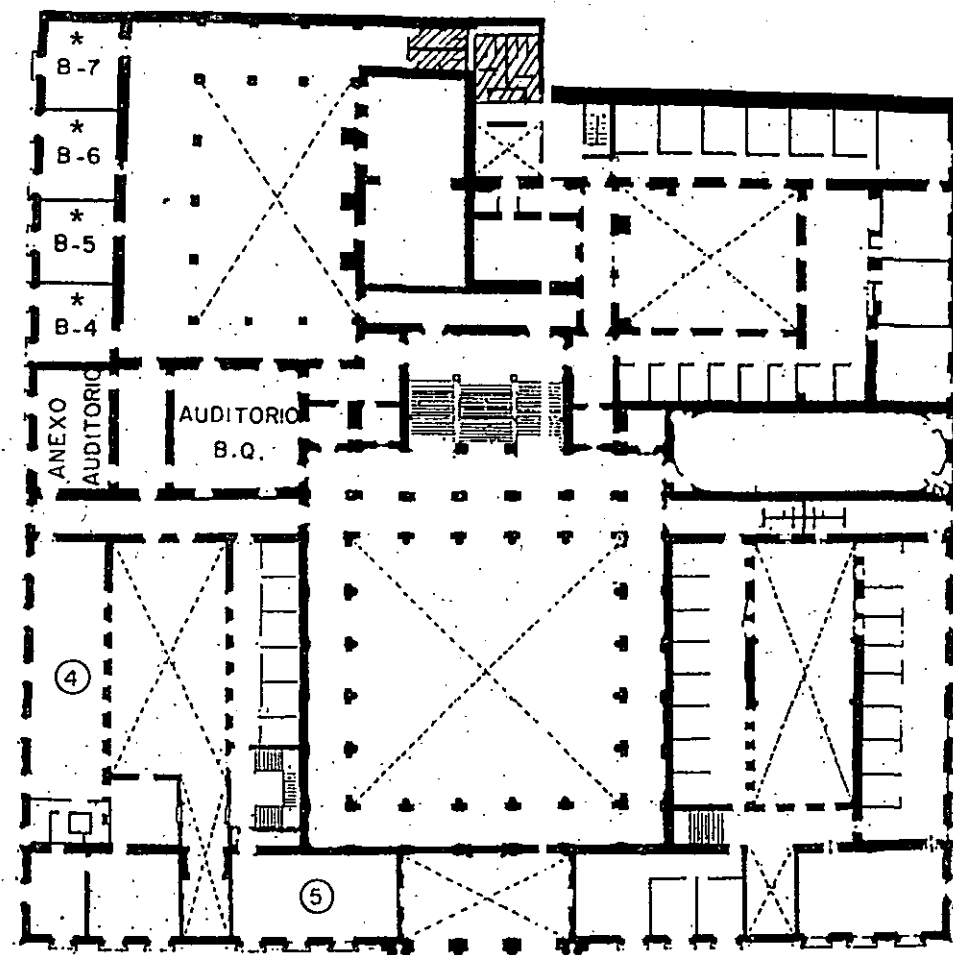
▨ SANITARIOS

1er. PISO

PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



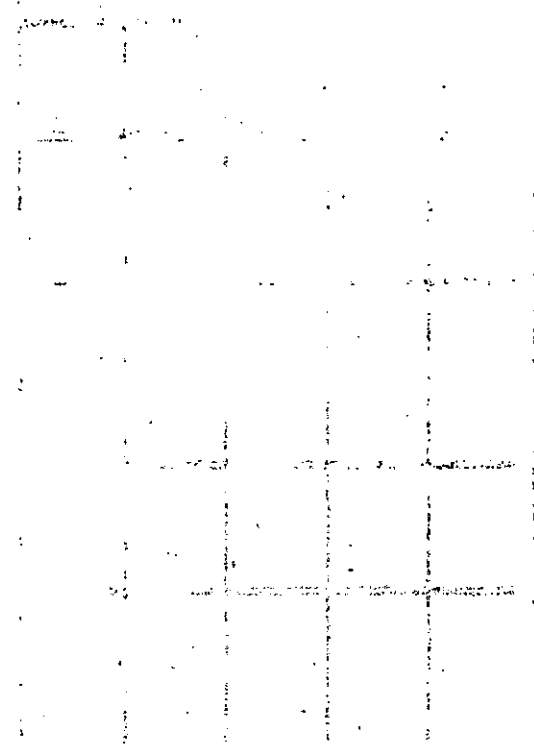
MEZZANINNE



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA
Y DISEÑO DE POZOS
23 al 27 DE NOVIEMBRE DE 1992

FECHA	HORA		TEMA	PROFESOR
Lunes 23 de noviembre	9:00	a 10:30	Introducción	Ing: Rubén Chávez Guillén
	10:45	a 13:00	Conceptos Básicos	Ing: Joel Gutiérrez A.
	13:00	a 15:00	COMIDA	
	15:00	a 17:30	Pruebas Preliminares de Productividad	Ing: Joel Gutiérrez A.
	17.45	a 19:00	Aforo y Estimación del Caudal de Bombeo	Ing: Roberto A. Sención A.
Martes 24 de noviembre	9.00	a 10:30	Ejecución de Pruebas de Bombeo	Ing: Roberto Rodríguez H.
	10.45	a 13:00	Aplicación de la PC a la Solución de Problemas de Hidraulica de Pozos	Ing: Joel Gutiérrez A.
	13:00	a 16:00	COMIDA	Ing; Abel Cibrián Z.
	16:00	a 20:00	Sistemas de Flujo hacia Pozos	Ing: Jaime Ramirez G.
Miercoles 25 de noviembre	9:00	a 13:00	Hidraulica de Pozos de Bombeo y Sistemas de Flujo hacia Pozos	Ing: Rubén Chávez Guillén
	13:00	a 16:00	COMIDA	
	16:00	a 20:00	Rehabilitación de Pozos	Ing: Juan Manuel Lesser I.
Jueves 26 de noviembre	9:00	a 13:00	Diseño de Pozos	Ing: Salvador Peña D.
	13:00	a 15:00	COMIDA	
	15:00	a 19:00	Sistema de Flujo hacia Pozos	Ing: Rubén Chávez Guillén
			Aplicación de la PC a la Solución de Problemas de Hidraulica de Pozos	Ing: Oscar Escolero F.
Viernes 27 de noviembre	9:00	a 11:00	Eficiencia Hidráulica y Electronica de los Pozos	Ing: Roberto Rodríguez H.
	11:00	a 13:00	Aplicación PC	Ing: Oscar Escolero F.
	13:00	a 15:00	COMIDA	
	15:00	a 19:00	Aplicación PC	Ing: Oscar Escolero F.



EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS
AYUDARA A MEJORAR LOS
PROGRAMAS POSTERIORES QUE
DISEÑAREMOS PARA USTED.

TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA
HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS

23 AL 27 DE NOVIEMBRE DE 1992

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
1	INTRODUCCION					
2	CONCEPTOS BASICOS					
3	PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTI- VIDAD					
4	AFORO Y ESTIMACION DEL CAUDAL DE BOMBEO					
5	EJECUCION DE PRUEBAS DE BOMBEO					
6	APLICACION DE LA PC A LA SOLUCION DE PROBLEMAS DE HIDRAULICA DE POZO					
7	SISTEMAS DE FLUJO HACIA POZOS					
8	HIDRAULICA DEL POZO DE BOMBEO Y SISTEMAS DE FLUJO HACIA POZOS					
9	REHABILITACION DE POZOS					
10	DISEÑO DE POZOS					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

(2)

SU EVALUACION SINCERA NOS
AYUDARA A MEJORAR LOS
PROGRAMAS POSTERIORES QUE
DISEÑAREMOS PARA USTED.

TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA
HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS

23 AL 27 DE NOVEMBRE DE 1992

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
	SISTEMAS DE FLUJO HACIA POZOS					
	APLICACION DE LA PC A LA SOLUCION DE PROBLEMAS DE HIDRAULICA DE POZOS					
	EFICIENCIA HIDRAULICA Y ELECTRO- NICA DE LOS POZOS					
	APLICACION PC					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

(1)

CURSO: TALLER DE COMPUTACION APLICADA
A LA HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS

FECHA: 23 al 27 de noviembre de 92

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
1	ING: RUBEN CHAVEZ GUILLEN					
2	ING: JOEL GUTIERREZ A					
3	ING: JOEL GUTIERREZ A					
4	ING: ROBERTO A SENCION A					
5	ING: ROBERTO RODRIGUEZ H					
6	ING: JOEL GUTIERREZ H					
7	ING: ABEL CIBRIAN Z					
8	ING: JAIME RAMIREZ G.					
9	ING: RUBEN CHAVEZ GUILLEN					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

CURSO: TALLER DE COMPUTACION APLICADA
A LA HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZÓS

FECHA: 23 al 27 de noviembre 92

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIO VISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
10	ING: JUAN MANUEL LESSER I.					
11	ING: SALVADOR PEÑA D.					
12	ING: RUBEN CHAVEZ GUILLEN					
13	ING: OSCAR ESCOLERO F.					
14	ING: ROBERTO RODRIGUEZ H.					
15	ING: OSCAR ESCOLERO F.					
16	ING: OSCAR ESCOLERO F.					
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10						

**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

23 AL 27 DE NOVIEMBRE DE 1992

*CONCEPTOS BASICOS Y RELATIVOS AL ESTUDIO DEL
AGUA SUBTERRANEA*

ING: RUBEN CHAVEZ GUILLEN

CONCEPTOS BASICOS

ING. RUBÉN CHÁVEZ GUILLÉN.

I.- DISTRIBUCIÓN DEL AGUA EN EL SUBSUELO.

MUY DIFUNDIDA ES LA CREENCIA POPULAR DE QUE EN EL SUBSUELO EL AGUA SE ENCUENTRA FORMANDO ENORMES LAGOS O CORRIENTES - LOCALIZADAS A LO LARGO DE CONDUCTOS DE GRAN TAMAÑO. SIN EMBARGO, AUNQUE ASÍ SE PRESENTA EN ALGUNOS ACUÍFEROS CONSTITUIDOS POR ROCAS VOLCÁNICAS O POR ROCAS CARBONATADAS, EN LA GRAN MAYORÍA DE - LOS CASOS EL AGUA CIRCULA Y SE ALMACENA EN PEQUEÑOS POROS, OQUEDADES Y FISURAS. LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO POROSO -TAMAÑO, -- FORMA E INTERCONEXIÓN DE LOS POROS- SON MUY VARIABLES Y DEPENDEN DE LOS PROCESOS GEOLÓGICOS QUE LO ORIGINARON. POR TANTO, EL CONOCIMIENTO DEL MARCO GEOLÓGICO ES ESENCIAL PARA LA COMPRESIÓN - DEL COMPORTAMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

EN EL SUBSUELO EL AGUA SE ENCUENTRA DISTRIBUIDA EN -- DOS GRANDES ZONAS: LA DE AEREACIÓN Y LA DE SATURACIÓN, COMO SE - ILUSTRA EN LA FIGURA NO. 1. LA PRIMERA DE ELLAS ESTÁ COMPRENDIDA ENTRE LA SUPERFICIE DEL TERRENO Y LA SUPERFICIE FREÁTICA; A - SU VEZ, SE SUBDIVIDE EN TRES ZONAS, DENOMINADAS: "AGUA DEL SUE-- LO", "INTERMEDIA" Y "CAPILAR". EN LA ZONA DE AGUA DEL SUELO EL CONTENIDO DE HUMEDAD VARÍA CONTINUAMENTE: LA LLUVIA, EL RIEGO, - EL DRENAJE Y LA EVAPOTRANSPIRACIÓN PROVOCAN EL CONTINUO INTER-- CAMBIO DE HUMEDAD ENTRE LA ATMÓSFERA Y EL SUBSUELO.

LA ZONA CAPILAR SE ENCUENTRA INMEDIATAMENTE ARRIBA DE LA SUPERFICIE FREÁTICA; SU ALTURA DEPENDE DE LA GRANULOMETRÍA -- DEL MATERIAL Y DE LAS FLUCTUACIONES DE DICHA SUPERFICIE. EN MATERIALES FINOS LA ALTURA CAPILAR PUEDE SER HASTA DE TRES METROS, PERO EL AGUA ASCIENDE LENTAMENTE; EN MATERIALES GRUESOS ES DE -- UNA FRACCIÓN DE METRO, AUNQUE EL AGUA ASCIENDE RÁPIDAMENTE. EN-- TRE LAS ZONAS DE AGUA DEL SUELO Y CAPILAR, SE ENCUENTRA LA ZONA

LA RECARGA NATURAL DE LOS ACUÍFEROS ES ORIGINADA POR LA INFILTRACIÓN DEL AGUA DE LLUVIA O DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN TERRENOS PERMEABLES. LOS ACUÍFEROS PUEDEN RECIBIR TAMBIÉN RECARGA INDUCIDA POR EL DESARROLLO, ESPECIALMENTE EL AGRÍCOLA, Y RECARGA ARTIFICIAL MEDIANTE OBRAS CONSTRUIDAS CON ESE FIN.

LA DESCARGA NATURAL TIENE LUGAR A TRAVÉS DE MANANTIALES Y CAUCES; POR EVAPOTRANSPIRACIÓN EN ÁREAS CON NIVEL FREÁTICO SOMERO, Y SUBTERRÁNEAMENTE AL MAR O A CUALQUIER MASA DE AGUA SUPERFICIAL (LAGUNA, LAGO O VASO).

EL AGUA SE MUEVE EN EL ACUÍFERO, DE LAS ZONAS DE RECARGA A LAS DE DESCARGA, SIGUIENDO LAS TRAYECTORIAS DE MENOR RESISTENCIA Y A UNA VELOCIDAD QUE DEPENDE DE LA PERMEABILIDAD DE LAS ROCAS Y DEL GRADIENTE HIDRÁULICO. LA VELOCIDAD PUEDE VARIAR DESDE UNOS CUANTOS CENTÍMETROS POR AÑO EN MATERIALES ARCILLOSOS, HASTA VARIOS CIENTOS DE METROS POR AÑO EN GRAVAS; AUNQUE EN ALGUNAS ROCAS VOLCÁNICAS Y CALIZAS, PUEDE LLEGAR A SER DE VARIOS KILOMETROS POR AÑO.

EL CONOCIMIENTO DE LOS MECANISMOS DE RECARGA Y DESCARGA DE UN ACUÍFERO, ES INDISPENSABLE PARA CUANTIFICAR SU POTENCIALIDAD Y REQUIERE DE LA OBSERVACIÓN CONTÍNUA DEL COMPORTAMIENTO DE LOS NIVELES DEL AGUA EN POZOS DISTRIBUIDOS EN EL ÁREA CONSIDERADA.

III.- CARGA HIDRÁULICA Y GRADIENTE HIDRÁULICO.

EL TEOREMA DE BERNOULLI ESTABLECE QUE LA ENERGÍA TOTAL EN UN PUNTO DENTRO DEL SENO DE UN LÍQUIDO EN MOVIMIENTO ESTÁ REPRESENTADA POR LA CARGA HIDRÁULICA (H):

$$h = z + p/\gamma + v^2/2g$$

SIENDO "z", " p/γ " Y " $v^2/2g$ ", LAS CARGAS DE POSICIÓN, PRESIÓN Y VELOCIDAD, RESPECTIVAMENTE (VER FIGURA No. 5).

AHORA BIEN EN EL SUBSUELO LA CARGA DE VELOCIDAD ES PRÁCTICAMENTE DESPRECIABLE CON RESPECTO A LAS OTRAS DOS, DEBIDO A QUE LA VELOCIDAD DE FLUJO SUELE SER MUY PEQUEÑA. POR TANTO, PARA FINES PRÁCTICOS, EN LA GRAN MAYORÍA DE LOS PROBLEMAS GEOHIDROLÓGICOS LA CARGA HIDRÁULICA SE PUEDE EXPRESAR:

$$h = z + p/\gamma$$

LA CARGA DE POSICIÓN ES LA ALTURA DEL PUNTO EN CUESTIÓN SOBRE EL PLANO O NIVEL DE REFERENCIA. LA CARGA DE PRESIÓN SE MIDE CON PIEZÓMETROS Y ES EQUIVALENTE A LA ALTURA DE LA COLUMNA DE AGUA SOBRE EL PUNTO CONSIDERADO.

PARA MEDIR LA DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA HIDRÁULICA EN EL SUBSUELO PUEDEN CONSTRUIRSE PIEZÓMETROS CONSISTENTES EN POZOS SE-LLADOS EN TODA SU LONGITUD Y ABIERTOS ÚNICAMENTE EN EL FONDO, QUE SE HACE COINCIDIR CON EL PUNTO DONDE INTERESA CONOCER LA CARGA DE PRESIÓN. PIEZÓMETROS DE ESTE TIPO SON RECOMENDABLES PARA REALIZAR E INTERPRETAR CORRECTAMENTE LAS PRUEBAS DE BOMBEO. EN SU DI-

SEÑO DEBEN TOMARSE EN CUENTA LAS CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE FLUJO POZO-ACUÍFERO. GENERALMENTE, SE INSTALA UNO O MÁS PIEZÓMETROS EN EL ACUÍFERO O ACUÍFEROS CAPTADOS POR EL POZO DE BOMBEO. EN ALGUNOS SISTEMAS ES CONVENIENTE INSTALAR, ADEMÁS, PIEZÓMETROS EN LOS ACUITARDOS ADYACENTES PARA DETERMINAR SU PERMEABILIDAD VERTICAL.

MEDIANTE GRUPOS DE PIEZÓMETROS PUEDE CONOCERSE LA DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA CARGA HIDRÁULICA Y EL GRADIENTE HIDRÁULICO EN LOS PUNTOS O SECCIONES DE INTERÉS. ESTE GRADIENTE ES LA PÉRDIDA DE CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA DIRECCIÓN CONSIDERADA.

IV.- CARACTERÍSTICAS DE LAS ROCAS.

LAS CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOHIDROLÓGICO SON LAS SIGUIENTES:

4.1.- POROSIDAD.

LA POROSIDAD (N) DE UNA ROCA SE DEFINE COMO LA RELACIÓN ENTRE SU VOLUMEN DE VACIOS (V_v) Y SU VOLUMEN TOTAL (V_t):

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

PUESTO QUE EN LA ZONA DE SATURACIÓN LOS POROS ESTÁN TOTALMENTE SATURADOS, LA POROSIDAD ES UNA MEDIDA DE LA CANTIDAD DE AGUA QUE LA ROCA CONTIENE POR UNIDAD DE VOLUMEN. EN LAS ROCAS CLÁSTICAS EL VALOR DE ESTA CARACTERÍSTICA DEPENDE DE LA GRANULOMETRÍA --FORMA, ACOMODO Y TAMAÑO DE LOS GRANOS-- Y DEL GRADO DE COMPACTACIÓN O CEMENTACIÓN. LA POROSIDAD DE LAS ROCAS IGNEAS DEPENDE DE SU ESTRUCTURA Y GRADO DE FRACTURAMIENTO. EN LAS ROCAS CARBONATADAS EL VALOR DE LA POROSIDAD DEPENDE PRINCIPALMENTE DEL GRADO DE DISOLUCIÓN.

EN LA TABLA NO. 1 SE PRESENTAN LOS RANGOS DE VALORES DENTRO DE LOS CUALES VARÍA LA POROSIDAD DE LAS ROCAS MÁS COMUNES. NÓTESE QUE LA POROSIDAD DE LOS CLÁSTICOS ES INVERSAMENTE PROPORCIONAL AL TAMAÑO DE GRANO, LO CUAL SIGNIFICA QUE LOS MATERIALES FINOS COMO LAS ARCILLAS Y LOS LIMOS CONTIENEN MÁS AGUA QUE LAS ARENAS Y LAS GRAVAS. (figura 6)

4.2.- RENDIMIENTO ESPECÍFICO Y RETENCIÓN ESPECÍFICA.

CUANDO UNA MUESTRA DE ROCA TOTALMENTE SATURADA SE DEJA DRENAR BAJO LA ACCIÓN DE LA GRAVEDAD, NO TODA EL AGUA QUE CONTIENE ES LIBERADA; UNA PARTE DEL AGUA ES RETENIDA EN LOS POROS POR FUERZAS DE ATRACCIÓN MOLECULAR, ADHESIÓN Y COHESIÓN. LA CANTIDAD DE AGUA ASÍ RETENIDA ES DIRECTAMENTE PROPORCIONAL A LA SUPERFICIE DE LAS PARTÍCULAS E INVERSAMENTE PROPORCIONAL AL TAMAÑO DE LOS POROS; POR EJEMPLO, LAS ARCILLAS RETIENEN MAYOR CANTIDAD DE AGUA QUE LAS ARENAS. (ver figura 6).

SE DEFINE COMO RENDIMIENTO ESPECÍFICO DE UNA ROCA A LA CANTIDAD DE AGUA QUE CEDE POR UNIDAD DE VOLUMEN BAJO LA ACCIÓN DE LA GRAVEDAD. SU VALOR ESTÁ DADO POR LA RELACIÓN:

$$S_y = \frac{V_d}{V_t}$$

EN QUE V_d ES EL VOLUMEN DE AGUA LIBERADO. EL RENDIMIENTO ESPECÍFICO, TAMBIÉN DENOMINADO "POROSIDAD EFECTIVA", ES UNA CARACTERÍSTICA DE GRAN IMPORTANCIA PRÁCTICA, YA QUE ES REPRESENTATIVO DEL VOLUMEN DE AGUA QUE PUEDE SER EXTRAÍDO MEDIANTE CAPTACIONES.

LA RETENCIÓN ESPECÍFICA (r) ES UNA MEDIDA DE LA CAPACIDAD DE UNA ROCA PARA RETENER EL AGUA EN CONTRA DE LA ACCIÓN DE LA GRAVEDAD. SE DEFINE COMO LA RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN DE AGUA RETENIDO (V_r) Y EL VOLUMEN TOTAL:

$$r = \frac{V_r}{V_t}$$

DE LAS DEFINICIONES ANTERIORES SE DEDUCE LA RELACIÓN SIGUIENTE:

$$n = S_y + r$$

EL AGUA NO ES LIBERADA INSTANTÁNEAMENTE POR LAS ROCAS, -- SINO QUE EXISTE CIERTO RETRASO ENTRE EL DESCENSO DEL NIVEL FREÁTICO Y EL DRENADO TOTAL DE LOS POROS. EN LAS ROCAS GRANULARES TAL RETRASO ES TANTO MAYOR CUANTO MENOR ES EL TAMAÑO DE LOS GRANOS, -- SEGÚN PUEDE INFERIRSE DE LOS RANGOS DE VALORES DE S_y CONSIGNADOS EN LA TABLA No. 1.

T A B L A No. 1

R O C A	N (%)	S_y (%)
ARCILLA	40 A 70	1 A 10
ARENA	25 A 50	10 A 30
GRAVA	25 A 40	15 A 30
ARENISCA	5 A 30	3 A 15
CALIZA	5 A 40	1 A 5
BASALTO FRACTURADO	5 A 50	1 A 10

4.3.- PERMEABILIDAD.

LA PERMEABILIDAD DE UNA ROCA ES UNA DE LAS CARACTERÍSTICAS QUE MAYOR INTERÉS REVISTEN PARA EL INGENIERO. ASÍ, POR EJEMPLO, EN EL CAMPO DE LA MECÁNICA DE SUELOS LA PERMEABILIDAD JUEGA UN PAPEL MUY IMPORTANTE EN VARIOS FENÓMENOS, ENTRE ELLOS EL DE LA CONSOLIDACIÓN, Y SU CONOCIMIENTO ES INDISPENSABLE PARA CUANTIFICAR EL CAUDAL DE AGUA QUE CIRCULA A TRAVÉS DEL ELEMENTO PERMEABLE DE UNA ESTRUCTURA O POR DEBAJO DE ELLA. LA CARACTERÍSTICA EN CUESTIÓN TAMBIÉN INTERVIENE EN FORMA PROPONDERANTE EN PROBLEMAS AGROLÓGICOS, TALES COMO EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE. - EN EL CAMPO DE LA GEOHIDROLOGÍA LA PERMEABILIDAD TIENE IMPORTANCIA PRIMORDIAL: DE ELLA DEPENDE FUNDAMENTALMENTE EL RENDIMIENTO DE LAS CAPTACIONES Y LA VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA; SU CONOCIMIENTO ES ESENCIAL PARA CUANTIFICAR LOS CAUDALES DE FLUJO SUBTERRÁNEO Y LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE UN CONTAMINANTE EN EL SUBSUELO; ASÍ MISMO, ES UNO DE LOS DATOS BÁSICOS PARA SIMULAR EL COMPORTAMIENTO DE UN ACUÍFERO. Y, PROBABLEMENTE ES EN ESTE ÚLTIMO CAMPO DONDE SU DETERMINACIÓN PLANTEA MAYORE DIFICULTADES.

EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K) DE UNA ROCA SE DEFINE COMO EL CAUDAL DE AGUA QUE CIRCULA A TRAVÉS DE UN ÁREA UNITARIA NORMAL AL FLUJO, BAJO UN GRADIENTE HIDRÁULICO UNITARIO. SE EXPRESA EN UNIDADES DE VELOCIDAD; GENERALMENTE, EN EL SISTEMA MÉTRICO, EN M/SEG O EN CM/SEG.

LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO Y DEL FLUIDO DETERMINAN EL VALOR DE LA PERMEABILIDAD. PARA CONSIDERAR SEPARADAMENTE LA INFLUENCIA DE AMBOS FACTORES EL COEFICIENTE K PUEDE EXPRESARSE:

$$K = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

SIENDO: K_i LA PERMEABILIDAD INTRÍNSECA DELA ROCA; γ Y μ EL PESO ESPECÍFICO Y LA VISCOSIDAD DINÁMICA DEL FLUIDO, RESPECTIVAMENTE.

EL TAMAÑO MEDIO DEL GRANO, LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA Y EL GRADO DE COMPACTACIÓN O CEMENTACIÓN SON LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONTROLAN LA PERMEABILIDAD INTRÍNSECA. A MAYOR TAMAÑO DE GRANO CORRESPONDE MAYOR PERMEABILIDAD, SEGÚN PUEDE INFERIRSE DEL RANGO DE VALORES PRESENTADO EN LA TABLA No. 2. PESO ESPECÍFICO Y VISCOSIDAD SON LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUIDO QUE INFLUYEN EN LA PERMEABILIDAD, AUNQUE EN PROBLEMAS GEOHIDROLÓGICOS LA INFLUENCIA DEL FLUIDO SUELE SER MUCHO MENOR QUE LA DEL MEDIO. EL AGUA SALADA CIRCULA CON MAYOR VELOCIDAD QUE EL AGUA DULCE, POR SER AQUÉLLA DE MAYOR DENSIDAD; EL AGUA CALIENTE CIRCULA MÁS APRISA QUE LA FRÍA, POR SER LA PRIMERA DE MENOR VISCOSIDAD.

T A B L A No. 2

R O C A	K (M/SEG)	
ARCILLA	10^{-11}	10^{-2}
ARENA	$5 \cdot 10^{-6}$	10^{-2}
GRAVA	10^{-3}	1
ARENISCA	10^{-10}	10^{-6}
CALIZA	10^{-5}	10^{-1}
BASALTO	10^{-6}	10^{-1}

EN EL SUBSUELO LA PERMEABILIDAD DE LAS ROCAS PRESENTA - NOTABLES VARIACIONES ESPACIALES. A ESTA PROPIEDAD SE LE DENOMINA HETEROGENEIDAD. ENTRE LOS TIPOS MÁS FRECUENTES DE HETEROGENEIDAD SE ENCUENTRAN LOS CAMBIOS GRADUALES DE PERMEABILIDAD QUE PRESENTAN LOS RELLENOS ALUVIALES COMO PRODUCTO DE LOS PROCESOS DE DEPOSITACIÓN, Y LOS CAMBIOS VERTICALES ASOCIADOS CON LA ESTRATIFICACIÓN PROPIA DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS. POR SER TAN COMUNES LOS MEDIOS ESTRATIFICADOS SON DE GRAN UTILIDAD PRÁCTICA - LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$K_P = \frac{\sum_{j=1}^n K_j \cdot B_j}{\sum B_j}$$

$$K_N = \frac{\sum_{j=1}^n \frac{B_j}{K_j}}{\sum \frac{B_j}{K_j}}$$

EN LAS QUE: K_P Y K_N SON LAS PERMEABILIDADES MEDIAS EN LOS SENTIDOS PARALELOS Y NORMAL A LA ESTRATIFICACIÓN, RESPECTIVAMENTE; B_j Y K_j , EL ESPESOR Y LA PERMEABILIDAD DEL ESTRATO "J", Y "N", EL NÚMERO DE ESTRATOS.

OTRA PROPIEDAD QUE PRESENTAN LA MAYORÍA DE LAS ROCAS ES LA ANISOTROPIA, DEBIDO A LA CUAL LA PERMEABILIDAD EN UN PUNTO DADO VARÍA SEGÚN LA DIRECCIÓN CONSIDERADA. LA CONDICIÓN MÁS COMÚN EN EL SUBSUELO ES QUE LA PERMEABILIDAD HORIZONTAL SEA SIGNIFICATIVAMENTE MAYOR QUE LA VERTICAL.

4.4.- TRANSMISIVIDAD.

UNA CARACTERÍSTICA ESTRECHAMENTE RELACIONADA CON LA ANTERIOR ES LA TRANSMISIVIDAD, QUE ES UNA MEDIDA DE LA CAPACIDAD TRANSMISORA DE UN ESTRATO ESPECÍFICO DE ESPESOR DETERMINADO. (Figura No. 7)

EL COEFICIENTE DE TRANSMISIVIDAD DE UN ESTRATO ESTÁ DADO POR EL PRODUCTO DE SU PERMEABILIDAD Y SU ESPESOR SATURADO (b):

$$T = K \cdot b$$

4.5.- COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO ESPECÍFICO Y COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO.

EN EL SUBSUELO, UN PUNTO CUALQUIERA ESTÁ SOMETIDO A PRESIÓN TOTAL, P , CUYO VALOR ES NUMÉRICAMENTE IGUAL AL PESO DE LA COLUMNA DE MATERIAL, DE ÁREA UNITARIA, QUE GRAVITA SOBRE EL PUNTO CONSIDERADO; ESTO ES:

$$P = \gamma_s \cdot z$$

EN QUE γ_s Y Z SON EL PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y LA PROFUNDIDAD A QUE SE ENCUENTRA EL PUNTO CON RESPECTO A LA SUPERFICIE DEL TERRENO, RESPECTIVAMENTE.

LA PRESIÓN TOTAL ESTÁ SOPORTADA EN PARTE POR EL ESQUELETO SÓLIDO DE LA ROCA, Y EN PARTE POR EL AGUA CONTENIDA EN SUS VACIOS. A LA PRESIÓN, $\bar{P}$, QUE SOPORTA EL ESQUELETO SE LE DENOMINA "PRESIÓN EFECTIVA" O "PRESIÓN INTERGRANULAR"; LA PRESIÓN A QUE ESTÁ SOMETIDA EL AGUA CONTENIDA EN LOS VACIOS RECIBE EL NOMBRE DE "PRESIÓN INTERSTICIAL" O "PRESIÓN DE PORO", Y ES NUMÉRICAMENTE IGUAL AL PESO DE LA COLUMNA DE AGUA, DE ÁREA UNITARIA, QUE GRAVITA SOBRE EL PUNTO. POR TANTO, LA PRESIÓN TOTAL PUEDE EXPRESARSE, EN TÉRMINOS DESUS DOS COMPONENTES, COMO SIGUE:

$$p = \bar{p} + \gamma \cdot h$$

SIENDO γ Y h EL PESO ESPECÍFICO DEL AGUA Y LA CARGA HIDRÁULICA - SOBRE EL PUNTO, RESPECTIVAMENTE.

CUANDO LA CARGA HIDRÁULICA DESCIEDE, LA PRESIÓN INTERSTICIAL DISMINUYE Y, COMO CONSECUENCIA, LAS MOLÉCULAS DE AGUA SE EXPANDEN; AL MISMO TIEMPO, PUESTO QUE LA PRESIÓN TOTAL ES CONSTANTE (A MENOS QUE SE MODIFIQUE ARTIFICIALMENTE, POR EJEMPLO, - CONSTRUYENDO UNA ESTRUCTURA O EFECTUANDO UNA EXCAVACIÓN), LA PRESIÓN EFECTIVA AUMENTA EN LA MISMA PROPORCIÓN, LO QUE PROVOCA LA COMPACTACIÓN DEL MATERIAL. COMO RESULTADO DE AMBOS PROCESOS UN CIERTO VOLUMEN DE AGUA ES LIBERADO. SE DEFINE COMO COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO ESPECÍFICO, S_s , A LA CANTIDAD DE AGUA QUE UN MATERIAL CEDE DE SU ALMACENAMIENTO, POR UNIDAD DE VOLUMEN, AL - ABATIRSE SU PRESIÓN INTERSTICIAL UNA UNIDAD. SE EXPRESA EN UNIDADES DE $1/L$ ($1/\text{LONGITUD}$).

UN CONCEPTO RELACIONADO CON EL ANTERIOR ES EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO, S , DEFINIDO COMO LA CANTIDAD DE AGUA LIBERADA POR UNA COLUMNA DE ÁREA HORIZONTAL UNITARIA Y ALTURA IGUAL AL ESPESOR SATURADO DEL ACUÍFERO, CUANDO LA CARGA HIDRÁULICA DECRECE UNA UNIDAD. ES UN COEFICIENTE ADIMENSIONAL (FIGURA NO. 8). DE LAS DEFINICIONES ANTERIORES SE DESPRENDE LA SIGUIENTE RELACIÓN ENTRE AMBOS COEFICIENTES:

$$S = S_s \cdot b$$

EN QUE " b " ES EL ESPESOR DEL ACUÍFERO.

LA COMPRESIBILIDAD DEL AGUA ES MUY REDUCIDA; POR TANTO, LA CANTIDAD DE AGUA QUE PUEDE LIBERAR UN ACUÍFERO CONFINADO O SEMICONFINADO DEPENDE FUNDAMENTALMENTE DE LA COMPRESIBILIDAD DE SU ESQUELETO; MIENTRAS MÁS COMPRESIBLE ES EL MATERIAL MAYOR ES LA CANTIDAD DE AGUA QUE LIBERA AL CONSOLIDARSE. ASÍ, POR EJEMPLO, EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO DE UN ESTRATO ARENO-ARCILLOSO ES MAYOR QUE EL DE UN ESTRATO DE GRAVA O EL DE UN DERRAME BASÁLTICO DEL MISMO ESPESOR. PERO A PESAR DE QUE HAY MATERIALES MUY -- COMPRESIBLES, EL VOLUMEN DE AGUA CEDIDO POR COMPACTACIÓN ES RELATIVAMENTE PEQUEÑO; POR ELLO, EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO DE LOS ACUÍFEROS CONFINADOS TIENE VALORES MUY REDUCIDOS: EN EL RANGO DE 10^{-2} A 10^{-5} .

EN CAMBIO, EN UN ACUÍFERO LIBRE, AL VOLUMEN DE AGUA LIBERADO POR COMPACTACIÓN DEL ACUÍFERO Y EXPANSIÓN DEL AGUA, SE AGREGA EL VOLUMEN LIBERADO POR EL DRENADO DEL MATERIAL (REPRESENTADO POR EL RENDIMIENTO ESPECÍFICO). EL COEFICIENTE S EN ESTE CASO SE EXPRESA:

$$S = S_y + S_s \cdot b$$

COMO EL PRIMER VOLUMEN ES MUY PEQUEÑO EN COMPARACIÓN CON EL SEGUNDO, SE DICE QUE EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO DE UN ACUÍFERO LIBRE ES EQUIVALENTE A SU RENDIMIENTO ESPECÍFICO.

V.- LEY DE DARCY.

EN 1856 HENRY ESTUDIÓ EXPERIMENTALMENTE EL FENÓMENO DEL FLUJO A TRAVÉS DE FILTROS DE ARENA. COMO RESULTADO DE SUS OBSERVACIONES ESTABLECIÓ LA LEY QUE LLEVA SU NOMBRE, LA CUAL CONSTITUYE UNA DE LAS BASES DE LA TEORÍA DEL FLUJO EN MEDIOS POROSOS. DE

ACUERDO CON ESTA LEY, LA VELOCIDAD CON QUE CIRCULA UN FLUIDO A --
TRAVÉS DE UN MATERIAL POROSO ES DIRECTAMENTE PROPORCIONAL A LA --
PÉRDIDA DE CARGA HIDRÁULICA E INVERSAMENTE PROPORCIONAL A LA LON-
GITUD RECORRIDA, ESTO ES, DIRECTAMENTE PROPORCIONAL AL GRADIENTE
HIDRÁULICO. MATEMÁTICAMENTE, LO ANTERIOR PUEDE EXPRESARSE:

$$v = K \cdot I$$

SIENDO: v , LA VELOCIDAD APARENTE DE FLUJO; I , EL GRADIENTE HIDRÁU-
LICO, Y K , EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (FIGURA No.7).

5.1.- VELOCIDAD APARENTE Y VELOCIDAD REAL.

EN SUS EXPERIMENTOS HENRI DARCY HIZO CIRCULAR AGUA A TRAVÉS
DE UN FILTRO DE ARENA, AFORÓ EL CAUDAL DE FLUJO (Q), MIDió LA SEC-
CIÓN TRANSVERSAL DEL FILTRO, CALCULÓ LA VELOCIDAD DE FLUJO COMO EL
COCIENTE ENTRE AMBOS TÉRMINOS, CORRELACIONÓ LAS VELOCIDADES RESUL-
TANTES CON LA PÉRDIDA DE CARGA Y LA LONGITUD DE RECORRIDO RESPECTI-
VA, DERIVANDO FINALMENTE DE TODO ELLO LA LEY QUE LLEVA SU NOMBRE.
PERO NÓTESE QUE LA VELOCIDAD DADA POR ESTA LEY ES UNA VELOCIDAD --
APARENTE, YA QUE EN SU CÁLCULO SE CONSIDERÓ LA SECCIÓN TOTAL DEL -
MEDIO (SÓLIDOS Y VACÍOS).

EN REALIDAD, COMO EL AGUA CIRCULA ÚNICAMENTE A TRAVÉS DE -
LOS ESPACIOS VACIOS (POROS, FIGURAS, FRACTURAS...), EL ÁREA DE FLU-
JO ES MUCHO MENOR QUE EL ÁREA TOTAL DE LA ACCIÓN Y, POR LO MISMO, -
LA VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN ES MUCHO MAYOR QUE LA VELOCIDAD APA--
RENTE.(figura No. 9).

EL ÁREA DE FLUJO (A_f) ESTÁ DADA POR:

$$A_f = A \cdot n_e$$

SIENDO n_e LA POROSIDAD EFECTIVA, LA CUAL ES MENOR QUE LA POROSIDAD TOTAL POR TOMAR EN CUENTA LA PARTE DE LOS VACIOS QUE ES OCUPADA POR AGUA PELICULAR ADHERIDA A LA FACE SÓLIDA. POR OTRA PARTE, LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD ESTABLECE QUE

$$A_f \cdot v_f = A \cdot v$$

DE DONDE

$$v_f = \frac{A}{A_f} \cdot v = \frac{v}{n_e}$$

EN QUE v_f ES LA VELOCIDAD REAL DE CIRCULACIÓN DEL AGUA "VELOCIDAD REAL DE FILTRACIÓN".

AHORA BIEN, LA POROSIDAD EFECTIVA ES NUMÉRICAMENTE EQUIVALENTE AL RENDIMIENTO ESPECÍFICO, S_y , DE LA ROCA Y LA VELOCIDAD APARENTE ESTÁ DADA POR LA LEY DE DARCY; POR TANTO, v_f TAMBIÉN PUEDE EXPRESARSE

$$v_f = \frac{v}{S_y}$$

PUESTO QUE S_y TOMA VALORES ENTRE 0.05 Y 0.3, RESULTA QUE PUEDE SER DE 3 A 20 VECES LA VELOCIDAD APARENTE.

EL CONCEPTO DE VELOCIDAD DE FILTRACIÓN TIENE PRIMORDIAL IMPORTANCIA EN PROBLEMAS DE CONTAMINACIÓN, PUES REPRESENTA LA RAPIDEZ CON QUE SE PROPAGA UN CONTAMINANTE EN EL SUBSUELO.

5.2.- RANGO DE VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.

POR ANALOGÍA CON EL FLUJO DE TUBERÍAS SE DEFINE UN "NÚMERO DE REYNOLDS", N_r , PARA EL MEDIO POROSO COMO SIGUE:

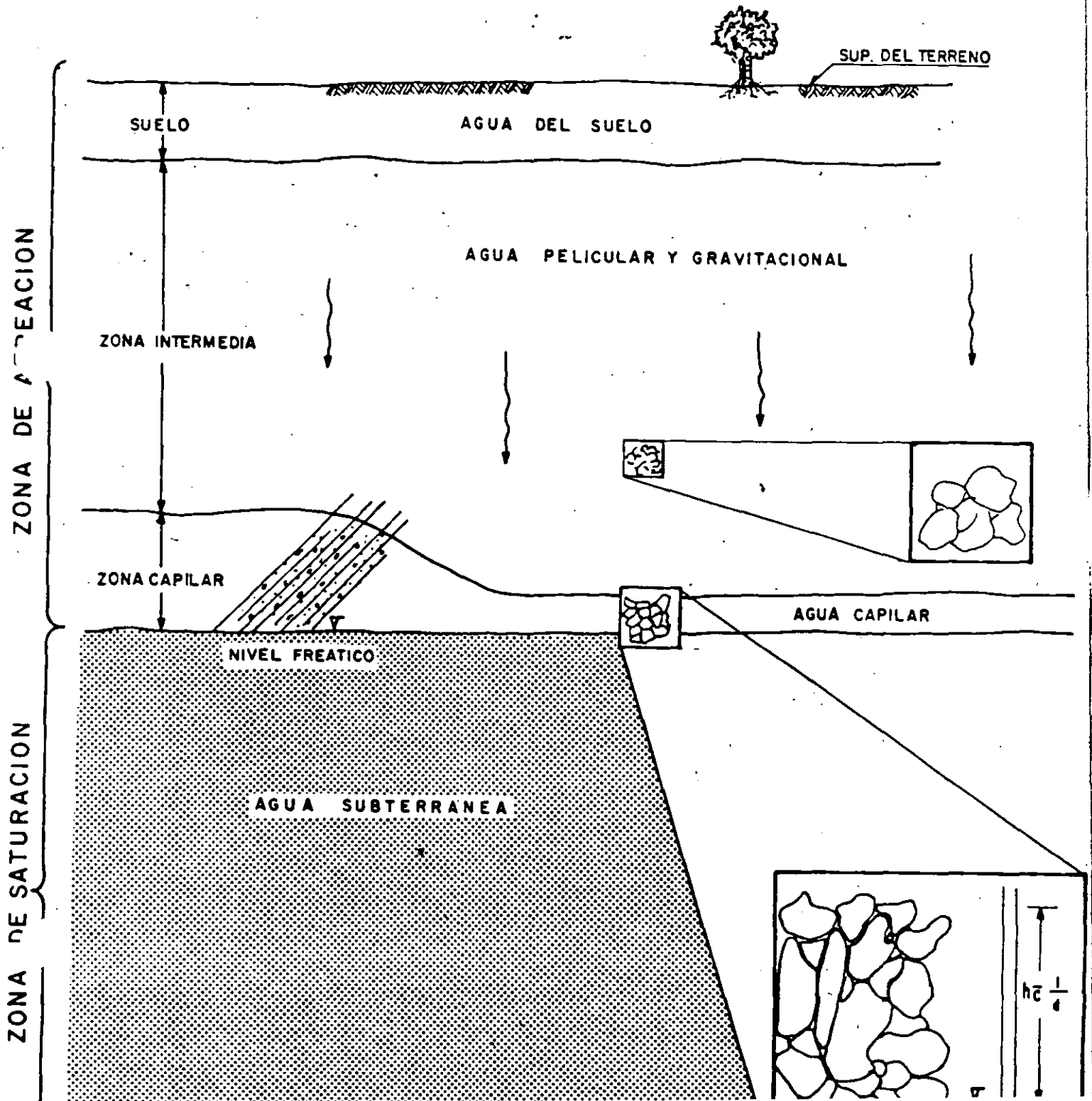
$$Nr = \frac{v \cdot d}{\nu}$$

EN QUE: v ES LA VELOCIDAD APARENTE DE FLUJO, DADA POR LA LEY DE DARCY d , UNA LONGITUD CARACTERÍSTICA (DIÁMETRO MEDIO O DIÁMETRO EFECTIVO DE LOS GRANOS), Y ν , LA VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL FLUIDO.

TAL NÚMERO ES UN INDICADOR DEL RÉGIMEN DE FLUJO. MEDIANTE EXPERIMENTOS DE LABORATORIO DIVERSOS INVESTIGADORES HAN DEMOSTRADO QUE CUANDO Nr TOMA VALORES MENORES DE UNO, EL RÉGIMEN ES LAMINAR; PARA VALORES MAYORES DE 10, ES TURBULENTO, Y PARA VALORES ENTRE 5 Y 10 SE PRESENTA LA TRANSICIÓN ENTRE AMBOS. AFORTUNÁDAMENTE, EN LA GRAN MAYORÍA DE LOS CASOS EL FLUJO A TRAVÉS DE MATERIALES GRANULARES ES LAMINAR Y, POR TANTO, LA LEY DE DARCY ES APLICABLE.

DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO

1



DIFERENTES TIPOS DE ACUIFEROS

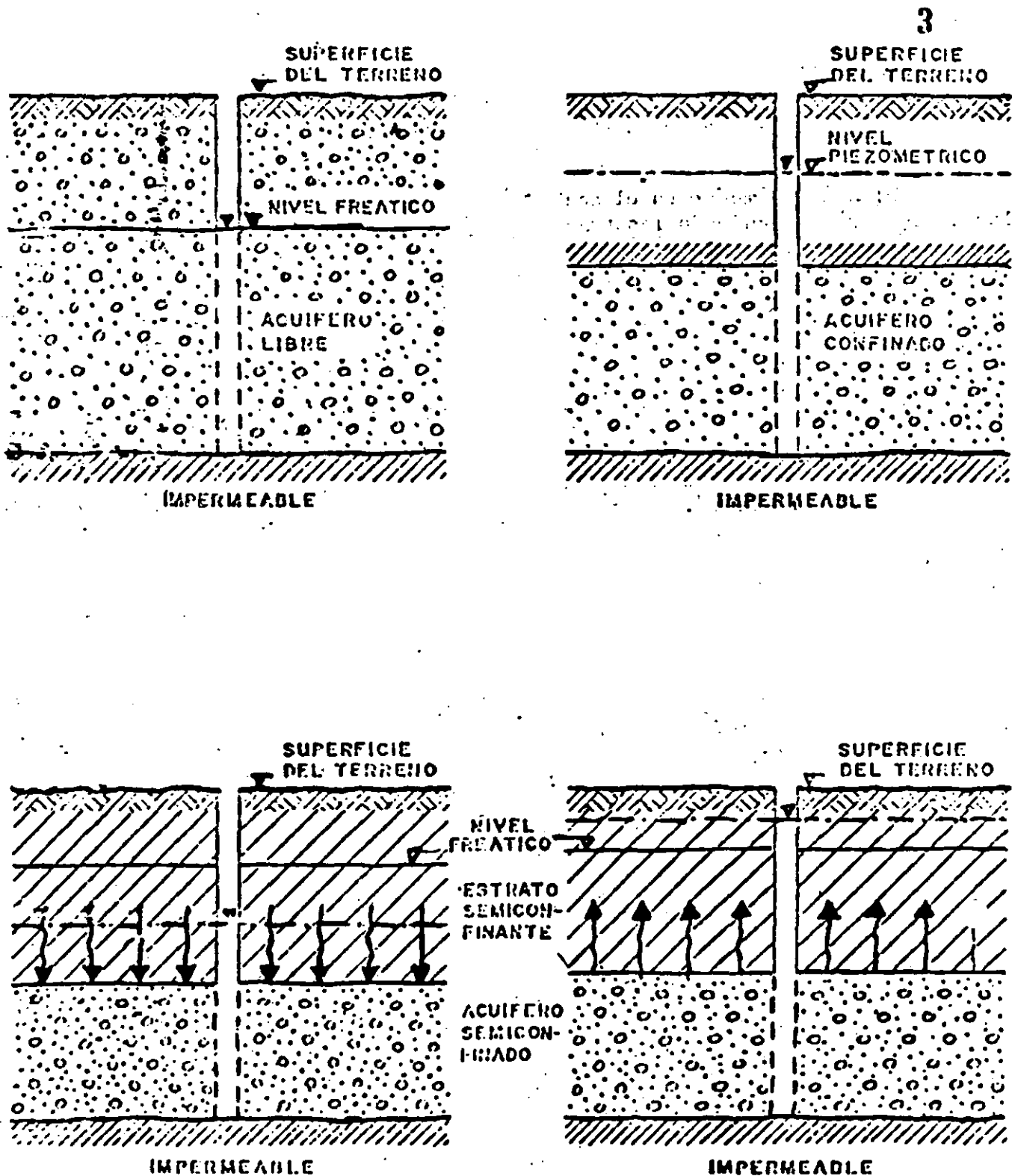


FIG. No. 2

RECARGA DE LOS ACUIFEROS

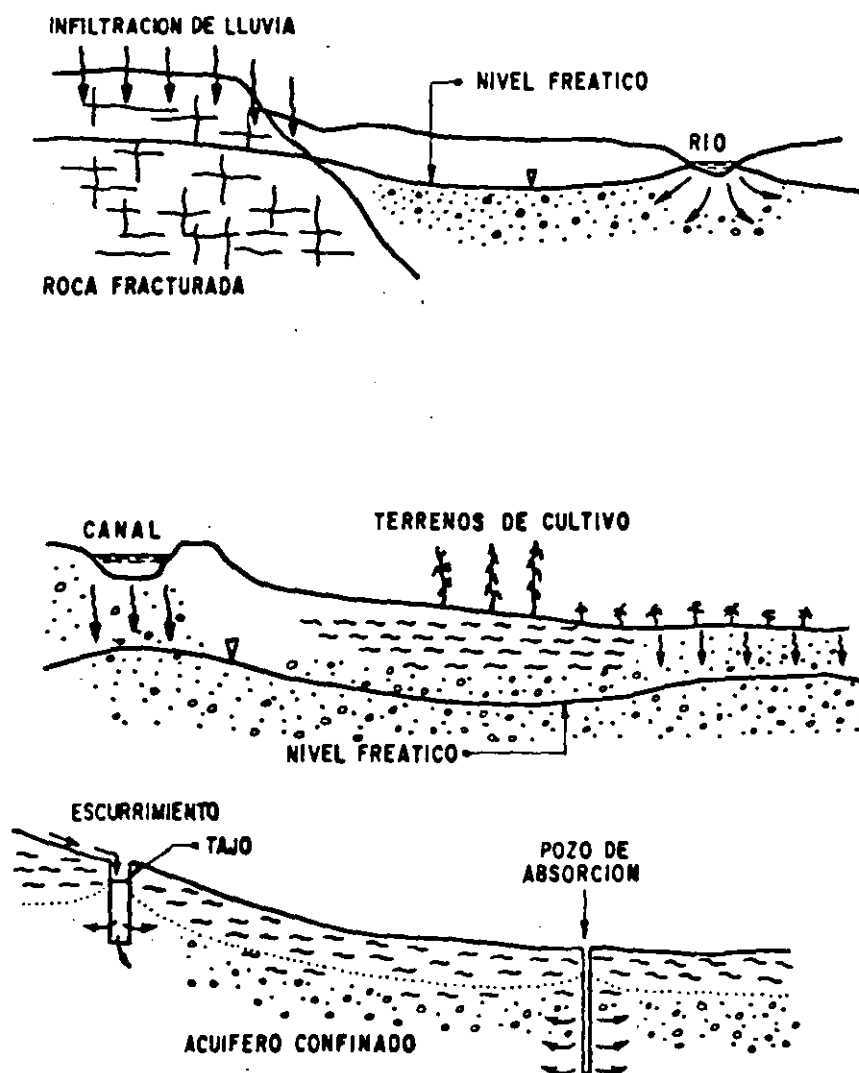
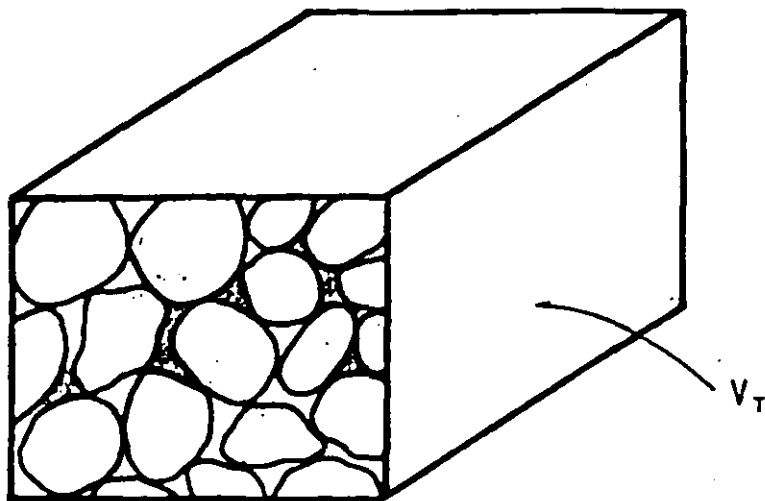
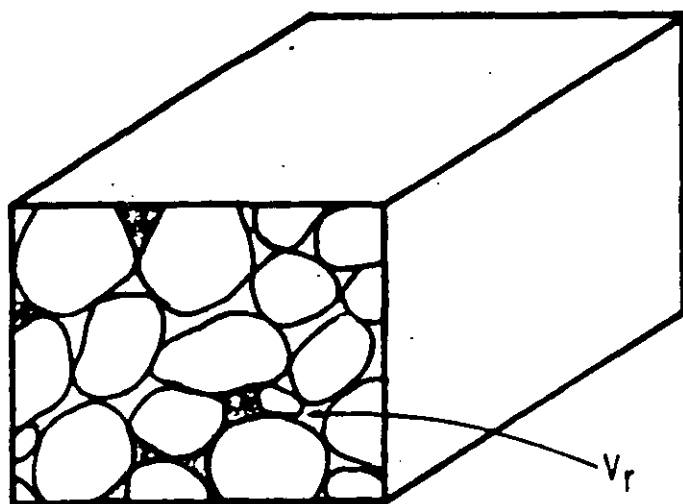


FIGURA No. 4

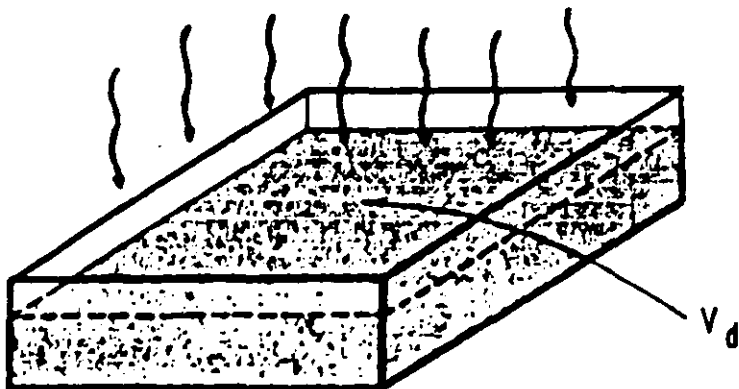
POROSIDAD, RENDIMIENTO ESPECIFICO Y RETENCION ESPECIFICA



$$n = \frac{V_v}{V_T} (\%)$$



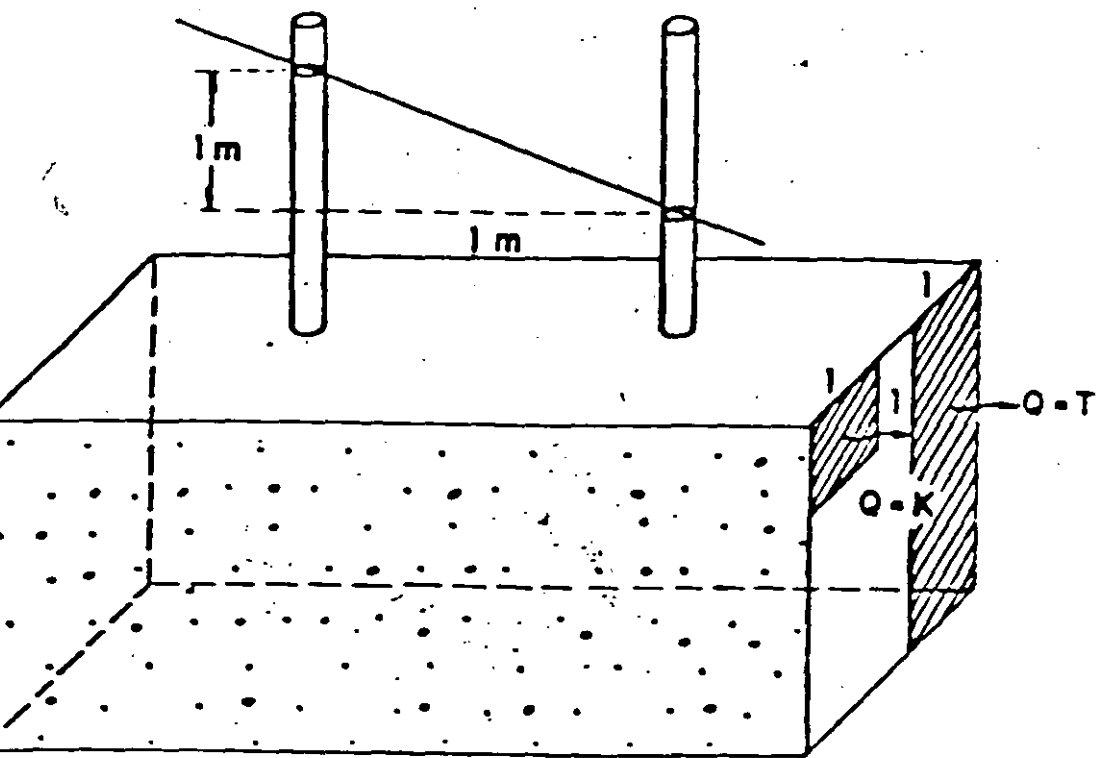
$$r = \frac{V_r}{V_T} (\%)$$



$$S_y = \frac{V_d}{V_T} (\%)$$

$$n = S_y + r$$

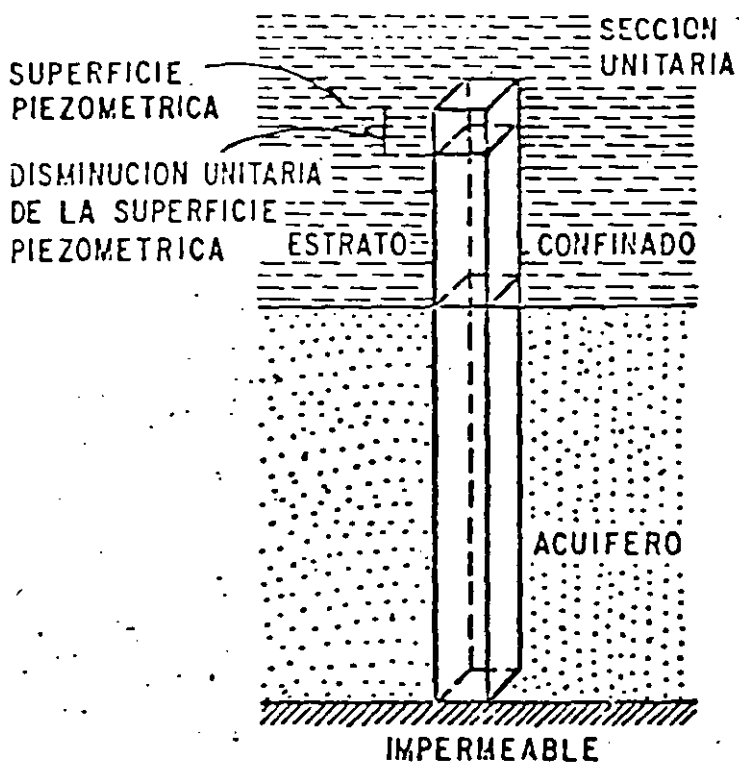
FIGURA NO. 6



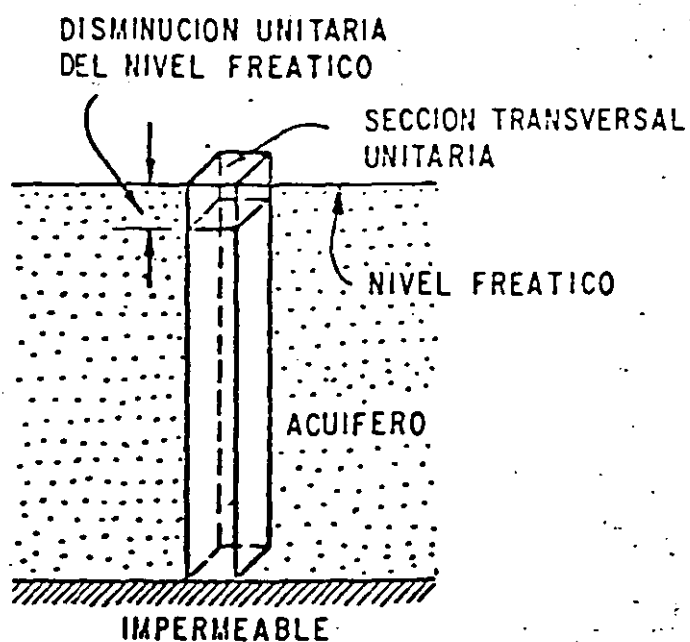
$$Q = K \cdot A \cdot l$$

$$T = K \cdot b$$

FIGURA N° 7



(A) ACUIFERO CONFINADO



(B) ACUIFERO NO CONFINADO

DESCARGA DE LOS ACUIFEROS

4

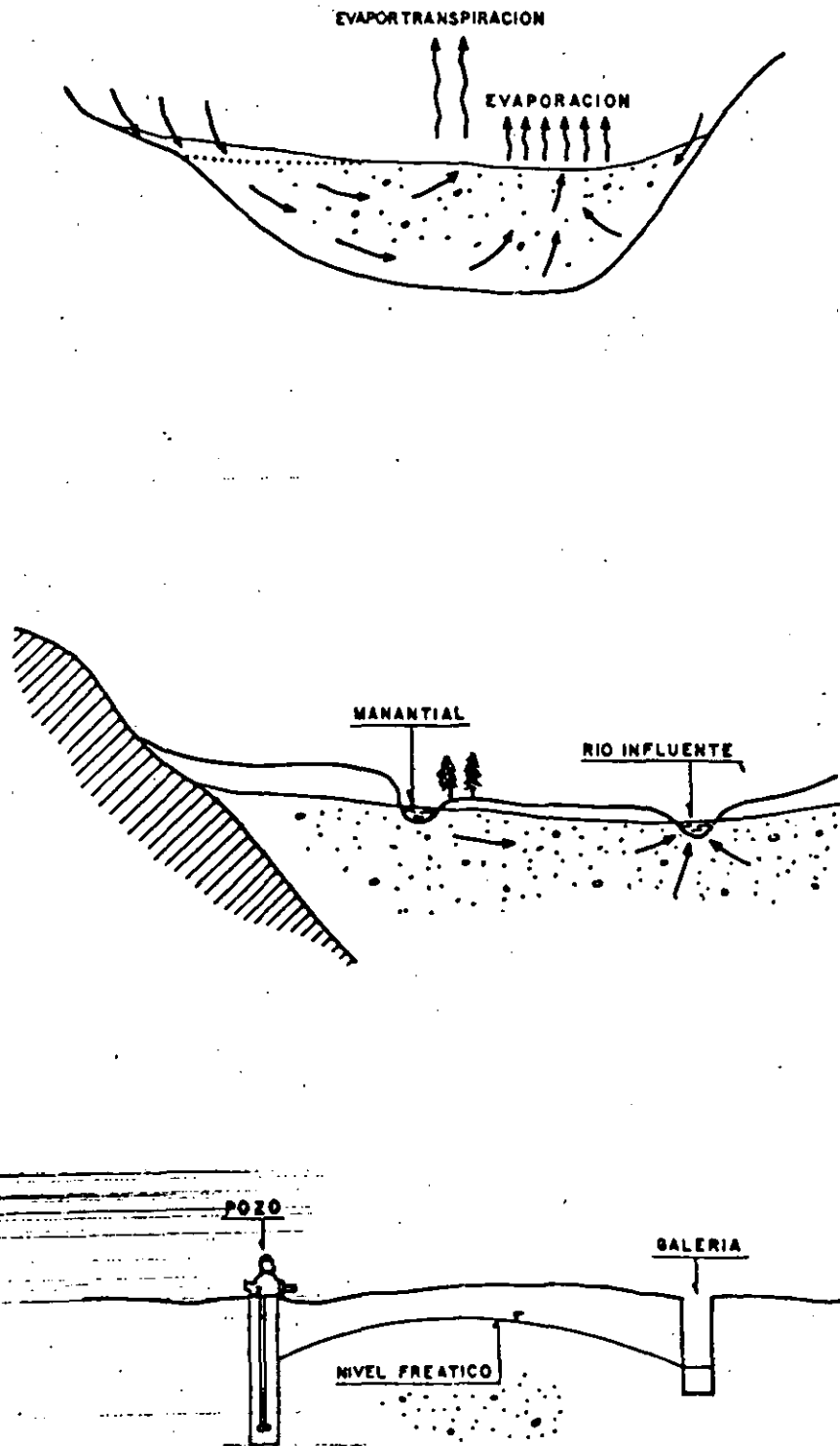
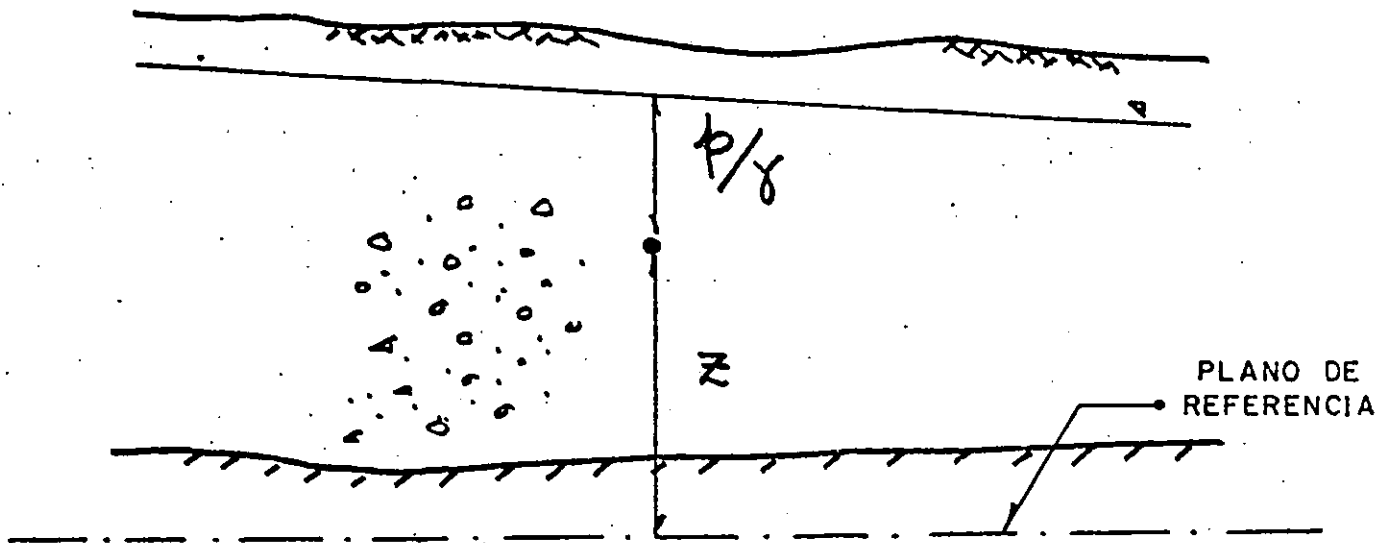


FIGURA N° 3

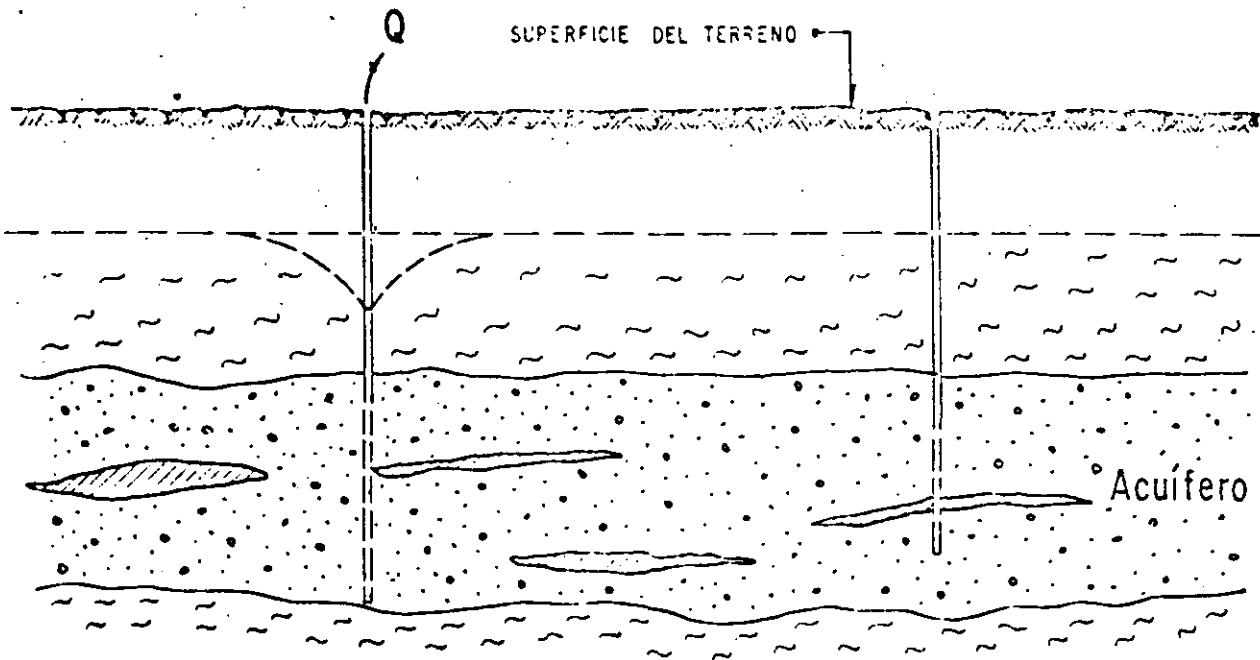
CARGA HIDRAULICA



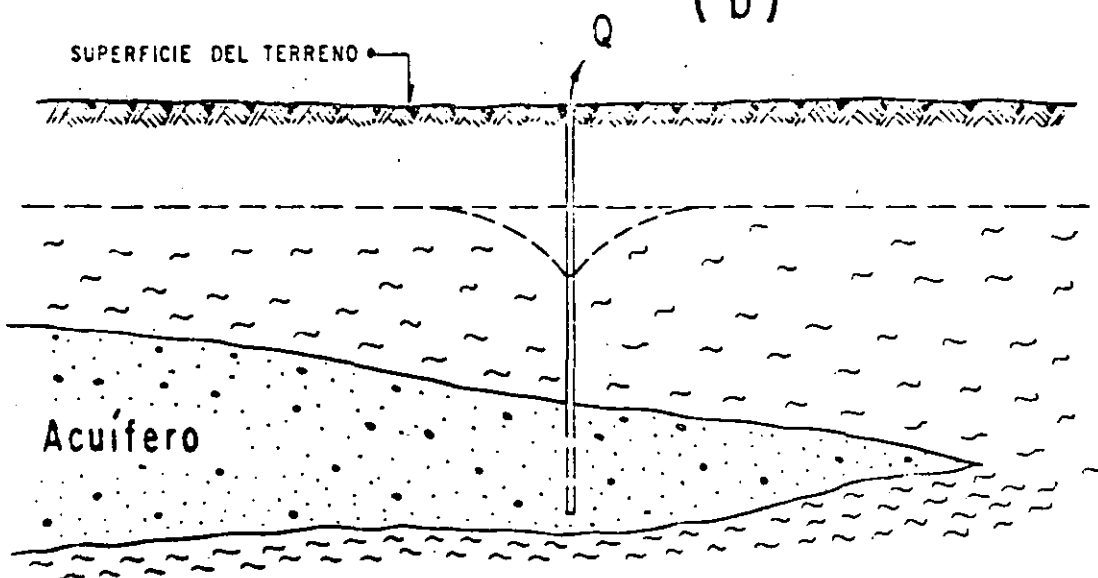
$$\text{CARGA HIDRAULICA} = \text{CARGA DE POSICION} + \text{CARGA DE PRESION} + \text{CARGA DE VELOCIDAD (Despreciable)}$$

$$h = z + p/\gamma + \cancel{\frac{v^2}{2g}}$$

(a)



(b)



(a).- Acuífero homogéneo de espesor constante.

(b).- Acuífero de espesor variable.

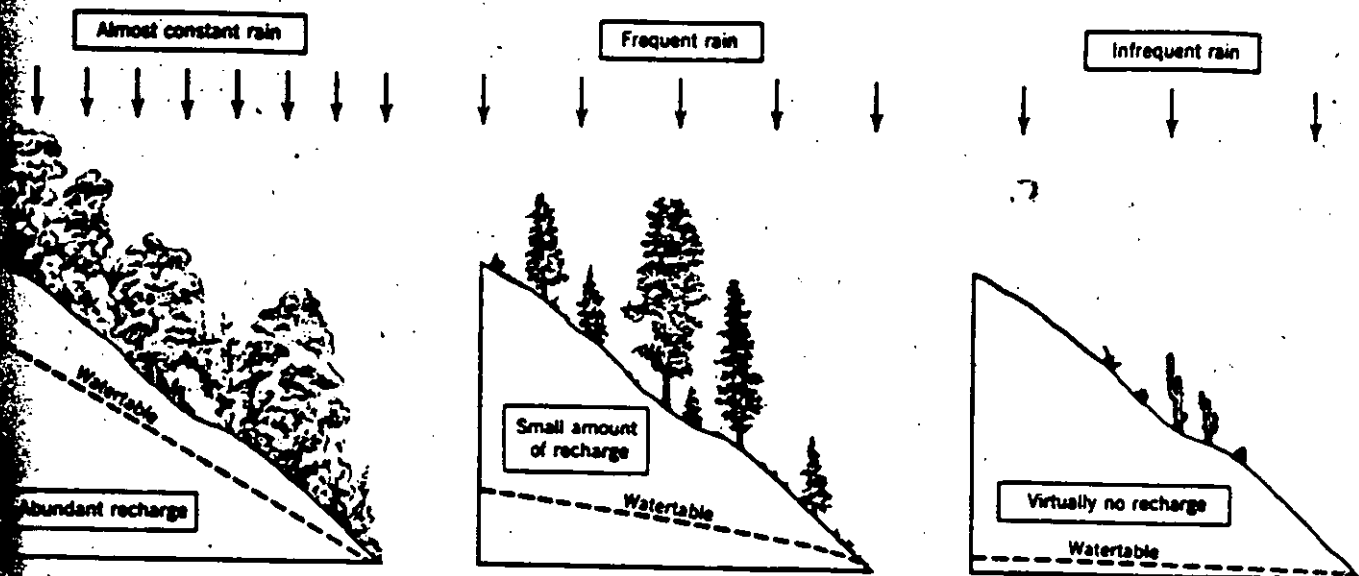


Figure 12.1 Diagrams showing the effect of varying amounts of recharge on the position of the watertable. Permeability of the rocks in the three diagrams are identical.

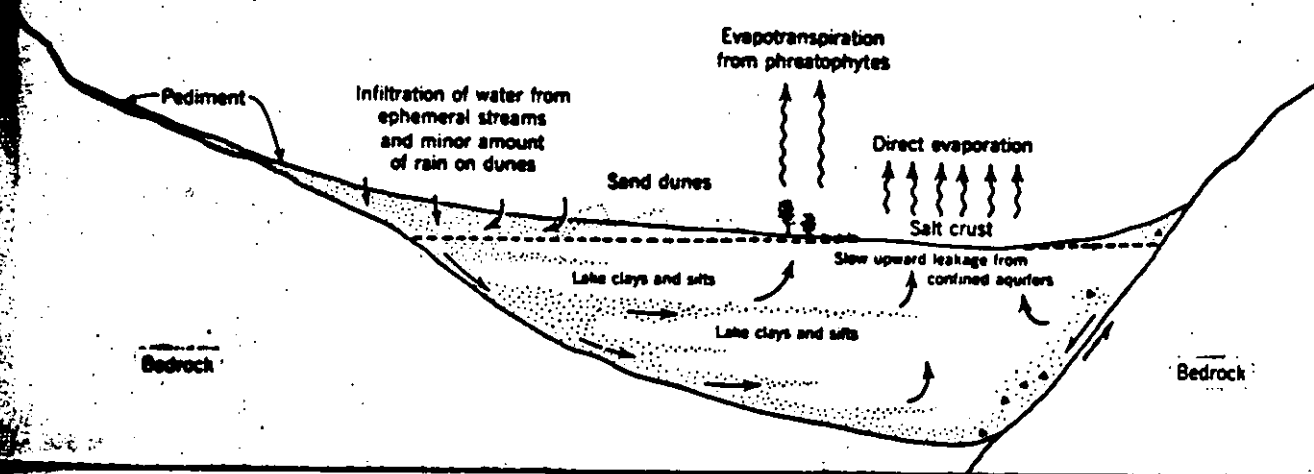
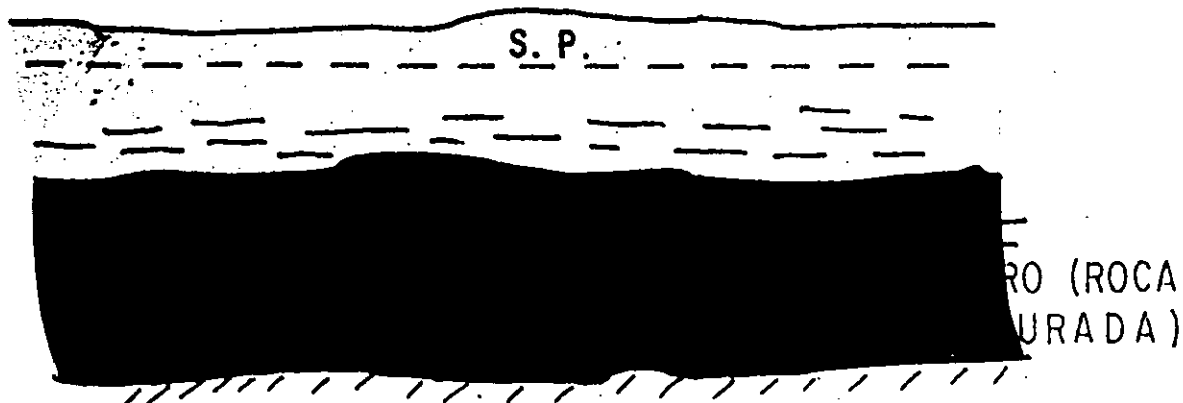
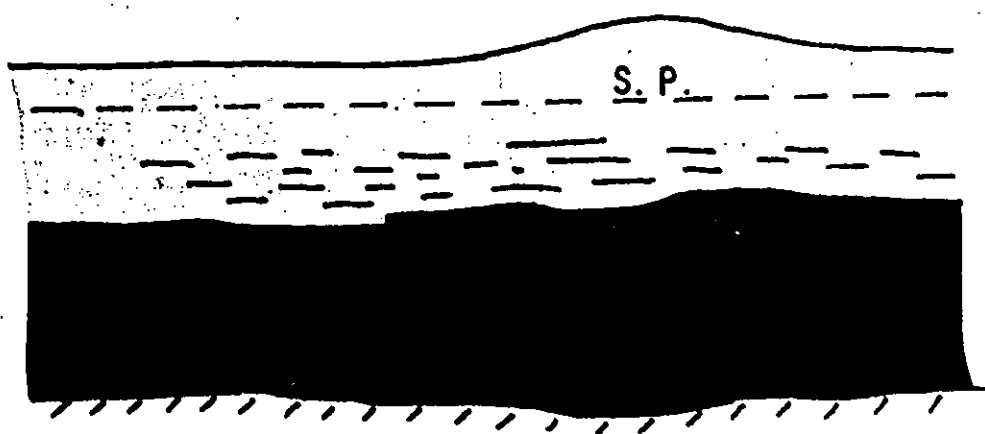
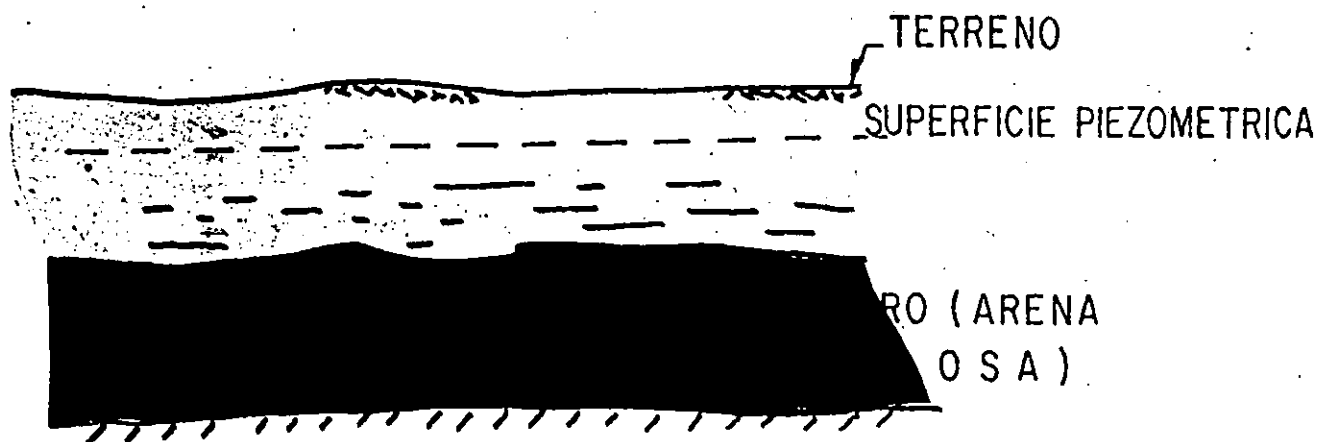


Figure 12.2 Ground-water circulation in a simple closed basin in a desert. Heavy dotted line indicates the elevation that water would reach if they were drilled.

RANGOS DE VALORES DE POROSIDAD, RENDIMIENTO ESPECIFICO Y PERMEABILIDAD DE ALGUNAS FORMACIONES COMUNES

FORMACION	n (%)	Sy (%)	K (m/seg)
Arcilla	45 a 60	1 a 10	10^{-10} a 10^{-6}
Arena	35 a 40	10 a 30	5×10^{-5} a 2×10^{-3}
Grava	30 a 40	15 a 30	5×10^{-4} a 7×10^{-3}
Grava y arena	20 a 35	15 a 25	10^{-5} a 3×10^{-3}
Arenisca	10 a 20	5 a 15	5×10^{-6} a 3×10^{-5}
Caliza	1 a 10	0.5 a 5	muy variable

RELACION COMPRESIBILIDAD - COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO



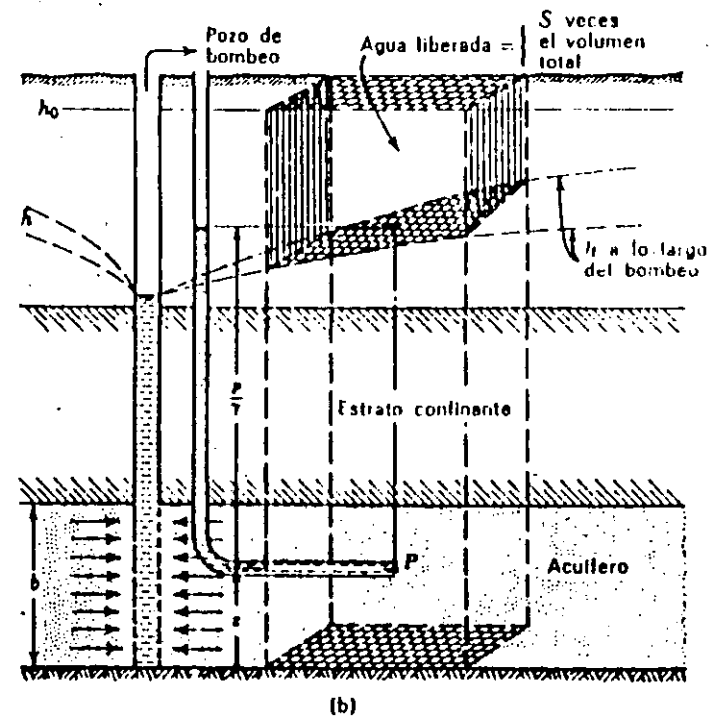
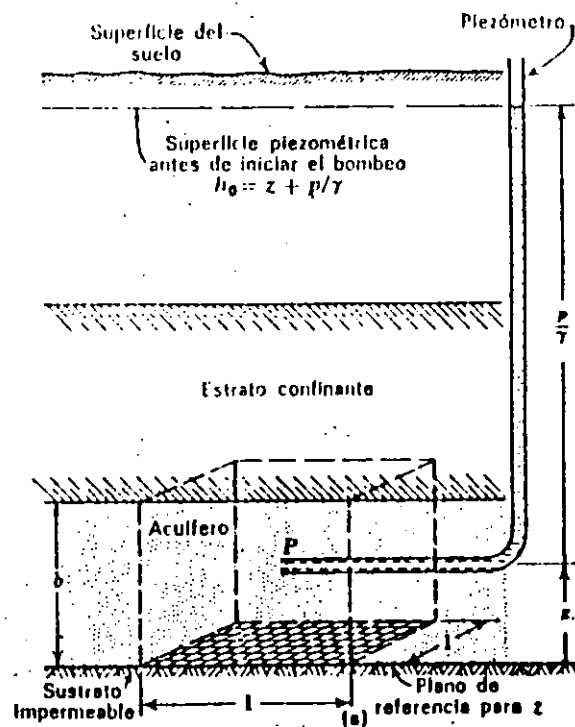


FIG. 8.10. — Interpretación física del coeficiente de almacenamiento S . Izquierda: antes de iniciar el bombeo. Derecha: durante el bombeo.

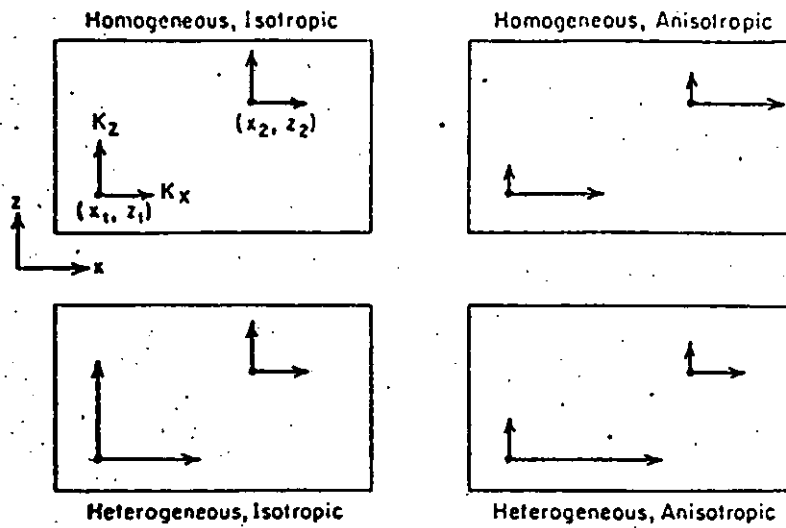


Figure 2.8 Four possible combinations of heterogeneity and anisotropy.

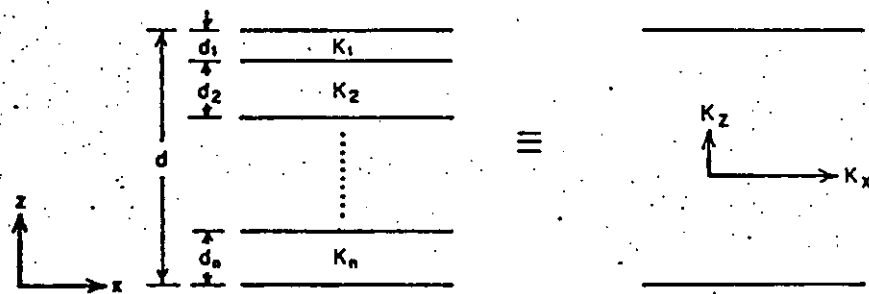


Figure 2.9 Relation between layered heterogeneity and anisotropy.

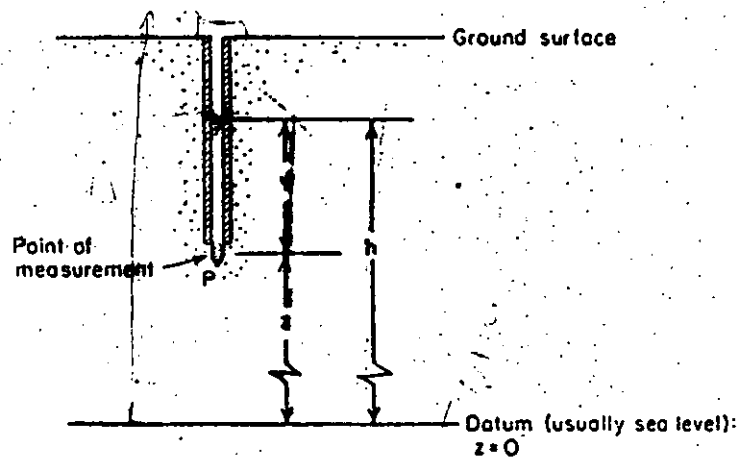


Figure 2.27 Hydraulic head h , pressure head ψ , and elevation head z for a field piezometer.

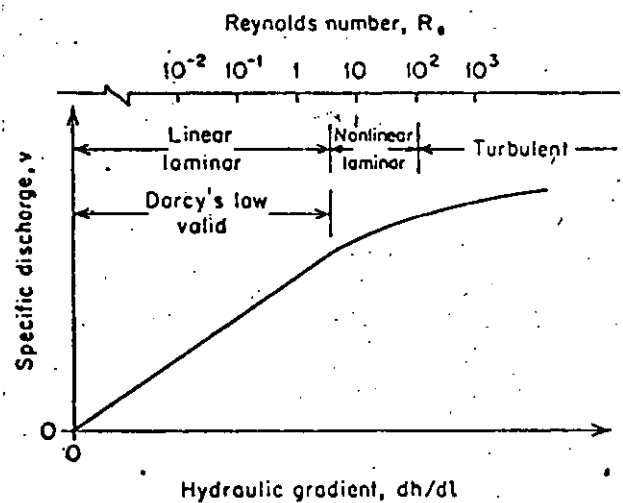
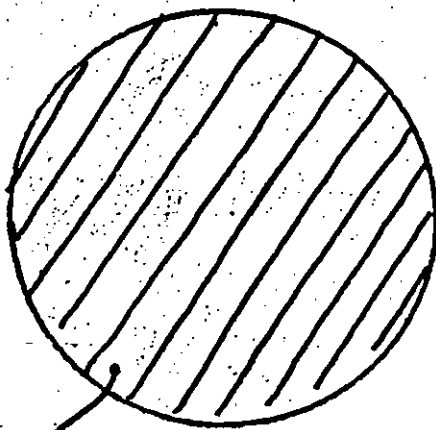
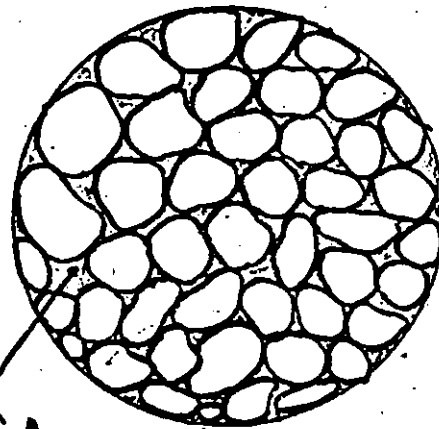


Figure 2.28 Range of validity of Darcy's law.

VELOCIDAD APARENTE Y VELOCIDAD DE FILTRACION

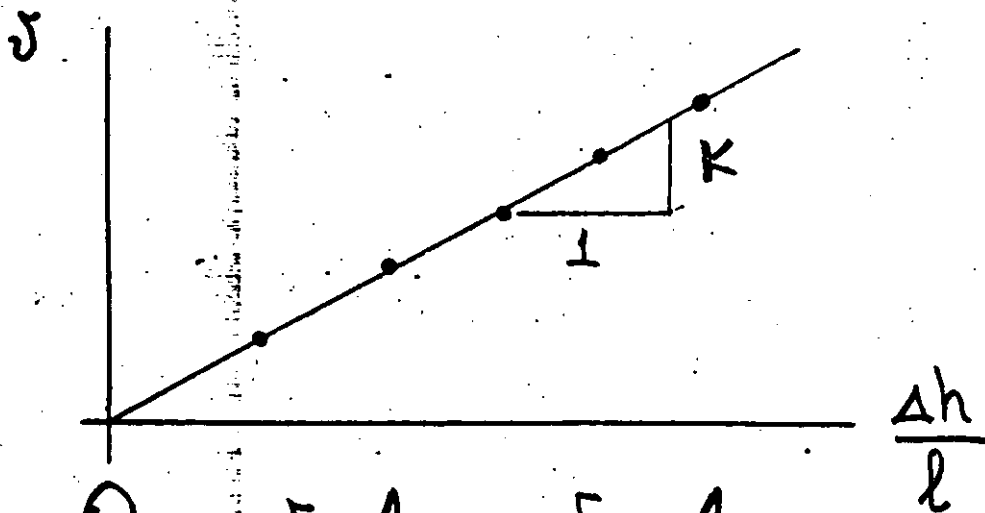


A_T



$$A_f = A_T \cdot n_e$$

$$v = \frac{Q}{A} = K \cdot \frac{\Delta h}{l}$$



$$Q = v \cdot A = v_f \cdot A_f$$

$$v_f = \frac{v}{n_e}$$

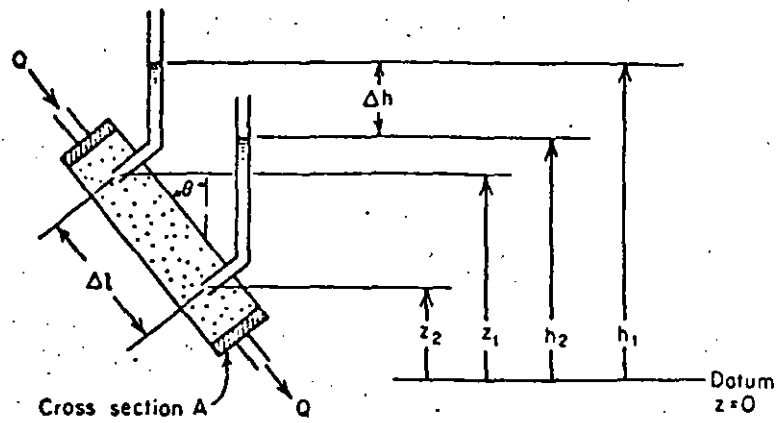


Figure 2.1 Experimental apparatus for the illustration of Darcy's law.

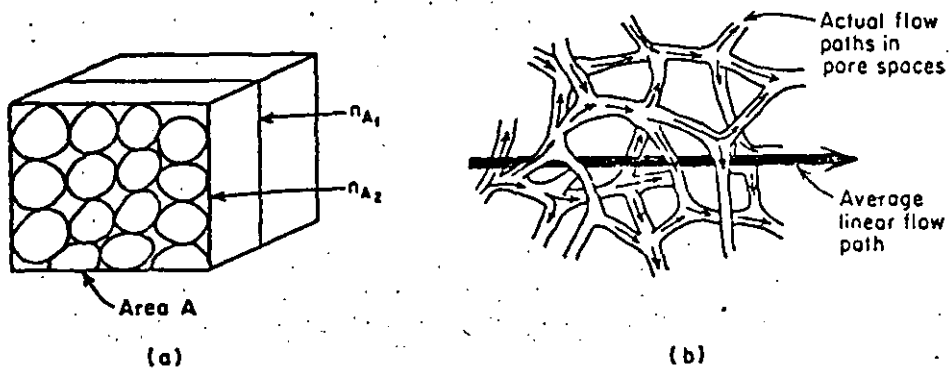


Figure 2.27 Concepts of (a) areal porosity and (b) average linear velocity.

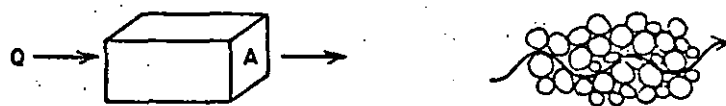
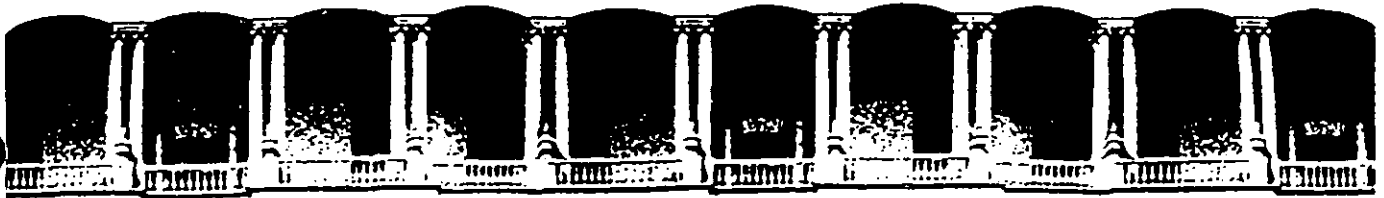


Figure 2.2 Macroscopic and microscopic concepts of groundwater flow.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y

DISEÑO DE POZOS

PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD

I N T R O D U C C I O N

I.- INTRODUCCIÓN.

DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN POZO DE BOMBEO EL - TÉCNICO RESPONSABLE DEBE TOMAR UNA DECISIÓN CRÍTICA CUANDO LA PERFORACIÓN EXPLORATORIA ALCANZA LA PROFUNDIDAD DE PROYECTO. ENTONCES, CON BASE EN INFORMACIÓN FRECUENTEMENTE ESCASA O DUDOSA DEBE DISEÑAR LA TERMINACIÓN DEL POZO BAJO LA PRESIÓN QUE IMPONE EL ALTO COSTO DE UNA MÁQUINA PARADA. A MENUDO LA DECISIÓN NO ES ACERTADA. POR EJEMPLO, LA CÁMARA Y EL EQUIPO DE BOMBEO SON SOBREDIMENSIONADOS PARA EXTRAER UN CAUDAL QUE EL ACUÍFERO NO PUEDE SOSTENER; OTRAS VECES, LA OBRA ES DESECHADA PREMATURAMENTE, CUANDO ALGUNOS INDICIOS ENGAÑOSOS SUGIEREN QUE NO PUEDE ESPERARSE UN CAUDAL APROVECHABLE. EN TALES CASOS LA INVERSIÓN PERDIDA SUELE SER RESPETABLE.

DADO QUE DE SU ADECUADO DISEÑO DEPENDE QUE EL POZO RESULTE UNA CAPTACIÓN EFICIENTE Y DE LARGA VIDA ÚTIL, ES IMPORTANTE DESTACAR LA NECESIDAD DE OBTENER DATOS Y REGISTROS CONFIABLES DURANTE LA ETAPA EXPLORATORIA DEL POZO: CORTE GEOLÓGICO, REGISTROS ELÉCTRICO Y DE PENETRACIÓN, CONTROL DE LODOS, PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD Y DATOS DE POZOS CIRCUNVECINOS.

LAS PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD APORTAN ELEMENTOS DE JUICIO ADICIONALES PARA TOMAR LA DECISIÓN REFERIDA - Y, EN SU CASO, PARA DISEÑAR EL POZO. SIN EMBARGO, DEBEN CONOCERSE CLARAMENTE SUS ALCANCES Y LIMITACIONES PARA NO MAL INTERPRETAR SUS RESULTADOS. POR UNA PARTE, DEBE RECORDARSE QUE LA PRESENCIA DEL LODO EN LA PARED Y EN EL ENTORNO DEL POZO ENMASCARA LA RESPUESTA DEL ACUÍFERO; Y POR OTRA, QUE LOS RESULTADOS DE ESTAS PRUEBAS, GENERALMENTE DE PEQUEÑO CAUDAL Y CORTA DURACIÓN, NO PUEDEN EXTRAPOLARSE A CAUDALES Y TIEMPOS NORMALES DE OPERACIÓN DE UN POZO.

TOMANDO EN CONSIDERACIÓN QUE EN LA CONSTRUCCIÓN - DE POZOS, EL INGENIERO DE LA OBRA O TÉCNICO RESPONSABLE DE LA MISMA, EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS ÚNICAMENTE DISPONE DEL CORTE LITOLÓGICO Y REGISTRO ELÉCTRICO PARA DISEÑAR O DAR EL PROGRAMA DE TERMINACIÓN DEL POZO; A CONTINUACIÓN SE EXPONDRÁ UN RESUMEN DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE DEBEN APLICARSE PARA LA TOMA DE DATOS Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LOS POZOS, CON OBJETO DE QUE DICHO TÉCNICO RESPONSABLE CUENTE CON MÁS INFORMACIÓN AL ELABORAR SU DISEÑO.

II.- DESCRIPCIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS APLICABLES PARA LA TOMA DE DATOS DURANTE LA ETAPA EXPLORATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN POZO.

A MANERA DE DEFINICIÓN PODEMOS INDICAR QUE SE DENOMINA POZO PROFUNDO A UNA OBRA CUYAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS SON EL RESULTADO DE UNA SERIE DE ESTUDIOS Y DEL DESARROLLO DE ACTIVIDADES, TRABAJOS, OPERACIONES Y MANIOBRAS QUE SE EFECTÚAN MEDIANTE EL USO DE MAQUINARIA, EQUIPO, HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS ADECUADOS PARA REALIZAR UN ORIFICIO CORTANDO LOS MATERIALES DEL SUBSUELO, INSTALAR TUBERÍAS PARA ADEME Y EJECUTAR UN CONJUNTO DE OPERACIONES Y PRUEBAS PARA QUE DICHA OBRA SEA UTILIZADA EN LA EXTRACCIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS.

LAS CARÁCTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS FINALES DE ESTE TIPO DE OBRA, ESTARÁN SIEMPRE EN FUNCIÓN DE LOS OBJETIVOS PREESTABLECIDOS Y ÉSTOS EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS, SE RESUMEN EN DOS TIPOS PRINCIPALES DE LA OBRA: EL POZO PROFUNDO DE EXPLORACIÓN Y EL POZO PROFUNDO DE EXPLOTACIÓN.

CUANDO SE REQUIERE CONSTRUIR UN POZO PROFUNDO EN UNA ZONA EN LA QUE NO SE CONOCEN SUS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS, POR LO GENERAL ES NECESARIO CONSIDERAR QUE EL POZO DEBE SER DE CARÁCTER EXPLORATORIO Y SUS RESULTADOS SIEMPRE DEBERÁN CALIFICARSE COMO POSITIVOS YA QUE EL VOLUMEN DE INFORMACIÓN QUE APORTARÁ SERÁ SIEMPRE ÚTIL E INDISPENSABLE PARA EL CONOCIMIENTO DE LAS POSIBILIDADES ACUÍFERAS DE LA ZONA.

FRECUENTEMENTE ES NECESARIO CONSTRUIR NO SOLO UNO SINO VARIOS POZOS EXPLORATORIOS CON OBJETO DE DEFINIR EN FORMA PRECISA LA NATURALEZA DEL MARCO GEOLÓGICO, LA GEOMETRÍA Y LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS E HIDROGEOQUÍMICAS DEL ACUÍFERO, PARA DETERMINAR A TRAVÉS DE ESTUDIOS DE EVALUACIÓN GEOHIDROLÓGICA EL RÉGIMEN DE EXPLOTACIÓN RACIONAL A QUE DEBERÁ SOMETERSE EL ACUÍFERO.

DESPUÉS DE QUE SE HA OBTENIDO UN CONOCIMIENTO PRECISO DE LAS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS GENERALES DE LA ZONA Y UNA VEZ DETERMINADO EL RÉGIMEN DE EXPLOTACIÓN CONVENIENTE, SE DEBE ESTABLECER UN PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN DE UN CIERTO NÚMERO DE POZOS DE EXPLOTACIÓN, CUYAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS FINALES SERÁN PREDETERMINADAS EN FUNCIÓN DEL CAUDAL INSTANTÁNEO QUE SE DESEA EXTRAER, ASÍ COMO DE LAS CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS PRESENTES Y LAS ESTIMADAS A FUTURO DEL ACUÍFERO, FACTORES QUE SON DE GRAN IMPORTANCIA EN EL DESARROLLO CONSTRUCTIVO DEL CONJUNTO DE POZOS.

SIEMPRE DEBERÁ TENERSE CUIDADO DE NO CONSTRUIR POZOS DEMASIADO SOMEROS NI EXCESIVAMENTE PROFUNDOS, YA QUE UN POZO DEMASIADO SOMERO A MUY CORTO PLAZO PODRÍA PRESENTAR PROBLEMAS DE OPERACIÓN Y UN POZO EXCESIVAMENTE PROFUNDO PODRÍA SIGNIFICAR COSTOS INNECESARIOS.

CON FRECUENCIA SUELE SUCEDER QUE AÚN CUANDO YA SE TIENE UN CONOCIMIENTO GENERAL DE LAS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS - DE UNA ZONA, AL CONSTRUIR LOS POZOS DE EXPLOTACIÓN SE OBTIENEN RESULTADOS ADVERSOS DEBIDO A QUE AL PERFORAR EN UN SITIO DETERMINADO LOS RESULTADOS OBTENIDOS SON DIFERENTES A LOS ESPERADOS. ÉSTO DEBE CONSIDERARSE HASTA CIERTO PUNTO NORMAL, YA QUE DEBE RECORDARSE QUE A TRAVÉS DE LOS ESTUDIOS DE EVALUACIÓN GEOHIDROLÓGICA SE OBTIENE - UN CONOCIMIENTO GENERAL DE LA ZONA ACUÍFERA EL CUAL SE VA AFINANDO Y HACIENDO MÁS PRECISO A MEDIDA QUE SE VAN REALIZANDO NUEVOS ESTUDIOS Y NUEVAS OBRAS. ES POR ESTA RAZÓN QUE EN TODA NUEVA OBRA DE - PERFORACIÓN AÚN CUANDO SU OBJETIVO SEA YÁ DE EXPLOTACIÓN, SIEMPRE SE DEBERÁ CONSIDERAR A LA ETAPA DE PERFORACIÓN INICIAL, SIN IMPORTAR EL DIÁMETRO CON QUE ÉSTA SE EFECTÚE, COMO UNA ETAPA DE PERFORACIÓN EXPLORATORIA.

EXPRESADOS ESTOS PUNTOS DE VISTA, SE COMPRENDERÁ QUE EN LA PERFORACIÓN DE TODO TIPO DE POZO PROFUNDO, SIEMPRE EXISTIRÁ UNA ETAPA DE EXPLORACIÓN Y LOS DATOS QUE SE OBTENGAN DURANTE SU PROCESO, SERÁN SIEMPRE DE GRAN VALOR EN VIRTUD DE QUE SERVIRÁN DE APOYO, CONJUNTAMENTE CON LA INFORMACIÓN GENERAL DE LA ZONA, PARA ESTABLECER EL DISEÑO PARTICULAR, DE TERMINACIÓN DE UN POZO.

MUESTREO Y CORTE LITOLÓGICO.

LA ETAPA DE PERFORACIÓN DE EXPLORACIÓN SE INICIA EN EL MOMENTO EN QUE LA BARRENA EMPIEZA A REMOVER O A CORTAR LOS - MATERIALES PRIMERAMENTE EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO Y POSTERIOR-- MENTE A DIVERSAS PROFUNDIDADES EN EL SUBSUELO. COMO CONSECUENCIA - DE ESTE CORTE DE MATERIALES, AL ASCENDER ÉSTOS A LA SUPERFICIE SE DEBE EFECTUAR LA TOMA DE MUESTRAS EN FORMA CUIDADOSA Y PRECISA A - INTERVALOS QUE PUEDEN SER DE CADA UNO O DOS METROS DE PROFUNDIDAD

PERFORADA, SEGÚN LAS NECESIDADES DE CADA POZO, Y CADA MUESTRA SE -
VA ANALIZANDO GEOLÓGICAMENTE PARA OBTENER UN CORTE LITOLÓGICO PRE-
LIMINAR DEL SITIO PERFORADO.

CONTROL DE LOS FLUÍDOS DE PERFORACIÓN.

NORMALMENTE, DURANTE LOS TRABAJOS DE PERFORACIÓN SE EMPLEAN EQUIPOS QUE BIEN PUEDEN SER DEL TIPO PERCUSION O ROTATO RIO, UTILIZANDO COMO FLUIDO DE PERFORACIÓN EN ESTOS ÚLTIMOS, AGUA, LODOS BENTONÍTICOS, AIRE, INCLUSO LA COMBINACIÓN DE ÉSTOS, SEGÚN - SEAN SISTEMAS DE CIRCULACIÓN DIRECTA, INVERSA O NEUMÁTICOS.

CUANDO SE USAN LODOS BENTONÍTICOS COMO FLUÍDO DE PERFORACIÓN, ES MUY ÚTIL CONOCER CON PRECISIÓN LAS CARACTERÍSTICAS DE SALINIDAD DEL AGUA CON QUE SE PREPARA EL LODO, YA QUE A MEDIDA QUE SE VA PROFUNDIZANDO LA PERFORACIÓN RESULTA CONVENIENTE EFECTUAR LA TOMA DE MUESTRAS DE RETORNO DEL LODO, CON OBJETO DE DETERMINAR SUS CARACTERÍSTICAS DE SALINIDAD A TRAVÉS DEL EMPLEO DE CONDUCTIVÍ METROS O RESISTIVÍMETROS, ASÍ COMO SU VISCOSIDAD Y DENSIDAD, ME- - DIANTE EL EMPLEO DE VISCOSÍMETROS Y BALANZAS DE LODOS.

COMPARANDO LAS CARACTERÍSTICAS HIDROGEOQUÍMICAS Y FISICOQUÍMICAS DEL FLUÍDO DE PERFORACIÓN ANTES Y DESPUÉS DE HABER CIRCULADO A TRAVÉS DEL POZO, PODEMOS OBTENER OBSERVACIONES QUE SON DE GRAN UTILIDAD SOBRE TODO EN AQUELLOS CASOS EN QUE ES FACTIBLE - LA EXISTENCIA DE ACUÍFEROS CON ESTRATOS SALINOS O CONTAMINADOS CON CIERTOS ELEMENTOS QUÍMICOS NOCIVOS PARA LAS PLANTAS, ANIMALES U OR GANISMOS HUMANOS.

REGISTRO ELÉCTRICO.

CUANDO SE HA LLEGADO A LA PROFUNDIDAD TOTAL PROGRAMADA Y SE HAN OBTENIDO TODAS LAS MUESTRAS DE MATERIALES PERFORADOS, ES MUY IMPORTANTE Y NECESARIO QUE SE EFECTÚE UN REGISTRO ELÉCTRICO DEL INTERIOR DEL POZO PERFORADO.

PARA EFECTUAR ESTA OPERACIÓN SE REQUIERE LA UTILIZACIÓN DE UN EQUIPO MULTIELECTRODO CON INSTRUMENTACIÓN SUFICIENTE PARA PROPORCIONAR MÍNIMO UNA CURVA DE POTENCIAL ESPONTÁNEO Y DOS CURVAS DE RESISTIVIDAD, NORMAL Y LATERAL.

CON EL APOYO DE LAS GRÁFICAS DEL REGISTRO ELÉCTRICO, DE LAS GRÁFICAS DE PENETRACIÓN Y DEL CORTE LITOLÓGICO PRELIMINAR, SE ANALIZAN EN FORMA CONJUNTA TODOS ESTOS DATOS Y SE INTEGRA EL CORTE LITOLÓGICO DEFINITIVO CON BASE AL CUAL SE DETERMINA EL DISEÑO DE TERMINACIÓN FINAL DEL POZO, CUIDANDO QUE LA UBICACIÓN Y CANTIDAD DE TRAMOS DE TUBERÍA PARA ADEME, TANTO LISA COMO RANURADA O CEDAZOS, SEA LA MÁS CONVENIENTE EN FUNCIÓN DEL USO PROGRAMADO DEL POZO.

UN REGISTRO ELÉCTRICO, COMPLEMENTADO CON EL CORTE LITOLÓGICO PROPORCIONA INFORMACIÓN SOBRE LA NATURALEZA DE LAS FORMACIONES QUE HAN SIDO ATRAVESADAS POR LA BARRENA Y PERMITE CONOCER LA PROFUNDIDAD Y ESPESOR DE CADA ESTRATO.

LA INFORMACIÓN ACERCA DEL TIPO DE AGUA QUE EXISTE EN UN ACUÍFERO SE ESTIMA DE ACUERDO CON EL COMPORTAMIENTO DE LAS CURVAS DE POTENCIAL ESPONTÁNEO Y LA RESISTIVIDAD, DEBIÉNDOSE TOMAR MUY EN CUENTA LA CALIDAD QUÍMICA DEL FLUÍDO DE PERFORACIÓN. MEDIANTE EL ANÁLISIS DE ESTAS CURVAS SE PUEDE OBSERVAR QUÉ ESTRATOS CON-

TIENEN AGUA DE BUENA CALIDAD Y CUALES CONTIENEN AGUAS DE CALIDAD - SALOBRE O BIEN AGUA SALADA. ASÍMISMO, ES POSIBLE DETERMINAR QUÉ ESTRATOS SON EMINENTEMENTE ARCILLOSOS, CUÁLES SON PERMEABLES Y CUÁLES SON IMPERMEABLES. DE ESTE MODO, LOS ESTRATOS NO CONVENIENTES PUEDEN SER AISLADOS, SELLADOS O ABANDONADOS EN EL CASO DE SER EL ESTRATO MÁS PROFUNDO.

DADO QUE LA PROFUNDIDAD Y EL ESPESOR DE CADA ACUÍFERO PUEDEN SER DETERMINADOS POR EL REGISTRO ELÉCTRICO, PODRÁN SER COLOCADOS LOS CEDAZOS EN FORMA EXACTA Y ÚNICAMENTE FRENTE A LAS FORMACIONES ACUÍFERAS SUSCEPTIBLES DE EXPLOTACIÓN.

MIENTRAS EXISTAN MÁS REGISTROS ELÉCTRICOS, PRUEBAS DE BOMBEO Y CURVAS DE PRODUCCIÓN DE LOS POZOS CONSTRUÍDOS EN UNA ZONA, INFORMACIÓN QUE DEBE ESTAR CORRELACIONADA, SE PODRÁN CONSTRUIR MÁS EFICIENTEMENTE LOS POZOS SUBSIGUIENTES.

AUNQUE LOS REGISTROS ELÉCTRICOS NO PUEDAN DETERMINAR EL RENDIMIENTO DE UN ACUÍFERO, SON EXTREMADAMENTE ÚTILES PARA ANALIZAR ESTE PROBLEMA, DADO QUE HACEN POSIBLE CALCULAR EL ESPESOR NETO DE LOS ESTRATOS PERMEABLES DEL ACUÍFERO.

III.- EQUIPO NECESARIO CON QUE DEBEN ESTAR PROVISTAS LAS MÁQUINAS PERFORADORAS PARA ESTAR EN CONDICIONES DE EJECUTAR PRUEBAS - PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD.

A) PARA CUCHAREO:

- UNA CUCHARA DEL TIPO DE VÁLVULA DE DARDO - -
(FIG.

B) PARA SIFONEO: (FIG.

- UN COMPRESOR DE CAPACIDAD Y PRESIÓN SUFICIENTE, EQUIPADO CON TANQUE DE ALMACENAMIENTO.
- TUBERÍA EDUCTORA O DE BOMBEO.
- TUBERÍA DE MENOR DIÁMETRO PARA LA INYECCIÓN DE AIRE.
- CABEZAL DE SIFONEO.
- UNA MANGUERA FLEXIBLE DE ALTA PRESIÓN.
- UNA VÁLVULA DE ALIVIO
- UNA VÁLVULA DE ABERTURA RÁPIDA.

c) PARA INYECCIÓN DE AIRE:

- UNA BOMBA RECIPROCANTE (PUEDE UTILIZARSE LA BOMBA DE LODOS QUE ESTÉ INTEGRADA AL EQUIPO DE PERFORACIÓN).
- TUBERÍA DE PERFORACIÓN.

IV. - DESCRIPCIÓN DE LA EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD.

- a) LAS PRUEBAS DE PRODUCTIVIDAD EJECUTADAS POR CUCHAREO SOLAMENTE SON RECOMENDABLES EN POZOS CONSTRUIDOS CON MÁQUINAS DE PERCUSIÓN O BIÉN -

EN AQUELLOS REALIZADOS CON EQUIPOS ROTATORIOS QUE NO HAYAN REGISTRADO PROBLEMAS POR DERRUMBES DE LAS PAREDES DEL AGUJERO OCASIONADOS POR LA INESTABILIDAD DEL MATERIAL ATRAVEZADO; PARA EL CUCHAREO ES CONVENIENTE EMPLEAR UNA CUCHARA CON VÁLVULA DE DARDO QUE PERMITA DESCARGAR EN FORMA RÁPIDA EL FLUIDO CONTENIDO EN ELLA.

LOS DATOS QUE DEBEN TOMARSE DURANTE LA PRUEBA POR CUCHAREO, SON LOS SIGUIENTES:

- CALCULAR LA CAPACIDAD O VOLUMEN INTERIOR DE LA CUCHARA.
- HORA DE INICIACIÓN Y TERMINACIÓN DEL CUCHAREO.
- TIEMPO UTILIZADO EN EL DESCENSO Y ASCENSO DE LA CUCHARA PARA LA EXTRACCIÓN DE SU VOLUMEN UNITARIO.
- NÚMERO DE VECES EN QUE EXTRAJO FLÚIDO (LODO Y/O AGUA) LA CUCHARA.
- LECTURA DE LOS NIVELES DE LODO O AGUA EN EL POZO DESDE EL INICIO DEL CUCHAREO HASTA SU CONCLUSIÓN.

EJEMPLO DE INTERPRETACIÓN:

VOLUMEN CUCHARA = 400 LITROS.

NIVEL ESTÁTICO = 15 METROS.

NIVEL MÁXIMO DURANTE CUCHARO = 15,50 METROS.

NÚMERO VECES ACCIONÓ CUCHARA = 20

TIEMPO UTILIZADO POR CUCHARA = 5 MINUTOS.

INTERPRETACIÓN.

VOLUMEN TOTAL EXTRAÍDO = $20 \times 400 = 8,000$ LITROS.

ABATIMIENTO OBSERVADO = $15,50 - 15,00 = 0,50$ METROS.

TIEMPO EMPLEADO = $5 \times 20 = 100$ MINUTOS.

GASTO DEL CUCHARO = $\frac{8,000 \text{ LITROS}}{6,000 \text{ SEG.}} = 1,33 \text{ L.P.S.}$

CAPACIDAD ESPECÍFICA = $\frac{\text{GASTO}}{\text{ABATIMIENTO}} = \frac{1,33 \text{ L.P.S.}}{0,50 \text{ METROS}} = 2,66 \text{ LPS/METROS}$

B) LAS PRUEBAS DE PRODUCTIVIDAD POR MEDIO DE SIFONEO SON RECOMENDABLES AÚN EN AQUELLOS POZOS -- CONSTRUIDOS EN MATERIALES INESTABLES, EN LOS -- CUALES DEBERÁ UTILIZARSE PREFERENTEMENTE EL -- ARREGLO DE TUBERÍA MOSTRADA EN LA FIG. YA QUE EN ESTE ARREGLO LA TUBERÍA EDUCTORA TIENE EL -- MISMO DIÁMETRO EXTERIOR EN TODA SU LONGITUD, -- ES DECIR NO ESTÁ PROVISTA DE COPLES, LO CUAL -- ELIMINA EN GRAN PARTE LA POSIBILIDAD DE ATRAPAMIENTO DURANTE ALGÚN DERRUMBE DE LAS PAREDES -- DEL POZO.

EL PROCEDIMIENTO DE SIFONEO CONSISTE EN INTRODUCIR EN EL POZO LAS TUBERÍAS: EDUCTORA O DE BOMBEO Y LA INYECTORA O LÍNEA DE AIRE, HASTA LA PROFUNDIDAD NECESARIA PARA QUE SE ESTABLEZCA EL BOMBEO CON AIRE. EN POZOS CONSTRUIDOS CON MÁQUINAS ROTATORIAS QUE EN SU OPERACIÓN HAYAN UTILIZADO LODOS BENTONÍTICOS NORMALMENTE NO ES POSIBLE DEFINIR EN SU ETAPA EXPLORATORIA LA PROFUNDIDAD DEL NIVEL ESTÁTICO, POR LO QUE EN ESTOS CASOS SE DIFICULTA SABER SI LA SUMERGENCIA QUE SE LE ESTÉ DANDO A LA TUBERÍA ES LA ADECUADA O SEA DEL ORDEN RECOMENDABLE DEL 60% PARA UNA MAYOR EFICIENCIA Y LA CUAL NORMALMENTE SE CALCULA DIVIDIENDO LA LONGITUD DE LA LÍNEA DE AIRE QUE QUEDE ABAJO DEL NIVEL ESTÁTICO, ENTRE SU LONGITUD TOTAL.

INSTALADAS LAS TUBERÍAS MENCIONADAS EN EL INTERIOR DEL AGUJERO EXPLORATORIO, SE PROCEDE A SIFONEAR EL POZO MEDIANTE INYECCIÓN DE AIRE, AFORANDO SU GASTO EN LA SUPERFICIE POR MEDIO DE UN RECIPIENTE DE VOLUMEN CONOCIDO Y EL TIEMPO EMPLEADO EN SU LLENADO. DURANTE EL BOMBEO CON AIRE DEBERÁN TOMARSE LECTURAS DEL NIVEL DINÁMICO EN EL ESPACIO ANULAR COMPRENDIDO ENTRE EL AGUJERO Y LA TUBERÍA EDUCTORA, UTILIZANDO PARA ELLO UNA Sonda ELÉCTRICA. BAJO ESTAS CONDICIONES EL SIFONEO DEBE REALIZARSE HASTA QUE SALGA AGUA LIMPIA; ÉSTO ES EN AQUELLOS POZOS QUE RESULTEN PRODUCTORES O BIEN HASTA QUE SE ABATA AL MÁXIMO POSIBLE EL NIVEL DEL LODO, CUANDO LA EXPLORACIÓN NO HAYA ATRAVERZADO FORMACIONES ACUÍFERAS.

EN EL SIFONEO DEBEN TOMARSE LOS SIGUIENTES DATOS:

- FECHA Y HORA DE INICIACIÓN Y TERMINACIÓN.
- PROFUNDIDAD A QUE TRABAJEN LAS TUBERÍAS DE BOMBEO Y LÍNEA DE AIRE.

- GASTO DEL SIFONEO
- LECTURAS DEL NIVEL DINÁMICO DE SIFONEO.
- REGISTRO DE TIEMPOS EFECTIVOS DE SIFONEO.
- CÁLCULO DEL VOLUMEN POR METRO DEL AGUJERO --
EXPLORATORIO.
- LECTURAS DE RECUPERACIÓN A CADA 5 MINUTOS --
DESPUÉS DE SUSPENDIDO EL SIFONEO.

CON LA INFORMACIÓN OBTENIDA SE PUEDE CALCULAR TENTATIVAMENTE LA CAPACIDAD ESPECÍFICA DEL POZO, TAL COMO SE ILUSTRAN EN EJEMPLO ANTERIOR.

- c) LA PRUEBA DE PRODUCTIVIDAD POR MEDIO DE INYECCIÓN DE AGUA TAMBIÉN ES RECOMENDABLE EN TODOS LOS CASOS Y DEBE REALIZARSE COMPLEMENTARIAMENTE A LAS DOS ANTES DESCRITAS; YA QUE EN AMBAS EL POZO AL CONCLUIR LA PRUEBA QUEDA CON AGUA LIMPIA POR HABER SIDO SOMETIDO A UN DESARROLLO INCIPIENTE.

ESTA PRUEBA CONSISTE EN INTRODUCIR TUBERÍA DE PERFORACIÓN FRANCA E INYECTAR AGUA A TRAVÉS DE ELLA, MIDIENDO CON UNA Sonda ELÉCTRICA LA VARIACIÓN ASCENDENTE DE SU NIVEL EN EL ESPACIO ANULAR.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD

PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD

CON OBJETO DE QUE SE CAPTE LA IMPORTANCIA QUE TIENE EL -
EFECTUAR "PRUEBAS PRELIMINARES DE PRODUCTIVIDAD" EN LA CONSTRUCCION DE POZOS EXPLORATORIOS Y DE PRODUCCION, PARA OBTENER INFORMACION COMPLEMENTARIA A LA QUE APORTA LA ETAPA EXPLORATORIA DE -
LA CONSTRUCCION DE UN POZO Y TOMANDO EN CONSIDERACION QUE EL TIPO DE PRUEBA QUE SE EJECUTE ESTARA EN FUNCION DEL METODO DE PERFORACION, COMO INTRODUCCION AL TEMA, SE HARA UNA BREVE DESCRIPCION DE LOS METODOS DE PERFORACION:

EQUIPO DE PERCUSION O PULSETA

= = = = =

EL MAS ANTIGUO DE LOS TIPOS DE EQUIPO ES EL QUE DISPONE DE UN BALANCIN, BARRAS COMPENSADORAS Y UNA UNIDAD MOTRIZ. AUN SE - ENCUENTRA EN USOS DE CIERTAS REGIONES. POR OTRA PARTE EL EQUIPO DE PERCUSION PORTATIL PUEDE EFECTUAR PERFORACIONES HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 1,000 M.

LAS PARTES PRINCIPALES DEL EQUIPO SON: (FIG. A)

- 1) ESTRUCTURA PRINCIPAL
- 2) MASTIL
- 3) LINEAS DE ELEVACION
- 4) SISTEMAS DE PERCUSION
- 5) UNIDAD DE POTENCIA

ESTRUCTURA PRINCIPAL. - CONSISTE EN UNA ARMAZON DE ACERO EN LA QUE SE MONTA EL EQUIPO DE PERFORACION, EL CUAL ADEMAS PUEDE - INSTALARSE SOBRE RIELES, CAMIONES O REMOLQUES.

MASTIL. - ES UNA ESTRUCTURA CON TIRANTES DE REFUERZO, GENERALMENTE TELESCOPICOS, QUE LE PERMITEN EVITAR DEFORMACIONES DEL MISMO Y FACILITAR EL TRANSPORTE DEL EQUIPO. EN LA SECCION SUPERIOR LLEVA ACOPLADOS UN JUEGO DE POLEAS PARA LINEAS DE ELEVACION Y UN AMORTIGUADOR CON COJINETES DE GOMA PARA ABSORVER LOS GOLPES Y VIBRACIONES DURANTE EL PROCESO DE PERFORACION.

LINEAS DE ELEVACION. - SON TRES CABLES QUE SE UTILIZAN DURANTE EL PROCESO DE LOS TRABAJOS; UNA LINEA SE DESTINA PARA LAS OPERACIONES DE PERFORACION, OTRA PARA LAS OPERACIONES DE CUCHAREO Y LA ULTIMA PARA EL MANEJO DE TUBERIAS. EL CABLE DE PERFORACION - ES DE TORONES TORCIDOS EN EL SENTIDO IZQUIERDO, A FIN DE QUE LAS UNIONES DE LAS HERRAMIENTAS QUE SON EL SENTIDO DERECHO PERMANEZCAN FIJAS O TIENDAN A APRETARSE DURANTE LAS OPERACIONES DEL GOLPEO.

SISTEMA DE PERCUSION.-CONSISTE ESENCIALMENTE DE UN BALANCIN Y UNA BIELA PITMAN; LA BIELA UNE AL BALANCIN CON EL ENGRANAJE DE LA MAQUINA, QUE AL GIRAR IMPRIME MOVIMIENTOS ASCENDENTES EN LA BIELA QUE SE TRANSMITEN AL BALANCIN Y QUE SE APROVECHAN PARA LOS EFECTOS DE PERCUSION. EN EL EXTREMO DEL BALANCIN LLEVA ADAPTADA UNA POLEA PARA EL CABLE QUE ACCIONA LA SARTA DE PERFORACION Y LA BIELA TIENE DOS O MAS POSICIONES QUE PERMITEN REGULAR LA CARRERA DEL BALANCIN; DE ESTA MANERA SE CONSIGUE, A MENOR BRAZO, MENOR GOLPE Y A MAYOR BRAZO MAYOR GOLPE.

UNIDAD DE POTENCIA.-CONSISTE DE UN MOTOR DE COMBUSTION INTERNA EN LA MAYORIA DE LOS CASOS DE TIPO DIESEL, POR SER MAS ECONOMICOS Y MAS DURABLES.

LAS HERRAMIENTAS DE PERFORACION SON LAS SIGUIENTES: (FIG.B)

- 1)PORTACABLE GIRATORIO
- 2)TIJERAS DE CARRERA CORTA
- 3)BARRA MAESTRA O BARRETON
- 4)BROCAS O TREPANOS
- 5)CUCHARA
- 6)RIMAS
- 7)GATO CIRCULAR
- 8)ELEVADOR DE HERRAMIENTAS
- 9)LLAVE DE ACERO PARA LAS UNIONES
- 10)PROTECTOR DE CABLES
- 11)CALIBRADORES DE TREPANOS

LAS CUATRO PRIMERAS HERRAMIENTAS CITADAS CONSTITUYEN LA SARTA DE PERFORACION Y SE UNEN ENTRE SI POR MEDIO DE ROSCAS HEMBRAS Y MACHOS.

PORTACABLE GIRATORIO.-SIRVE DE ENLACE ENTRE EL CABLE DE PERFORACION Y LAS DEMAS HERRAMIENTAS DE LA SARTA. EL MOVIMIENTO ROTARIO QUE TIENE, LE PERMITE PROTEGER EL CABLE CUANDO LA SARTA-

SE EXPONE A LOS MOVIMIENTOS GIRATORIOS EN OPERACIONES DE GOLPEO.

TIJERAS DE CARRERA CORTA.-Es una herramienta que consta de dos partes, las cuales se encuentran eslabonadas entre si, permitiendo una carrera conveniente entre ambas; tienen por objeto facilitar el destrave de la sarta, el desatascamiento del trepalo en el fondo del pozo y evitar una fuerte reaccion en la linea. - Estas se conectan inmediatamente al portacable.

BARRA MAESTRA O BARRETON.-Es una herramienta que se utiliza para darle peso y rigidez a la sarta de perforacion, la cual se conecta directamente a las tijeras.

BROCA O TREPANO.-Es el elemento cortante, el cual se conecta al barreton. Esta herramienta desempeña cuatro funciones principales que son: penetracion, trituracion, escarado y mezclado. Cada una de estas funciones se desarrolla en mayor o menor grado, segun las caracteristicas de las formaciones que atraviesan.

CUCHARA.-Es una herramienta que se usa para la extraccion de los cortes del fondo del pozo, es de forma cilindrica y hueca, con diametro menor y longitud mayor en relacion con el diametro y longitud del trepalo. En el extremo inferior se le adapta una valvula que puede ser plana o de dardo. (FIG. C)

RIMA.-Es un trepalo disenado especialmente para la ampliacion de los agujeros.

PROCEDIMIENTO DE PERFORACION.-Los trabajos se inician con una corta carrera de golpeo a fin de conseguir una verticalidad perfectamente definida desde los primeros metros. Cuando se han alcanzado profundidades de cierta consideracion, se continua la perforacion tambien con una corta carrera de golpeo para evitar derrumbes.

EN GENERAL LAS FORMACIONES SUAVES SE PERFORAN CON UNA CARRERA DE GOLPEO MAS LARGA QUE LAS FORMACIONES DURAS. CUANDO SE OBSERVAN CAMBIOS DE FORMACION SE DISMINUYE LA CARRERA DE GOLPEO, YA QUE SI SE PROCEDE EN FORMA CONTRARIA, SE CORRE EL RIESGO DE DESVIAR EL AGUJERO PRINCIPALMENTE CUANDO LOS ESTRATOS PRESENTAN FUERTES ECHADOS. DEFINIDA LA PENETRACION EN LA NUEVA FORMACION-ENCONTRADA, SE IMPONE EL REGIMEN DE PERFORACION CORRESPONDIENTE A LA DUREZA DE LA MISMA. A CONTINUACION SE INDICAN LAS VELOCIDADES APROXIMADAS DE GOLPEO:

57 A 65 GOLPES POR MINUTO 18" DE CARRERA
50 A 57 GOLPES POR MINUTO 22" DE CARRERA
43 A 50 GOLPES POR MINUTO 32" DE CARRERA
35 A 43 GOLPES POR MINUTO 40" DE CARRERA

CADA VEZ QUE SE HA PENETRADO UNA PROFUNDIDAD APROXIMADAMENTE IGUAL A LA LONGITUD DEL TREPANO, O CUANDO SE OBSERVAN CAMBIOS DE FORMACION, SE SUSPENDE LA PERFORACION Y SE PROCEDE A LA EXTRACCION DE LOS CORTES POR MEDIO DE LA CUCHARA ANOTANDO LAS CARACTERISTICAS LITOLÓGICAS Y LA PROFUNDIDAD RESPECTIVA. SE DEBE RA TENER CUIDADO EN OBTENER LA MAYOR PARTE DE CORTE DE MATERIAL-AL LLEVAR A CABO LAS OPERACIONES ANTERIORES YA QUE SI SE QUEDA UN VOLUMEN CONSIDERABLE EN EL FONDO DEL POZO, AQUELLOS IMPIDEN EL AVANCE EFECTIVO DE PERFORACION.

EQUIPO ROTATORIO DE CIRCULACION DIRECTA.-LA POTENCIA DE ESTOS EQUIPOS SE APLICA A UN SISTEMA DE LEVANTE Y A OTRO DE CIRCULACION DE LOS DIFERENTES FLUIDOS; PARA EL LEVANTE CUENTAN CON UN MALACATE QUE COMBINADO CON UN POLIPASTO FACILITAN LA INTRODUCCION DE HERRAMIENTAS, TUBERIAS Y DEMAS IMPLEMENTOS AL FONDO DE LOS POZOS EN CONSTRUCCION. LA CIRCULACION DE LODOS, AGUA, AIRE- O SUS COMBINACIONES LO HACEN POR MEDIO DE BOMBAS HORIZONTALES RECIPROCANTES Y EL SENTIDO DEL FLUJO ES DIRECTO, ES DECIR, EL INTERIOR DE LAS HERRAMIENTAS PERFORADORAS HACIA EL ESPACIO ANULAR QUE SE FORMA CON LA PARED DEL PROPIO POZO. CON ESTOS EQUIPOS SE PER

FORAN LOS POZOS DE MAYOR PROFUNDIDAD PARA AGUA HASTA DE 2,000 M. Y CON PROGRAMAS DE DIAMETROS GRANDES, HASTA DE 30 PULGADAS; SE UTILIZAN TAMBIEN BARRENAS DE TRES CONOS CUYA ACCION CORTANTE ES EFECTO DE LA ROTACION QUE SE LE APLICA Y QUE AUMENTA CON LA INTENSIDAD DEL PESO A QUE SE SOMETAN DICHAS BARRENAS Y QUE ACTUALMENTE SE FABRICAN EN MUY VARIADOS TIPOS, DIAMETROS Y CALIBRES, DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LAS ROCAS. (FIG. D Y E)

EQUIPOS ROTATORIOS DE CIRCULACION INVERSA.-Los EQUIPOS DE CIRCULACION INVERSA OPERAN EN FORMA SIMILAR A LOS DEL SISTEMA ROTATORIO ANTES MENCIONADO, PERO EL SENDIO DEL FLUJO ES OPUESTO, ES DECIR, DE LA PARED DEL POZO HACIA EL INTERIOR DE LAS HERRAMIENTAS; LA CIRCULACION SE ESTABLECE POR MEDIO DE BOMBAS CENTRIFUGAS Y A LA SUPERFICIE POR UN TUBO VENTURI. POR CONSTRUCCION, ESTE TIPO DE EQUIPO ES LIMITADO EN CUANTO A SU CAPACIDAD DE PROFUNDIDAD, DIAMETROS Y DUREZAS DE ROCAS, SIN EMBARGO, EN LA PERFORACION DE POZOS DE PROFUNDIDADES DE 200 M. Y EN ARENAS MAS O MENOS HOMOGENEAS, PERFORAN POZOS DE BUENA CALIDAD Y EN BAJO TIEMPO. (FIG. D Y F)

EQUIPOS COMBINADOS.-RECIENTEMENTE SE HAN FABRICADO EQUIPOS QUE COMBINAN EL SISTEMA ROTATORIO CON HERRAMIENTAS NEUMATICAS DE ACCION PERCUSORA. ESTOS EQUIPOS COMBINAN EL FLUIDO DE PERFORACION CON EL AIRE QUE OPERA MARTILLOS ROTATORIOS QUE ADEMAS POR DISEÑO, SE LES APLICA PESO ADICIONAL PARA AUMENTAR LA INTENSIDAD DEL GOLPETEO EN LA PERFORACION DE ROCAS DE ALTA DUREZA. PERO POR SU CONSTRUCCION HAN TENIDO LIMITACIONES EN CUANTO A LOS DIAMETROS DE PERFORACION DEBIDO A QUE LA BARRENA GUIA DE 6" A 8" DE DIAMETRO INICIAL DE PERFORACION, ES RELATIVAMENTE PEQUEÑA Y HACE NECESARIO QUE PARA AMPLIAR LOS POZOS DE EXPLOTACION A GRANDES DIAMETROS (POR EJEMPLO: 20"), LAS AMPLIACIONES SEAN MUY GRADUALES Y DIFICILES CON EL AUMENTO DE LA TORSION. (FIG. D Y G)

LOS EQUIPOS COMBINADOS DEL SISTEMA DE PERCUSION Y QUE EN FORMA EXPEDITA SE TRANSFORMAN A ROTATORIOS DE CIRCULACION DIREC-

TA, HAN DADO BUENOS RESULTADOS EN LA CONSTRUCCION DE POZOS DE AGUA, SON MAQUINAS QUE TRABAJAN EN FORMA INDEPENDIENTE CADA UNO DE LOS SISTEMAS DE PERFORACION, DE MANERA QUE SE APLICAN CONVENIENTEMENTE EN CADA CASO QUE SE HAGAN NECESARIOS Y AUNQUE TODOS LOS EQUIPOS CONSTRUIDOS INICIALMENTE PARA EL SISTEMA DE PERCUSION SON SUSCEPTIBLES DE TRANSFORMARSE A ROTATORIOS DE CIRCULACION DIRECTA, ACTUALMENTE SE FABRICAN EQUIPOS CUYO DISEÑO MECANICO APROVECHA SU CONSTRUCCION PARA FACILITAR LOS CAMBIOS DE SISTEMAS CON CIERTA PRONTITUD.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS EQUIPOS DE PERCUSION

VENTAJAS:

- A) SON EQUIPOS FACILMENTE TRANSPORTABLES.
- B) EL COSTO DE OPERACION ES ECONOMICO DEBIDO A QUE SE REQUIEREN CUADRILLAS DE PERSONAL REDUCIDAS, ASI COMO POR SU BAJA POTENCIA CONSUMIDA.
- C) POR BAJO CONSUMO DE AGUA LO HACE SUPERIOR EN EMPLAZAMIENTOS DONDE SE CARECE DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO.
- D) LA POROSIDAD Y PERMEABILIDAD ORIGINALES DE LOS ACUIFEROS SE CONSERVAN MEJOR, DEBIDO A LA REDUCIDA CANTIDAD DE MATERIALES COLOIDALES Y QUIMICOS NECESARIOS PARA EL ACARREO DE LOS DETRITOS DURANTE LAS MANIOBRAS DE LIMPIEZA EN LOS AVANCES DE PERFORACION.

DESVENTAJAS:

- A) SU FALTA DE RIGIDEZ EN LA SARTA DE PERFORACION HACE INCONTROLABLE LA VERTICALIDAD DEL POZO, PRESENTANDOSE SIEMPRE UNA TENDENCIA A LA DESVIACION POR INFLUENCIA DE LOS ECHADOS DE LAS FORMACIONES O FRACTURAMIENTOS DE LAS ROCAS.
- B) EL CABLE QUE OPERA LAS HERRAMIENTAS PERFORADORAS ES RE-

LATIVAMENTE MUY ELASTICO, LO QUE REDUCE SUS EFECTOS DE GOLPEO Y POR ENDE, EL EFECTO CORTANTE DE LAS BARRENAS - A MEDIDA QUE AVANZA LA PROFUNDIDAD DEL POZO.

- C) CUANDO SE ROMPE EL EQUILIBRIO DE LAS ROCAS PERFORADAS, - SU ANGULO DE REPOSO EN LAS PAREDES DEL POZO, DIFICULTAN LOS AVANCES DE LA OBRA Y EN OCASIONES LA HACEN IMPOSIBLE POR LA FALTA DEL ADEME PRELIMINAR QUE DAN LOS ENJARRES DE LOS LODOS DE PERFORACION.
- D) COMPARATIVAMENTE ES UN SISTEMA DE PERFORACION ECONOMICO, PERO LENTO, TENIENDO GRANDES LIMITACIONES EN CUANTO A - PROFUNDIDADES Y DIAMETROS.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS EQUIPOS DE CIRCULACION DIRECTA

VENTAJAS:

- A) ACTUALMENTE, LAS TECNICAS MAS AVANZADAS EN LA PERFORACION DE POZOS SE APLICAN A ESTE SISTEMA, PERMITIENDO - QUE SE LOGREN LAS MEJORES VELOCIDADES DE PERFORACION Y - POR SU POPULARIDAD, EXISTE EN EL MERCADO UNA GRAN VARIEDAD DE DISEÑO DE MAQUINAS Y HERRAMIENTAS QUE PERMITEN - HACER UNA BUENA SELECCION DEL EQUIPO PARA CADA PROYECTO.
- B) LAS PROPIEDADES TIXOTROPICAS DE LOS FLUIDOS QUIMICOS - QUE SE CIRCULAN DURANTE LA PERFORACION, FORMAN UN ENJARRRE QUE AYUDA A MANTENER EN EQUILIBRIO LAS PAREDES DEL - POZO Y CON UNA HIDRAULICA DE CIRCULACION APROPIADA, MANTIENE LIMPIO EL POZO PREVINIENDO EN MUCHOS CASOS LA IN - VASION DE AGENTES EXTRAÑOS A LAS ZONAS SATURADAS CON - AGUA, ADEMAS DE QUE DICHA LIMPIEZA EN EL POZO AYUDA A - MANTENER EL EFECTO CORTANTE DE LAS BARRENAS.
- C) EL SISTEMA PERMITE EN LA MAYORIA DE LOS PROYECTOS DE PO

ZOS, PROGRAMAR TENTATIVAMENTE EL TIEMPO REQUERIDO PARA LA OBRA, YA QUE LOS EJECUTIVOS PUEDEN VARIAR CONVENIENTEMENTE LAS CONDICIONES QUE INFLUYEN EN LA VELOCIDAD DE PENETRACION COMO SON:

- 1.-EL TIPO DE BARRENA TRICONICA EN LO QUE SE REFIERE A LONGITUD DE DIENTES Y AREA DE BALERO.
 - 2.-POTENCIA HIDRAULICA APLICADA A LAS TOBERAS PARA LOGRAR LA MAXIMA VELOCIDAD EN LA SALIDA Y EN EL ESPACIO ANULAR.
 - 3.-LA CALIDAD DE LOS LODOS DE PERFORACION QUE PUEDEN SER MEJORADOS A BASE DE ADITIVOS QUIMICOS PARA MANTENER EN BUENCAS CONDICIONES LA GELATINIDAD Y VISCOSIDAD.
 - 4.-LA CANTIDAD Y MEDIDA DE TUBERIA DE PERFORACION Y LAS TRABARRENAS PARA APLICAR ROTACION Y PESO SOBRE LA BARRENA, PUEDEN SER VARIADAS PARA OBTENER EFICIENCIAS RAZONABLES.
- D) LAS SARTAS DE PERFORACION A BASE DE TUBERIAS, LASTRABARRENAS Y ESTABILIZADORES PUEDEN PROYECTARSE PARA OBTENER UNA RIGIDEZ QUE PERMITA MANTENER EL POZO DENTRO DE SU VERTICALIDAD, CON LO CUAL SE LOGRA QUE LOS INTERVALOS QUE SE PERFORAN PARA SERVIR COMO CAMARAS DE BOMBEO SE CONSTRUYAN CASI VERTICALES EVITANDO CON ESTO, LOS PROBLEMAS MECANICOS A LOS EQUIPOS DE BOMBEO QUE PRESENTAN LOS POZOS CON QUIEBRES QUE OBLIGAN A LAS TUBERIAS Y FLECHAS A TRABAJAR CON FLEXIONES QUE PRODUCEN DESGASTE EXCESIVO.

DESVENTAJAS:

- A) REQUIEREN UN SUMINISTRO CONTINUO DE AGUA Y POR ESTE MOTIVO SU OPERACION ES PROBLEMATICA DONDE NO EXISTEN FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

B) CUANDO SE PERFORAN ZONAS MUY PERMEABLES Y DE BAJA PRESION, SE PRODUCEN GRANDES PERDIDAS DE CIRCULACION DE LODO, EL CUAL PUEDE AFECTAR LAS CONDICIONES HIDROLOGICAS DE LOS ACUIFEROS, VOLVIENDOSE MAS PROBLEMATICA ESTA SITUACION CUANDO NO ES POSIBLE CONTINUARSE LA PERFORACION A BASE DE CIRCULACION DE AGUA.

C) SU COSTO DE OPERACION ES ALTO PORQUE REQUIEREN MAYOR NUMERO DE PERSONAL Y MAS ESPECIALIZADO; SU CONSUMO DE POTENCIA ES ALTO Y LAS HERRAMIENTAS SON DE ALTO COSTO, DEMODO QUE PUEDE RESULTAR INCOSTEABLE CUANDO NO SE APROVECHA CON EFICIENCIA.

D) EL COSTO INICIAL ES ALTO CUANDO SE ADQUIERE EL EQUIPO COMPLETO CON TODAS LAS HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS DE ATAQUE Y CONTROL, ASI TAMBIEN SU TRANSPORTACION REQUIERE EN ALGUNOS CASOS DE VEHICULOS Y GRUAS ESPECIALES PARA SU TRASLADO A LUGARES DE DIFICIL ACCESO.

LODOS DE PERFORACION. - EL EMPLEO DE LODOS EN LOS TRABAJOS DE PERFORACION POR EL SISTEMA ROTATORIO, ES DE GRAN IMPORTANCIA, POR LO TANTO, SE HAN HECHO ESTUDIOS Y REGISTROS CUIDADOSOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE DIVERSAS SUBSTANCIAS Y SE HA OBTENIDO COMO RESULTADO, EL AHORRO DEL TIEMPO Y LA SIMPLIFICACION DE PROBLEMAS EN ESTOS TRABAJOS.

COMPOSICION. - LA ARCILLA Y EL AGUA SON LOS PRINCIPALES CONSTITUYENTES DEL LODO DE PERFORACION; ESTE MATERIAL SE ENCUENTRA EN LA NATURALEZA EN FORMA DE SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS, QUE SE HAN REDUCIDO POR LA ALTERACION DE LAS ROCAS QUE CONTIENEN SILICATOS.

DADA LA NATURALEZA DE ALGUNAS ARCILLAS, LOS LODOS QUE FORMAN NO TIENEN LAS PROPIEDADES ADECUADAS PARA LA PERFORACION; POR LO QUE ES INDISPENSABLE AGREGAR LOS OTROS MATERIALES QUE LES IMPARTEN DETERMINADAS PROPIEDADES, SEGUN LO REQUIERA EL CASO. CUI

MICAMENTE SE COMPONE EN SU MAYOR PARTE DE SILICATOS DE ALUMINIO-HIDRATADO, QUE VARIAN EN PORCENTAJES DE SILICE, ALUMINA Y AGUA.- TAMBIEN SE PRESENTAN COMO IMPUREZAS ALGUNOS OXIDOS METALICOS; - POR LO QUE NO PUEDEN CONSIDERARSE COMO MINERALES DE COMPOSICION-FIJA; SINO POR EL CONTRARIO, SE CLASIFICAN EN DOS GRUPOS: EL DE LAS CAOLINITAS ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$) Y EL DE LAS MONTMORILLONITAS ($Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot 2H_2O$).

EL CAOLIN ES LA ARCILLA MAS COMUN, A SUS PARTICULAS SE LES DENOMINA: SUSPENSOIDES O COLOIDES HIDROFOBOS PORQUE TIENE POCA - AFINIDAD CON EL AGUA Y SOLAMENTE FORMAN SUSPENSIONES ESTABLES SI LAS CARGAS INDIVIDUALES SON LO SUFICIENTEMENTE ALTAS PARA EVITAR LA COAGULACION; ESTE TIPO DE COLOIDE NO SE DILATA CON EL AGUA.

LOS EMULSOIDES O COLOIDES HIDROFILOS POR EL CONTRARIO TIENEN GRAN AFINIDAD CON EL AGUA; CADA PARTICULA EMULSOIDE SE HIDRATA PROTEGIENDOSE DE UNA PELICULA PROTECTORA DE AGUA; ESTE TIPO - DE ARCILLA CORRESPONDE AL GRUPO DE MONTMORILLONITAS (SILICATO COMPLEJO DE ALUMINIO) Y EL MIEMBRO MAS CONOCIDO Y EMPLEADO EN LA FABRICACION DE LODOS ES LA BENTONITA.

FUNCIONES DE LODOS DE PERFORACION.-EN LA PERFORACION ROTATORIA EL FLUIDO CIRCULANTE TIENE DETERMINADAS FUNCIONES QUE CUMPLIR, LAS CUALES SE MENCIONAN EN ORDEN DE IMPORTANCIA.

EXTRACCION DE LOS DETRITOS.-LA ELEVACION DE LOS DETRITOS - DEL FONDO DEL POZO A LA SUPERFICIE DEPENDE PRINCIPALMENTE DEL - MANTENIMIENTO DE LA DENSIDAD, VISCOSIDAD DE LODO ENTRE LA TUBERIA DE PERFORACION Y LAS PAREDES DEL POZO, SIENDO FACTORES IMPORTANTES EL TAMAÑO Y LA DENSIDAD DE LOS DETRITOS (A MAYOR DENSIDAD, VISCOSIDAD Y VELOCIDAD DE LODO, LA EXTRACCION SERA MAS EFECTIVA).

LAS PARTICULAS SOLIDAS SUSPENDIDAS EN EL FLUIDO CIRCULANTE DURANTE LA PERFORACION TENDERAN A HUNDIRSE, DICHO HUNDIMIENTO SERA MAYOR MIENTRAS MAS GRANDES O MAS DENSAS SEAN LAS PARTICULAS;-

//

EL LODO ARRASTRARA LOS DETRITOS CUYA VELOCIDAD DEL HUNDIMIENTO ES MENOR QUE LA SUYA EN EL ESPACIO ANULAR. EN CONDICIONES DE FLUJO TURBULENTO LA TENDENCIA AL HUNDIMIENTO DISMINUYE Y EL FLUIDO MANTIENE EN SU SENO DETERMINADA CANTIDAD DE DETRITOS GRUESOS Y PESADOS LOGRANDO ASCENDERLOS HASTA LA SUPERFICIE, LO QUE NO OCURRE SI EL FLUJO ES LINEAL, NO POR ESTO DEBE USARSE UN LODO MUY VISCOSO Y DENSO, PUES ACARREARIA ENTRE OTROS PROBLEMAS, LA DIFICIL DECANTACION DE LOS DETRITOS EN EL CANAL Y PRESA DE LODO.

REFRIGERACION DE LA BARRENA.-Como consecuencia de las fricciones que experimenta al girar, LA BARRENA SUFRE CALENTAMIENTOS Y DESGASTE DURANTE EL PROCESO DE PERFORACION. LA TEMPERATURA DEPENDE DE LA VELOCIDAD Y DEL PESO DE LA SARTA SOPORTADO POR LA BARRENA. POR LO TANTO, UNA DE LAS FUNCIONES DE LOS LODOS ES REDUCIR EL DESGASTE, ABSORBIENDO EL CALOR A TRAVES DE LA CIRCULACION Y MIENTRAS MENOR PORCENTAJE DE ARENA CONTENGA, MAS EFECTIVA SERA SU FUNCION DE REFRIGERACION.

OTRAS FUNCIONES.-DENTRO DE LAS MULTIPLES FUNCIONES QUE CUMPLE EL LODO EN LOS TRABAJOS DE PERFORACION, SE PUEDEN MENCIONAR:

- A) LUBRICACION DE LA TUBERIA DE PERFORACION.-DURANTE LA OPERACION EL LODO EVITA QUE LA TUBERIA DE PERFORACION FRICCIONE DIRECTAMENTE CONTRA LAS PAREDES DEL POZO OCASIONANDO DESGASTES EN LA MISMA.
- B) SUSPENSION DE LOS DETRITOS CUANDO SE INTERRUMPE LA CIRCULACION, PARA LO CUAL EL LODO DEBE TENER PROPIEDADES TIPO TROPICAS.
- C) EL LODO NO DEBE TENER ACCION CORROSIVA Y SU ACCION ABRASIVA DEBERA SER MINIMA PARA EVITAR QUE EL EQUIPO DE PERFORACION SE DETERIORE.

PROPIEDADES FISICAS MAS IMPORTANTES DE LOS LODOS:

- DENSIDAD (FIG. H)
- VISCOSIDAD (FIG. I)
- GELATINACION
- LUBRICACION
- CUALIDADES DE SELLAMIENTO

NUEVO Y EFICIENTE METODO DE PERFORACION ROTATORIA PARA EXPLORACION Y EXPLOTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS

= = = = =

LA MODERNA MAQUINA PERFORADORA DE TIPO ROTATORIO QUE UTILIZA TUBERIA DOBLE DE PERFORACION (2 TUBOS CONCENTRICOS), SE CONOCE COMO PERFORADORA CON-COR (CONTINUOUS CORING) O SEA DE MUESTREO CONTINUO. TIENE, COMO CARACTERISTICA FUNDAMENTAL, EL PODER FUNCIONAR CON CIRCULACION DE FLUIDOS CONTROLADOS EN CUALQUIERA DE 3 DIFERENTES MANERAS DISTINTIVAS, CADA UNA DE LAS CUALES PUEDE ADAPTARSE PARA APLICARSE EN PROCEDIMIENTOS ESPECIFICOS DE PERFORACION COMO SIGUE:

- 1) CIRCULACION CONFINADA INVERSA. - EL AGUJERO QUE SE ESTA PERFORANDO, SE CIRCUNDA Y AISLA ALREDEDOR DE LA BARRENA POR MEDIO DE UNA CAJA INDUCTORA O PORTABARRENA CILINDRICA. (FIG. J). TAMBIEN PUEDE UTILIZARSE ARRIBA DE LA BARRENA UN EMPAQUE ELASTICO ESPECIAL COMO EL QUE SE ILUSTRA MAS ADELANTE, (FIGS. L Y M). CON ESOS AISLAMIENTOS TODOS LOS FLUIDOS DE CIRCULACION, EN LAS OPERACIONES DE PERFORACION, SE ESTABLECEN Y ENCAUZAN POR EL INTERIOR DE LA TUBERIA DOBLE DE PERFORACION Y, LOS FLUIDOS, AGUA O LODOS, QUE HAY EN EL POZO, O MAS BIEN, OCUPANDO EL ESPACIO ANULAR ENTRE LA PARED DEL POZO Y LA SARTA DE LA TUBERIA DE PERFORACION, PERMANECEN PRACTICAMENTE ESTATICOS. LOS FLUIDOS DE CIRCULACION QUE SE APLICAN PARA LA PERFORACION, ---

EN LA OPERACION DE ESTE EQUIPO, PUEDEN SER: AIRE, AGUA -
MEZCLAS DE AIRE CON AGUA, LODOS, MEZCLAS DE ESPUMANTE U -
OTRO ELEMENTO, GAS O LIQUIDO.

EN ESTE SISTEMA, LOS FLUIDOS PENETRAN EN SU CIRCULACION -
DESCENDENTE, POR EL ESPACIO ANULAR QUE QUEDA ENTRE LA DO -
BLE TUBERIA DE PERFORACION Y RETORNAN A LA SUPERFICIE, -
CON MUY ALTA VELOCIDAD, POR DENTRO DEL TUBO INTERIOR, PA -
SANDO A TRAVES DEL CABEZAL ROTATORIO HIDRAULICO "SWIVEL",
PARA SALIR HACIA LA MANGUERA DE DESCARGA. ESTE PROCEDI -
MIENTO DE CIRCULACION SE UTILIZA, TANTO PARA INICIAR EL -
POZO, COMO PARA PERFORARLO, ATRAVESANDO, TAMBIEN ZONAS -
PERMEABLES CON PERDIDAS DE CIRCULACION, CON ESPESORES -
HASTA DE 15 A 25 M. SE PUEDE PERFORAR, ADEMAS CON MARTI -
LLOS NEUMATICOS O BIEN CON BARRENAS CORTADORAS DE NU -
CLEOS O CORAZONES, CON EXTRACCION CONTINUA DE ESTOS Y -
PUEDE EMPLEARSE PARA OTROS OBJETIVOS, TALES COMO MUES -
TREOS AISLADOS DE ACUIFEROS DE DIFERENTES SALINIDADES.

2) SIFONEO CON CIRCULACION INVERSA. - EL FLUIDO PARA SIFONEO -
PUEDE SER AIRE U OTRO GAS. EL AIRE O GAS PENETRA EN DES -
CENSO POR EL INTERIOR DEL ESPACIO ANULAR DE LA DOBLE TU -
BERIA Y A CIERTA PROFUNDIDAD EN EL POZO, O A PROFUNDIDA -
DES QUE SE FIJEN POR CONVENIENCIA, SE PROVOCA LA DIFU -
SION DEL AIRE O GAS, HACIA EL TUBO INTERIOR DE LA TUBE -
RIA DOBLE DE PERFORACION, PARA ALIGERAR LA COLUMNA DEL -
LIQUIDO CONTENIDA EN EL. ESTA COLUMNA LIQUIDA, ASI ALI -
GERADA, SE ELEVA CON GRANDES INCREMENTOS DE VELOCIDAD A -
MEDIDA QUE ES DESPLAZADA POR LOS LIQUIDOS MAS PESADOS, -
NO ALIGERADOS, QUE ESTAN CONTENIDOS Y PROVIENEN DEL ESPA -
CIO ANULAR ENTRE LAS PAREDES DEL POZO Y LA SARTA DE LA -
TUBERIA DE PERFORACION. LO ANTERIOR OCASIONA QUE LOS LI -
QUIDOS DE DICHO ESPACIO ANULAR, ENTRE PARED DEL POZO Y -
SARTA PERFORADORA, SE DESPLACEN RAPIDAMENTE HACIA EL FON -
DO DE LA BARRENA Y DICHO FLUJO RECOLECTA Y ENCAUZA LOS -

CORTES DE ELLA, YA SEAN NUCLEOS O CORAZONES, O LAS ESQUIRLAS DE LOS RECORTES DE LA PERFORACION, HACIENDOLOS PENETRAR HACIA LA GARGANTA DEL TUBO INTERIOR Y VIAJAR, EN SENTIDO ASCENDENTE, POR EL INTERIOR DE ESTE Y MANTENIENDO EL SIFONEO DE AIRE O GAS, SE LES FORZA A SUBIR PARA SALIR FINALMENTE, A MUY ALTA VELOCIDAD, PASANDO POR EL CABEZAL HIDRAULICO GIRATORIO "SWIVEL" SIENDO EXPULSADOS HACIA LA MANGUERA DE DESCARGA. EN ESTE PROCEDIMIENTO DE CIRCULACION EL ESPACIO ANULAR ENTRE POZO Y SARTADE PERFORACION, SE MANTIENE PRACTICAMENTE LLENO DE LIQUIDO. EL AGUA QUE PUEDE PRODUCIR UNA FORMACION ACUIFERA ASI PERFORADA, SE UTILIZA PARA ESTE PROPOSITO. ESTE SISTEMA DE PERFORACION, CON DOBLE TUBERIA, PERMITE EL SIFONEO CON CIRCULACION INVERSA PARA VARIOS OBJETIVOS COMO SON: LA PROPIA PERFORACION QUE ES MAS EFICIENTE Y RAPIDA, PUES NO SE REMUELEN LOS CORTES DE LA PERFORACION; TAMBIEN ES MUY UTIL PARA OPERACIONES DE PESCA, EXTRACCION DE AGUA PARA PRUEBAS DE PRODUCCION Y SALINIDAD; Y PARA SU EMPLEO EN LA PROPIA PERFORACION, EXTRACCION DE RECORTES DE LA BARRENA, EXTRACCION DE ARENAS, LODOS, AZOLVES Y DESARROLLO DEL POZO, PARA LOGRAR EL MAYOR INCREMENTO POSIBLE EN SU RENDIMIENTO PRODUCTOR.

3) CIRCULACION DIRECTA O CONVENCIONAL. - CON LA DOBLE TUBERIA EL FLUIDO DE PERFORACION CIRCULA PENETRANDO Y DESCENDIENDO HACIA EL POZO, BIEN SEA POR EL ESPACIO ANULAR ENTRE DICHA DOBLE TUBERIA O BIEN A TRAVES DE ESTA Y TAMBIEN POR EL TUBO INTERIOR, ENCAUZANDOSE HACIA LA SUPERFICIE INTERIOR DE CORTE DE LA BARRENA, PARA RETORNAR A LA SUPERFICIE CON VELOCIDAD MODERADA, FLUYENDO POR EL ESPACIO ANULAR ENTRE LA TUBERIA DE PERFORACION Y LA PARED DEL POZO, EN LA MISMA FORMA QUE SE ESTABLECE LA CIRCULACION DIRECTA DE PERFORACION DE CUALQUIER OTRO EQUIPO ROTATORIO QUE OPERA CON TUBERIA SIMPLE, CONVENCIONAL, DE PERFORACION.

A D I T A M E N T O S
= = = = =

CONEXION DIFUSORA DE AIRE.-(Fig. K). CON ESTE SISTEMA DE PERFORACION Y CIRCULACION CON TUBERIA DOBLE PUEDE EMPLEARSE UN ADITAMENTO CONECTABLE A LA TUBERIA DE PERFORACION, A PROFUNDIDAD CONVENIENTE, CUYA UTILIZACION PERMITE LA APLICACION DE SIFONEO CON AIRE, MUY UTIL EN DISTINTAS APLICACIONES VENTAJOSAS DE LA CIRCULACION INVERSA. ESTE ADITAMENTO DIFUNDE EL AIRE COMPRIMIDO QUE VIENE DE LA COMPRESORA DE LA MAQUINA, INYECTADO POR EL ESPACIO ANULAR DE LA SARTA DE LA DOBLE TUBERIA PASANDO AL TUBO INTERIOR DE ESTE A TRAVES DE DECENAS DE PEQUEÑOS ORIFICIOS. ESTA CONEXION DIFUSORA ESTA PROVISTA DE UNA VALVULA (CHECK) ANULAR, QUE IMPIDE LA OCLUSION O TAPONAMIENTO DEL ESPACIO ANULAR ENTRE LA DOBLE TUBERIA CON LOS RECORTES O DETRITOS CONTENIDOS EN EL TUBO INTERIOR, CUANDO SE DESCONECTAN TRAMOS DE LA SARTA DE LA TUBERIA PERFORADORA EN LA MESA DE OPERACIONES DE LA MAQUINA. ESTA OPERACION OCASIONA UN DESEQUILIBRIO TEMPORAL QUE SUJETA A MAYOR PRESION A LOS FLUIDOS CONTENIDOS EN EL TUBO INTERIOR, MISMA QUE EXCEDE A LA QUE ACTUA DENTRO DEL ESPACIO ANULAR ENTRE LA DOBLE TUBERIA.

EMPAQUE ELASTICO NO ROTATORIO.-(Fig. L y M). UTILIZABLE, SUSTITUYENDO A LA CAJA INDUCTORA PORTABARRENA, PARA CONFIRMAR Y CONTROLAR, CON MAYOR EFICIENCIA, EL FLUJO DE LA CIRCULACION EN LA PERFORACION DENTRO DE LA DOBLE TUBERIA. AMBOS ENSAMBLAJES, (MOSTRADOS EN LAS FIGURAS L Y M), PUEDEN EMPLEARSE CON CUALQUIER TIPO DE FLUIDO DE PERFORACION GASEOSO, LIQUIDO O MEZCLAS DE ESTO. (LA FIGURA N ILUSTR A UN EMPAQUE SIMILAR PARA SU EMPLEO EN PERFORACION CONVENCIONAL, CON BARRENA DE MARTILLO NEUMATICO).

VENTAJAS DEL USO DE TUBERIA DOBLE DE PERFORACION,
TIPO CON-COR, CON RELACION A LA PERFORACION ROTA-
TORIA DE CIRCULACION DIRECTA.

= = = = =

EN COMPARACION CON LA ROTACION DIRECTA CONVENCIONAL CON EM-
PLEO DE LODOS, SOBRESALEN LAS SIGUIENTES VENTAJAS:

OPERACION CON AGUA O LODOS:

A) OBTENCION DE INFORMACION CONTINUA DE MUESTRAS INALTERA-
DAS PARA SU REGISTRO GEOLOGICO.-CONSIDERANDO QUE TODOS -
LOS RECORTES Y ESQUIRLAS PRODUCIDOS POR EL ATAQUE DE LA-
BARRENA SALEN A LA SUPERFICIE A GRAN VELOCIDAD Y DIRECTA-
MENTE DEL FONDO DE LA PERFORACION, ESTAS NO SE MEZCLAN -
CON OTROS RECORTES CONTENIDOS EN LOS LODOS DEL POZO, CO-
MO ES EL CASO DE LA CIRCULACION DIRECTA CONVENCIONAL. -
CONSECUENTEMENTE, DICHS RECORTES COMO MUESTRAS DE LA -
PERFORACION, SE LOGRAN, PARA SU OBSERVACION INMEDIATA DI-
RECTA EN LA SECUENCIA EXACTA DE SU PERFORACION. ESTOS -
RECORTES SON ESQUIRLAS DE GRAN TAMAÑO PUES NO ESTAN SUJE-
TAS A SU REMOLIDO EN LA SUPERFICIE DE ATAQUE DE LA BARRE-
NA NI TAMPOCO OCUPAN NINGUN ESPACIO ENTRE LAS PAREDES -
DEL POZO Y LA SARTA DE PERFORACION.

B) SE REDUCE EL COSTO DE PREPARACION DE LODOS.-EN LA PERFO-
RACION CON DOBLE TUBERIA, PRINCIPALMENTE EN ROCA, LA MA-
YORIA DE LAS VECES SE UTILIZA AGUA LIMPIA COMO FLUIDO DE
PERFORACION, PUES NO SE HACE NECESARIO EL EMPLEO DE LO -
DOS. SI POR OTRA PARTE, SE TIENE LA NECESIDAD DE USAR -
LODOS POR CONDICIONES ESPECIALES, ESTOS PUEDEN PREPARAR-
SE CON GELES Y DE BAJA VISCOSIDAD Y RESISTENCIA, CON CA-
RACTERISTICAS DE MAYOR ESTABILIDAD, PUESTO QUE NO SE PRE-
SENTARA UNA LIBERACION SIGNIFICATIVA DE COLOIDES Y ABRA-
SIVOS QUE CONTAMINEN AL LODO, COMO LAS QUE PROVENGAN DEL

REMOLIDO DE LOS CORTES DE PERFORACION DE LA BARRENA Y -
LOS QUE OCURREN A LO LARGO DE LA SARTA DE PERFORACION EN
LOS ESTABILIZADORES Y UNIONES DE DICHA SARTA.

C) FACILIDAD DE CONTROL EN PROBLEMAS DE PERDIDAS DE CIRCULA-
CION..-ESTA VENTAJA SE DERIVA DE UNA MAYOR EFICIENCIA EN-
EL ENJARRE DE LAS PAREDES DEL POZO, PUES SE REDUCEN SUS-
PERDIDAS POR FILTRADO Y SE MEJORA EL CONTROL DE LOS PARA-
METROS DEL LODO. ADEMAS, EN LA MAYORIA DE SITUACIONES -
CON PERDIDAS DE CIRCULACION, DURANTE LA PERFORACION DE -
POZOS PARA AGUA, EL PERFORADOR PUEDE CAMBIAR LA CIRCULA-
CION DE FLUIDOS DE PERFORACION, SIMPLEMENTE CONFINANDO -
LOS DENTRO DE LA DOBLE TUBERIA, AISLANDO ASI LA ZONA PRO-
BLEMA DE PERDIDA.

D) REDUCCION DEL DESGASTE DE LOS ESTABILIZADORES, LASTRABA-
PRENAS, UNIONES DE LA SARTA Y DE LOS ROLES DE ATAQUE DE-
LA BARRENA..-ESTA VENTAJA PROVIENE DE QUE TODA LA SARTA -
DE PERFORACION QUEDA DENTRO DE AGUA O LODO, NO MEZCLADOS
POR RECORTES ABRASIVOS O POR EL MATERIAL REMOLIDO DE -
ELLOS.

E) MENOR COSTO DE LAS OPERACIONES DE PERFORACION Y AMPLIA -
CIONES..-COMO CONSECUENCIA DE LA ALTA Y CONSTANTE CAPACI-
DAD Y ALTA VELOCIDAD DE REMOSION Y EXTRACCION DE LOS COR-
TES DE PERFORACION POR LA DOBLE TUBERIA, CAPACIDAD QUE -
ES INDEPENDIENTE DEL DIAMETRO A QUE SE PERFORE.

OPERACION CON AIRE:

A) REDUCCION DE LA INVERSION Y GASTOS DE OPERACION POR CON-
CEPTO DE COMPRESOR Y UNIDADES MOTRICES..-EL VOLUMEN DE AI-
RE REQUERIDO ES MUCHO MENOR, PUESTO QUE, EN LA DOBLE TU-
BERIA UN DETERMINADO PESO DE RECORTES DE PERFORACION, -
QUE SON EXTRAIDOS POR EL TUBO INTERIOR DEMANDAN EN EL -

SISTEMA CONVENCIONAL, UN MUCHO MAYOR VOLUMEN DE AIRE PARA EXTRAER EL MISMO PESO DE RECORTES VIA AL AMPLIO ESPACIO ANULAR ENTRE PARED DE POZO Y SARTA DE PERFORACION. - ESTO PERMITE, QUE LOS EQUIPOS DE DOBLE TUBERIA, LA INSTALACION DE COMPRESORES RELATIVAMENTE PEQUEÑOS Y MOTORES - DE BAJO CABALLAJE Y, ALTERNATIVAMENTE, PERFORAR POZOS DE MAYOR DIAMETRO Y PROFUNDIDAD CON UNA DETERMINADA CAPACIDAD DE COMPRESOR.

B) CONTROL DE ALTAS ENTRADAS DE AGUA A LA PERFORACION POR APORTACIONES DE FORMACIONES ACUIFERAS. - ESTE CONTROL SE LOGRA EMPLEANDO EL EMPAQUE ELASTICO, LAS CONECCIONES DIFUSORAS DE AIRE Y SUS ACCESORIOS PARA CONTRARRESTRAR LAS PERDIDAS DE PRESION EN EL MARTILLO NEUMATICO, DADA LA BAJA CAPACIDAD DEL COMPRESOR QUE SE REQUIERE PARA EVACUAR EL AGUA DEL POZO.

C) LA SARTA DE PERFORACION NO ESTA SUJETA A DESGASTE EXTERNO. - LA ABRASION E IMPACTO DEL CHIFLON DE AIRE CON RECORTES DE PERFORACION SE CONFINA DENTRO DEL TUBO INTERIOR - QUE ES REEMPLAZABLE Y DE BAJO COSTO. ADEMAS EL DESGASTE DEL TUBO INTERIOR SE REDUCE SIGNIFICATIVAMENTE SI SE TOMA EN CUENTA QUE SU GEOMETRIA REDUCE LOS EFECTOS DE TURBULENCIA, CONDICION QUE NO SE CONSIGUE EN LA IRREGULARIDAD DE LA GEOMETRIA DEL ESPACIO ANULAR ENTRE AGUJERO Y SARTA DE PERFORACION.

DESPUES DE HABER DESCRITO A GRANDES RASGOS LOS EQUIPOS DE PERFORACION, QUE SON LAS HERRAMIENTAS DE QUE NOS VALEMOS PARA LA CONSTRUCCION DE POZOS PARA AGUA, A CONTINUACION CITARE ALGUNAS RECOMENDACIONES ESENCIALES PARA SU CONSTRUCCION Y TERMINADO.

1a. - SELECCIONAR EL EQUIPO DE PERFORACION ADECUADO PARA CADA LOCALIZACION O ZONA DE TRABAJO.

2A.-CONSIDERAR QUE LAS PROFUNDIDADES DE LOS POZOS EXPLORATORIOS, ASI COMO LAS DE LOS QUE SE CONSTRUYEN PARA LA EXPLOTACION DE ACUIFEROS YA CONOCIDOS, SON OBLIGADAMENTE TENTATIVAS AL PROYECTARSE SU PERFORACION, YA QUE LAS PROFUNDIDADES QUE ALCANZAN LOS SONDEOS, RESULTAN DIFERENTES DE LAS QUE ORIGINALMENTE ESTABLECEN LOS PROYECTOS; ESTAS VARIACIONES SE DEBEN A LA FORMA CAPRICHOSA EN QUE SE DESARROLLAN LAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS QUE CONTIENEN LOS ACUIFEROS Y POR TAL MOTIVO AL SELECCIONAR EL EQUIPO DE PERFORACION DEBEN ELEGIRSE UNIDADES CUYAS POTENCIAS SEAN RAZONABLEMENTE MAYORES QUE LAS NECESARIAS PARA LLEGAR A LAS PROFUNDIDADES PROYECTADAS.

3A.-SELECCIONAR LOS DIAMETROS DE PERFORACION Y TUBERIAS DE REVESTIMIENTO, PUES ESTRECHAMENTE LIGADOS A LAS PROFUNDIDADES DE LOS POZOS, ESTAN LOS DIAMETROS DE LAS BARRINAS DE PERFORACION CUYA SELECCION ESTA EN FUNCION DEL OBJETIVO DEL POZO, POR LO QUE, POZOS QUE SE DESTINAN A LA EXPLORACION DE UNA NUEVA AREA EN BUSCA DE ACUIFEROS, CONVENIENTEMENTE DEBERAN PERFORARSE CON EL DIAMETRO MENOR POSIBLE, QUE PERMITA OBTENER ADEMAS DE TODA LA INFORMACION GEOLOGICA, EFECTUAR PRUEBAS MINIMAS DE PRODUCCION PARA PODER CUANTIFICAR EL POTENCIAL DE LOS ACUIFEROS ENCONTRADOS.

AL PROYECTARSE LOS POZOS EXPLORATORIOS, EN LA MAYORIA DE LOS CASOS ES VENTAJOSO DEJAR LA ALTERNATIVA DE QUE ESTE SE CONVIERTA EN UN POZO DE EXPLOTACION, PARA LO CUAL SERA NECESARIO CONTAR CON VARIOS DIAMETROS DE BARRINAS PARA RIMAR LA LONGITUD DE LA EXPLORACION SELECCIONADA, A DIAMETRO SIEMPRE MAYOR QUE LAS TUBERIAS DE ADEME O CEDAZOS QUE SE VAN A COLOCAR PARA TENER UNA AMPLITUD O ESPACIO ANULAR MINIMO DE 3" QUE PERMITA COLOCAR ADEMAS DEL ADEME, EL CEMENTO Y FILTRO DE GRAVA EN-

LA TERMINACION DE LOS POZOS.

CON BUENOS RESULTADOS SE HA EXPERIMENTADO UTILIZAR UN DIAMETRO DE BARRENA DE 8" EN LOS POZOS EXPLORATORIOS - QUE HA PERMITIDO EFECTUAR PRUEBAS DE BOMBEO EFICIENTES, Y PARA LA SELECCION DE LOS DIAMETROS DE RIMAS UN MINIMO DE 6" EN EXCESO A LOS DIAMETROS DE LAS TUBERIAS HA PERMITIDO TERMINAR LOS POZOS CON BUENOS RESULTADOS.

- 4A.-SELECCIONAR LA GRAVA ADECUADA PARA EL FILTRO DEL POZO; PUES DE LO CONTRARIO SE TENDRIA UN ENGRAVADO INDEBIDO- QUE CAUSARIA ENTRE OTROS INCONVENIENTES EL FLUJO DE ARENA CON EL AGUA, OCASIONANDO FUERTES DESGASTES EN EL EQUIPO DE BOMBEO, Y FINALMENTE
- 5A.-SOMETER AL POZO YA TERMINADO A UNA LIMPIEZA CON DISPERSORES DE ARCILLA, DESARROLLARLOS CON AIRE O NITROGENO- Y EN CASOS NECESARIOS APLICAR TRATAMIENTOS DE ESTIMULACION CON ACIDO.

1 metro de carrera, cuyo peso está comprendido entre 100 kg y más de 2 toneladas. Cuando, debido a la acción del golpeo, en el fondo del sondeo se han acumulado de 1 a 2 metros de lodo (producido por la mezcla del detritus con el agua de perforación, natural o añadida), se procede a la limpieza mediante un dispositivo llamado *válvula* o cuchara. Al perforar en materiales no consolidados, a fin de prevenir los posibles derrumbamientos, conviene ir entubando a medida que avanza la perforación, mientras que, cuando se perfora en roca dura, únicamente se suelen entubar los primeros metros del sondeo con el objeto de evitar el desmoronamiento de los materiales que forman el suelo y la zona de alteración.

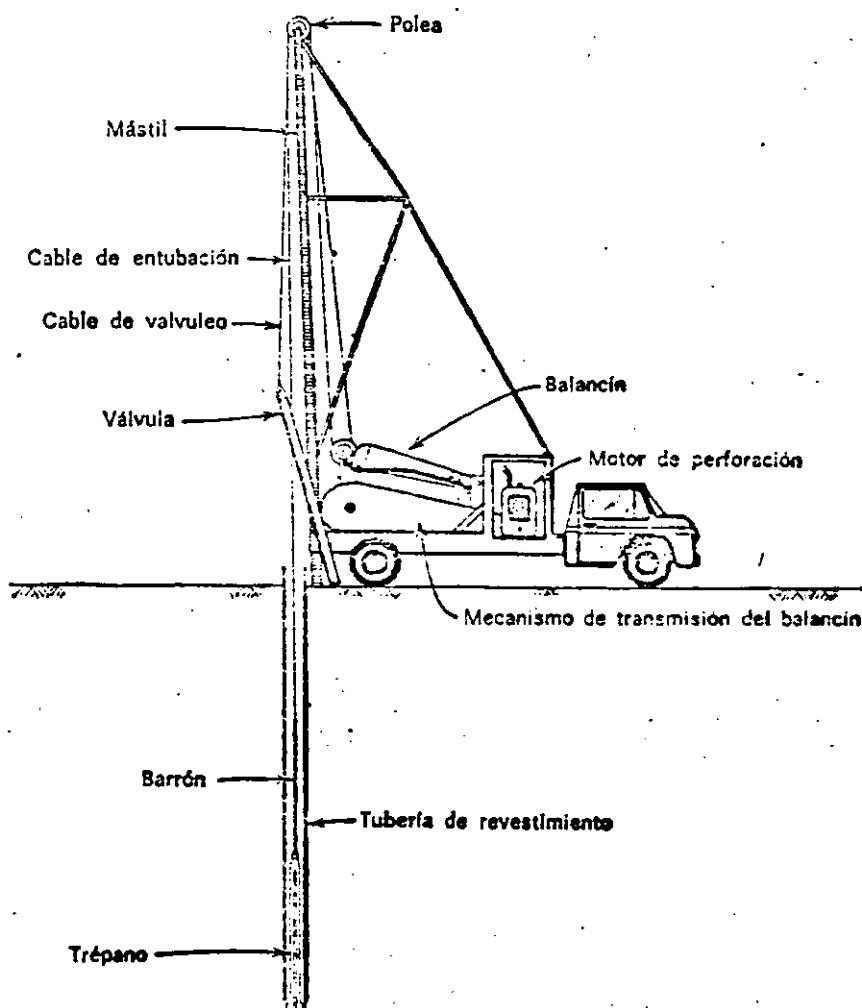


FIG. A - Equipo de percusión montado sobre camión. Si se perfora en roca consolidada no se suele emplear tubería de revestimiento.

21-A

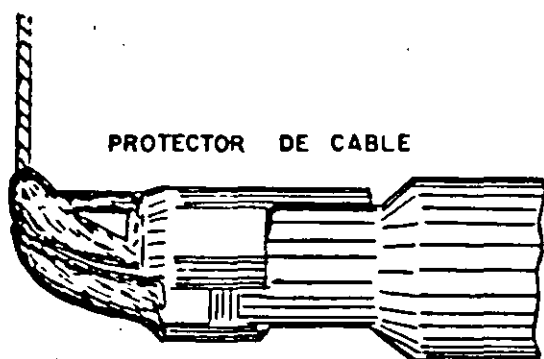


FIG. 1

PORTA CABLE
GIRATORIO O
FIJO



BALA
O MANDRIL



FIG. 2



FIG. 4
BARRETON O
BARRA MAESTRA

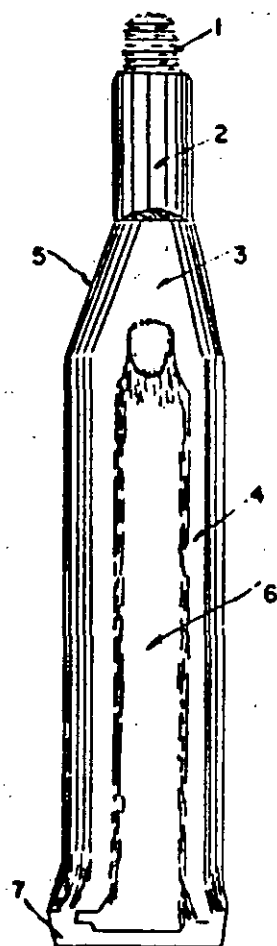


FIG. 5
TREPANO

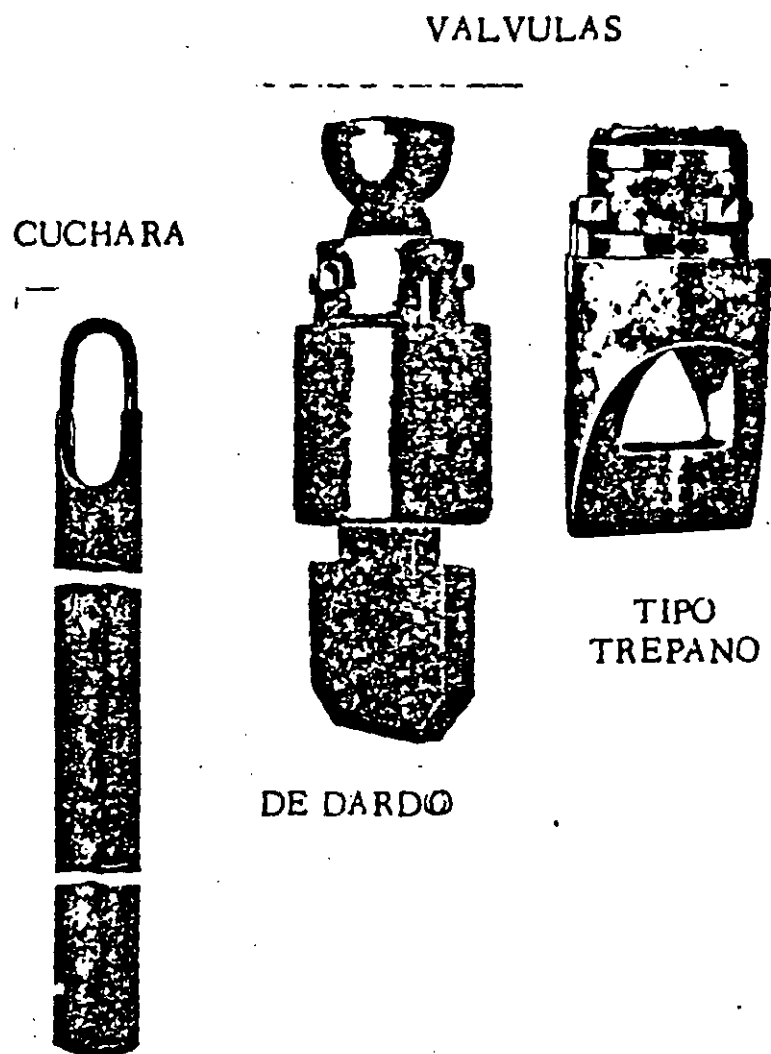
- 1--PIÑON
- 2--CUELLO
- 3--HOMBRO
- 4--CUERPO
- 5--CUADRO PARA LLAVES
- 6--PASO DE AGUA O
CANAL DE EVACUACION
- 7--FILO DE CORTE



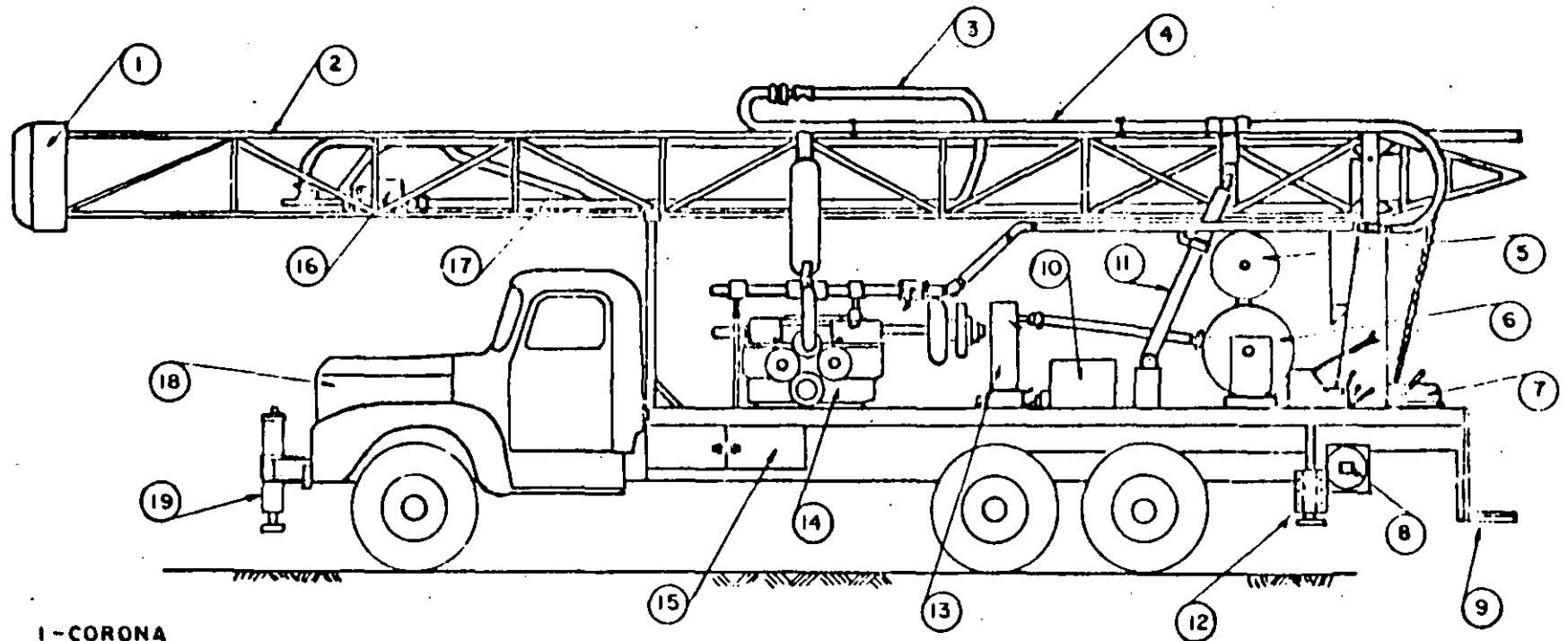
FIG. 3
TIJERAS DE PERFORACION
O PESCA

Fig. B.

HERRAMIENTAS COMPLEMENTARIAS DE PERFORACION



EQUIPO 1 TATORIO AUTO-TRANSPORTADO



1-CORONA

2-MASTIL

3-MANGUERA DE PRESION

4- STAND PIPE

5-TAMBOR DE CUCHARAO

6-TAMBOR DE PERFORACION

7-MESA ROTARIA

8-PULLDOWN

9-PLATAFORMA

10-TRANSMISION HIDRAULICA

11-CILINDROS HIDRAULICOS

12 Y 19-GATOS NIVELADORES

13-CAJA DE TRANSMISION

14-BOMBA DE LODOS

15-CAJA DE HERRAMIENTAS

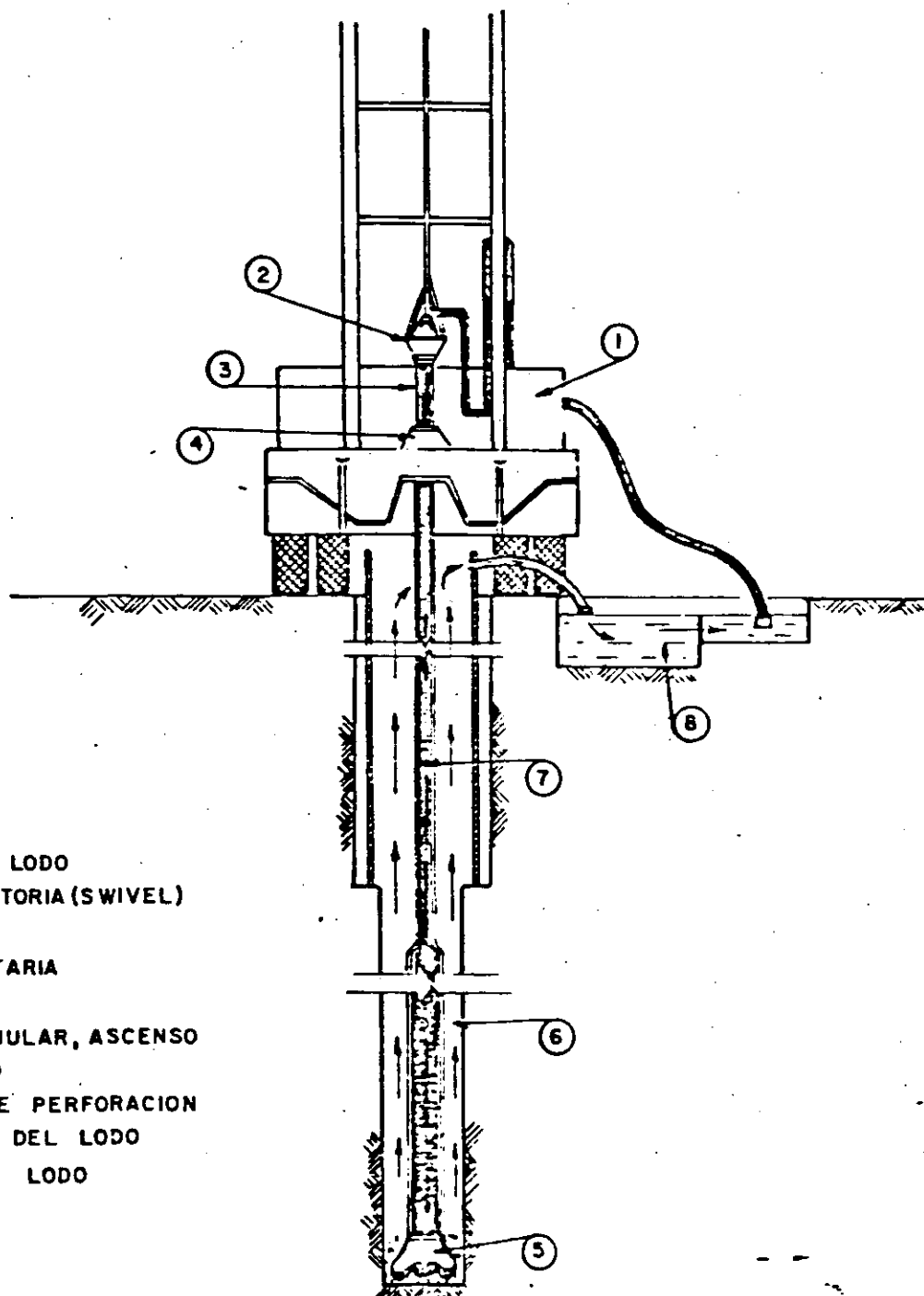
16-SWIVEL

17-KELLY

18-UNIDAD DE POTENCIA

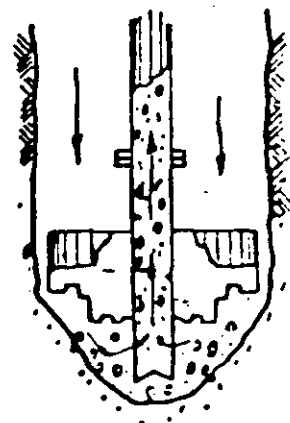
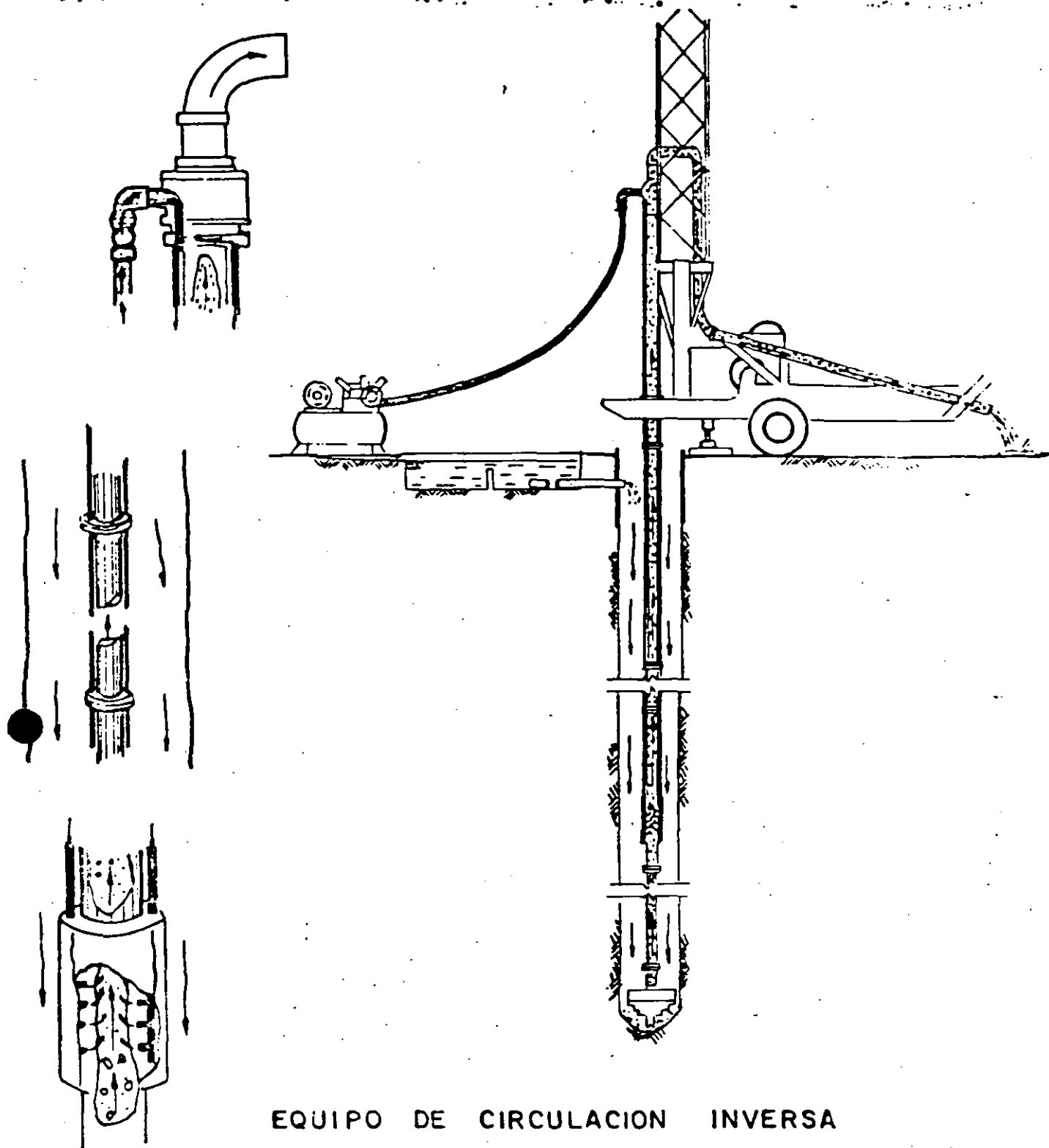
FIG. D.

SISTEMA DE LODOS EQUIPO ROTATORIO CONVENCIONAL

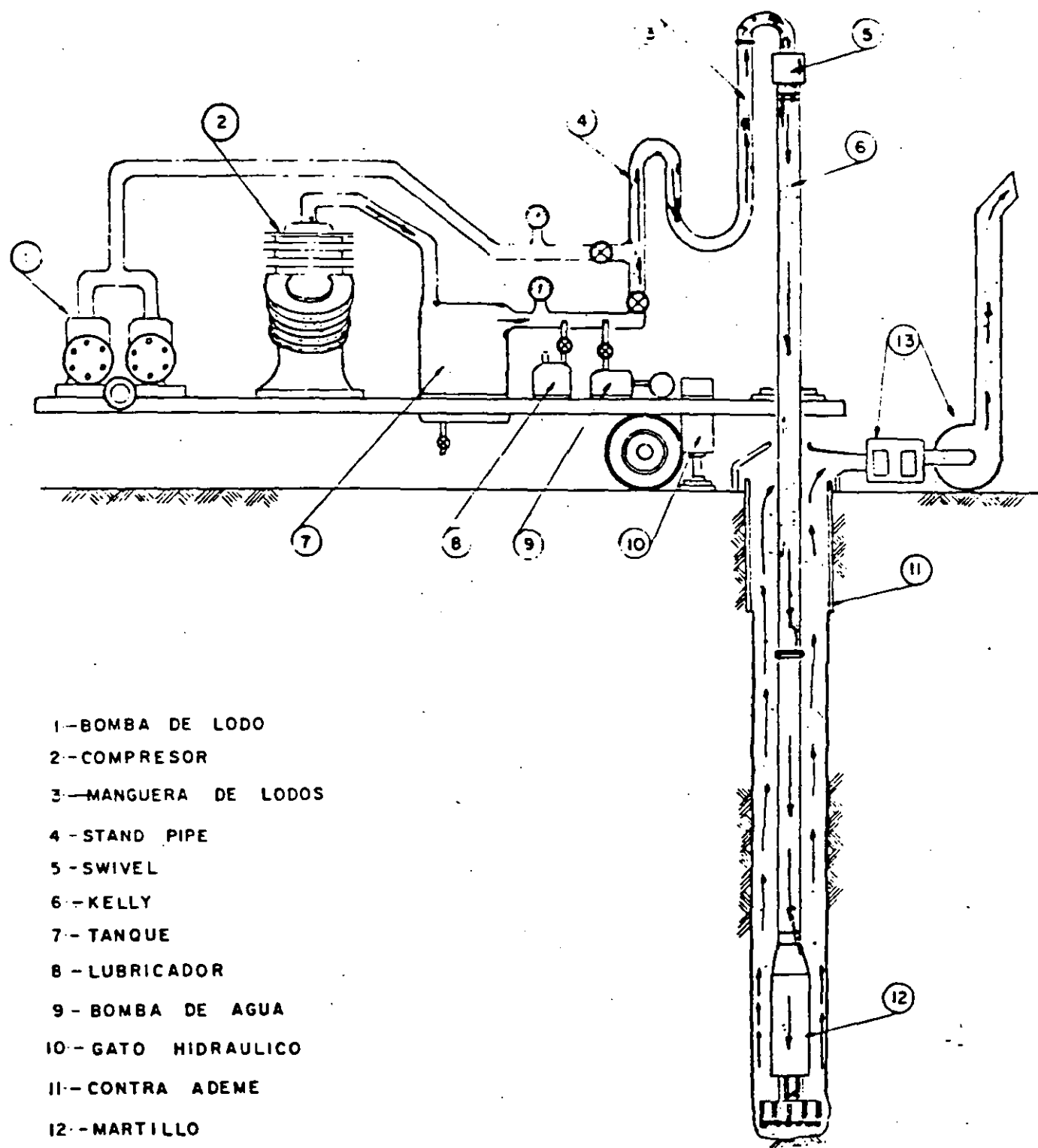


- 1--BOMBA DE LODO
- 2--UNION GIRATORIA (SWIVEL)
- 3--KELLY
- 4--MESA ROTARIA
- 5--BARRENA
- 6--ESPACIO ANULAR, ASCENSO DEL LODO
- 7--TUBERIA DE PERFORACION DESCENSO DEL LODO
- 8--FOSAS DE LODO

FIG. E.



ESQUEMA DE UN EQUIPO ROTATORIO NEUMATICO



- 1-BOMBA DE LODO
- 2-COMPRESOR
- 3-MANGUERA DE LODOS
- 4-STAND PIPE
- 5-SWIVEL
- 6-KELLY
- 7-TANQUE
- 8-LUBRICADOR
- 9-BOMBA DE AGUA
- 10-GATO HIDRAULICO
- 11-CONTRA ADEME
- 12-MARTILLO
- 13-COLECTOR DE POLVOS

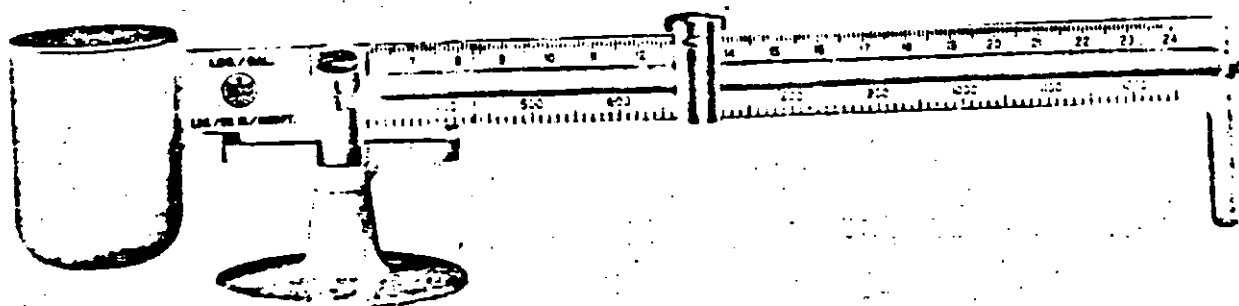
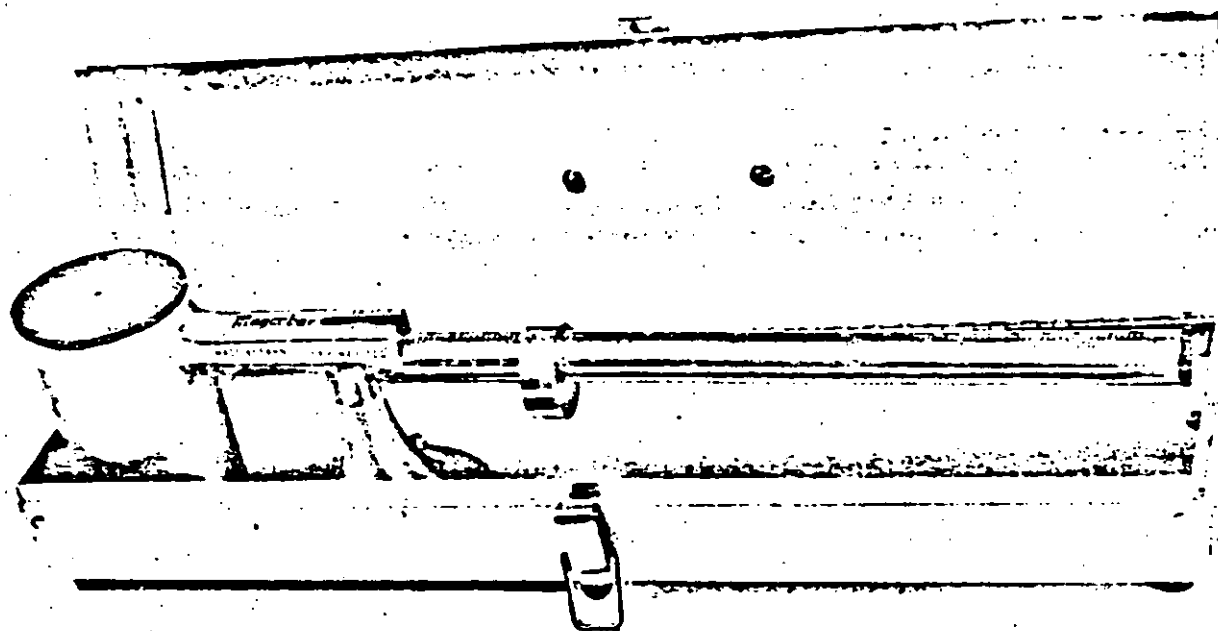
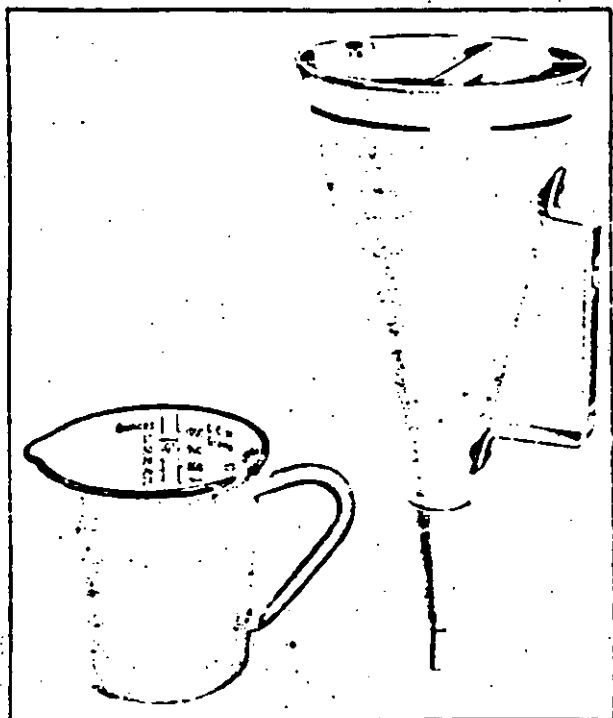
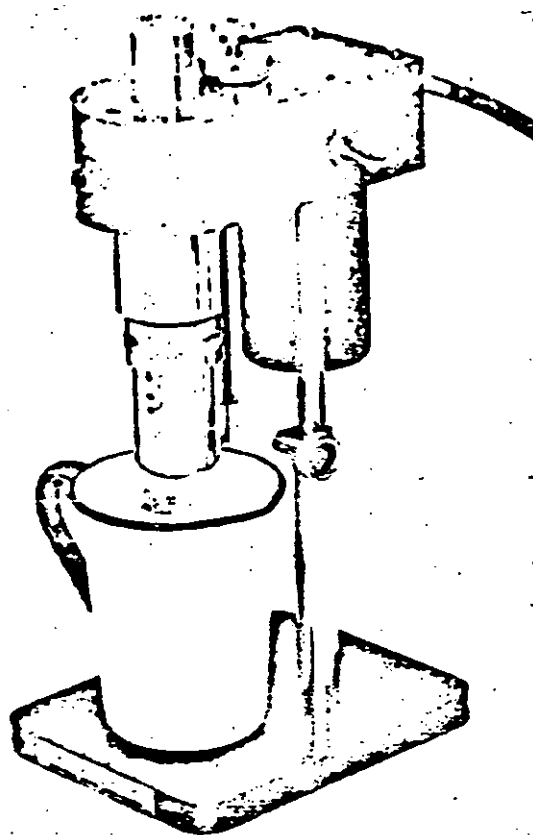


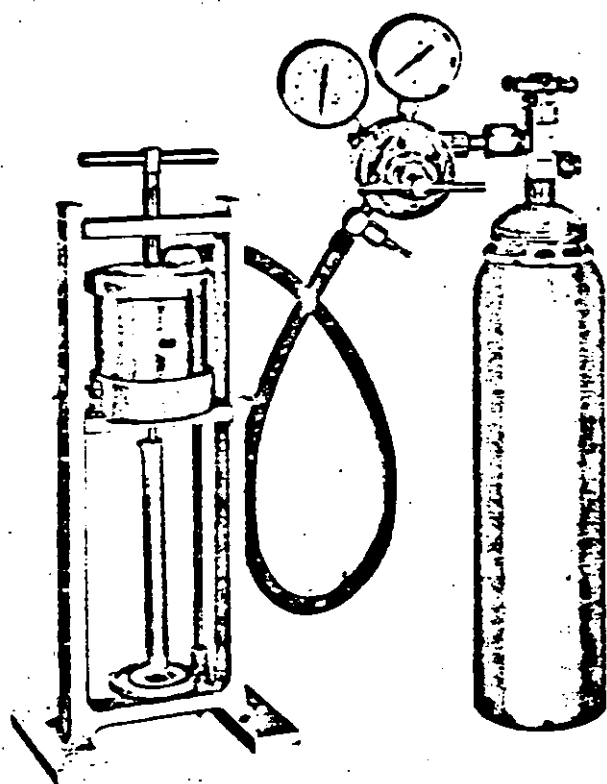
FIGURA 5-1: BALANZA PARA PESAR LODO



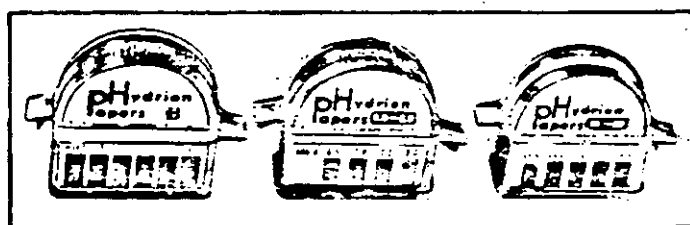
EMBUDO DE MARSH



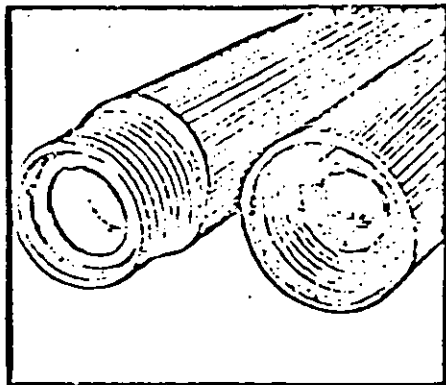
VISCOSIMETRO



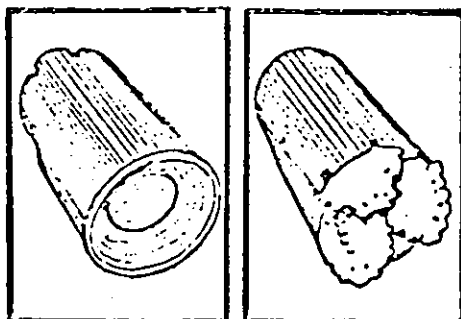
PRENSA FILTRO



PAPEL PHYDRION

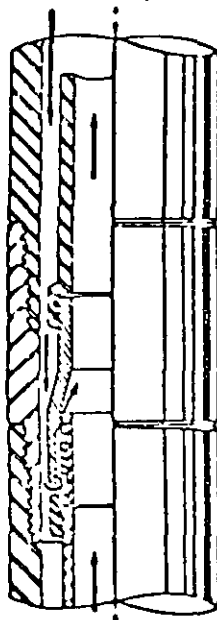


TUBERIA DOBLE DE PERFORACION



CAJA INDUCTORA O PORTA
BARRENAS CILINDRICA.

COMPRESSED AIR
(AIRE DE COMPRESORA
DE LA MAQUINA)



CON-COR AIR DIFFUSER STAGING SUB WITH ANNULAR CHECK VALVE
(CONEXION DIFUSORA CON-COR ADAPTABLE A PROFUNDIDAD COVEN-
CIONAL A LA TUBERIA DOBLE DE PERFORACION CON VALVULA CHECK
ANULAR.)

FIG. K.

ANY LIQUID OR GASEOUS CIRCULATING FLUID
(TRAYECTORIA DE LOS FLUIDOS DE PER-
FORACION LIQUIDOS O GASEOSOS)

REAMING SHELL
(CABEZA RIMADORA)

NONROTATING ELASTOMERIC PACKER IN
DRILLING POSITION
(CUERPO DE RONDANAS ELASTICAS CAMBIABLES
DE MULE DEL ACITAMENTO EMPACADOR NO RO-
TATORIO EN SU POSICION PARA PERFORAR.
ESTE CUERPO EMPACADOR SE CAMBIA PARA
PERFORAR A DISTINTOS DIAMETROS.

TO DRILL BIT
(A LA BARRENA)

FIG. U

CON-COR NON-ROTATING ELASTOMERIC PACKER WITH FLUID REVERSING
CONTROL AND REAMUP SHELL FEATURES

(EMPAQUE ELASTICO NO ROTATORIO CONTROLABLE PARA CIRCULACION
INVERSA CON SU ADITAMENTO DE RIMA EN SU PARTE SUPERIOR)

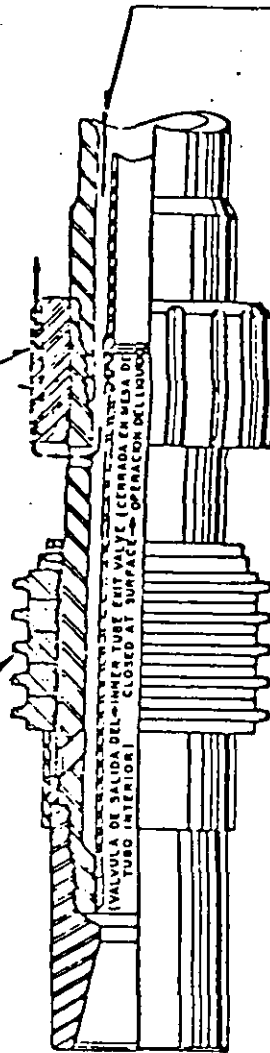
FIG. L.

ANY LIQUID OR GASEOUS CIRCULATING FLUID
(TRAYECTORIA DE LOS FLUIDOS DE PERFORACION
LIQUIDOS O GASEOSOS)

REAMING SHELL
(CABEZA RIMADORA)

NONROTATING ELASTOMERIC PACKER IN HOLE
EXIT POSITION

(EMPAQUE NO ROTATORIO DE RONDANAS ELAS-
TICAS EN SU POSICION CAMBIABLE PARA DAR
SALIDA HACIA EL POZO DE LOS FLUIDOS DE
PERFORACION.)

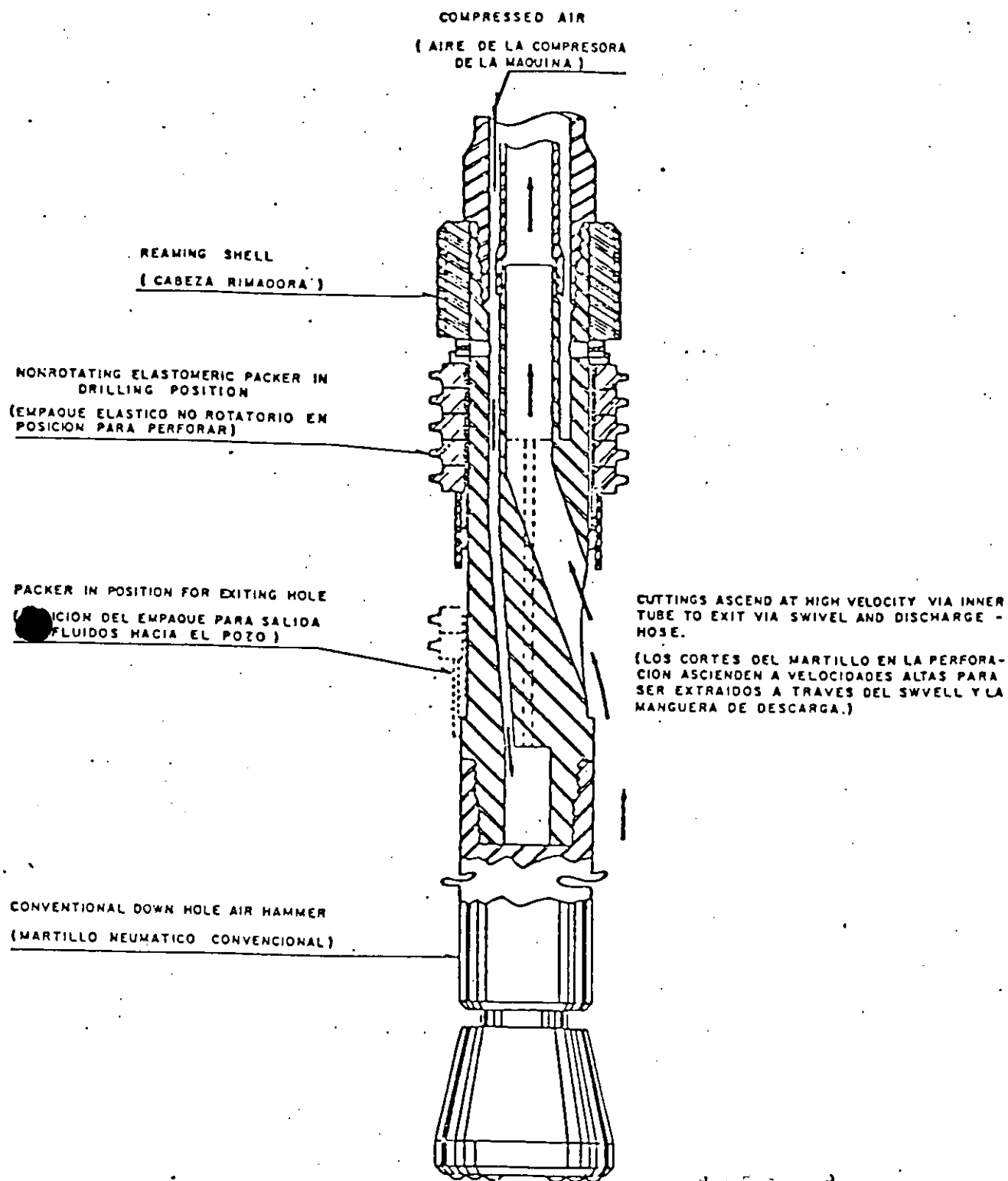


G. I. A.

CON - COR NON - ROTATING ELASTOMERIC PACKER WITH FLUID REVERSING
CONTROL AND REAMUP SHELL FEATURES

(EMPAQUE ELASTICO NO ROTATORIO CONTROLABLE PARA CIRCULACION
INVERSA CON SU ADITAMENTO DE RIMA EN SU PARTE SUPERIOR.)

FIG. M.



CON-COR PACKER CROSSOVER ASSEMBLY FOR USE WITH CONVENTIONAL AIR HAMMERS

(ADITAMENTO EMPACADOR PARA UTILIZARSE EN PERFORACION CON DOBLE TUBERIA EMPLEANDO MARTILLO NEUMATICO CONVENCIONAL)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

SISTEMAS DE FLUJO HACIA POZOS

SISTEMAS DE FLUJO HACIA POZOS

1.- INTRODUCCION.

LA INTERPRETACIÓN DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO EN ACUIFEROS GRANULARES, SE BASA EN SOLUCIONES TEÓRICAS DEDUCIDAS RESOLVIENDO LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE FLUJO, PARA LAS CONDICIONES DE FRONTERA REPRESENTATIVAS DE DIVERSOS SISTEMAS. DICHAS SOLUCIONES EXPRESAN MATEMÁTICAMENTE EL COMPORTAMIENTO DE LOS NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN EL ÁREA AFECTADA POR EL BOMBEO.

AL REALIZAR UNA PRUEBA, LA GRÁFICA DE LAS OBSERVACIONES SUGIERE EL TIPO DE SISTEMA DE QUE SE TRATA. MEDIANTE CONSIDERACIONES GEOLÓGICAS, HIDROLÓGICAS Y TOPOGRÁFICAS, BASADAS EN LA INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA DISPONIBLE (CORTES GEOLÓGICOS, REGISTROS ELÉCTRICOS, GEOLOGÍA SUPERFICIAL, PRESENCIA DE CANALES O RÍOS, PENDIENTE TOPOGRÁFICA, ETC.), SE CONFIRMA, MODIFICA O DESCARTA LA SUPOSICIÓN HECHA INICIALMENTE. UNA VEZ IDENTIFICADO EL SISTEMA, A PARTIR DE LAS ECUACIONES CORRESPONDIENTES PUEDEN DEDUCIRSE LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS BUSCADAS.

NATURALMENTE, PARA QUE EL PROBLEMA SEA ATACABLE ANALÍTICAMENTE, ES NECESARIO SIMPLIFICAR LOS SISTEMAS CONSIDERADOS, INTRODUCIENDO ALGUNAS HIPÓTESIS. LAS MÁS COMUNES SON:

- EL ACUÍFERO TIENE EXTENSIÓN LATERAL INFINITA.
- EL ACUÍFERO ES HOMOGÉNEO, ISÓTROPO Y DE ESPESOR UNIFORME EN EL ÁREA AFECTADA POR EL BOMBEO.
- LA SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA O LA SUPERFICIE FREÁTICA, SEGÚN EL CASO, ES APROXIMADAMENTE HORIZONTAL EN EL ÁREA DE INFLUENCIA DEL BOMBEO, ANTES DE INICIARSE LA PRUEBA.

- EL CAUDAL DE DESCARGA ES CONSTANTE.
- EL POZO CAPTA TOTALMENTE EL ESPESOR DEL ACUÍFERO.

APARENTEMENTE, ESTAS HIPÓTESIS LIMITAN SERIAMENTE LA APLICABILIDAD DE LAS SOLUCIONES A CASOS REALES; SIN EMBARGO, NO DEBEN CONSIDERARSE EN FORMA RIGUROSA SINO CON UN ENFOQUE PRÁCTICO. ES CLARO QUE LAS CONDICIONES NATURALES SIEMPRE DIFERIRÁN EN CIERTA MEDIDA DE LAS CONDICIONES TEÓRICAS; PERO EN MUCHOS CASOS TALES DESVIACIONES NO SON SIGNIFICATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA PRÁCTICO.

CONVIENE ACLARAR, SOBRE TODO, QUE LAS HIPÓTESIS SEÑALADAS DEBEN CUMPLIRSE, EXCLUSIVAMENTE, EN EL ÁREA AFECTADA POR EL BOMBEO, LA CUAL NO ES DE EXTENSIÓN MUY CONSIDERABLE. ESTE HECHO HACE A LAS HIPÓTESIS MÁS "RAZONABLES". EN EFECTO, LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y EL ESPESOR MEDIO DE UN ACUÍFERO, GENERALMENTE NO PRESENTAN VARIACIONES IMPORTANTES EN EL ÁREA COMPRENDIDA POR EL CONO DE ABATIMIENTOS; EN CONDICIONES NATURALES LA SUPERFICIE FREÁTICA O LA SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA TIENEN GRADIENTES MUY PEQUEÑOS, POR LO QUE PUEDEN SUPONERSE PRÁCTICAMENTE HORIZONTALES; EN CUANTO A LA HOMOGENEIDAD, LA PRESENCIA DE INTERCALACIONES DE MATERIALES DE LITOLOGÍA Y PERMEABILIDAD DIFERENTES A LAS DEL ACUÍFERO, SÓLO AFECTAN LOCALMENTE LA DISTRIBUCIÓN DE ABATIMIENTOS, PERO NO INFLUYEN SIGNIFICATIVAMENTE EN EL COMPORTAMIENTO DE CONJUNTO DEL ACUÍFERO.

OBVIAMENTE, CUANDO LAS CONDICIONES REALES SE APARTAN NOTABLEMENTE DE LAS ESTABLECIDAS EN LAS HIPÓTESIS, LAS SOLUCIONES BASADAS EN ÉSTAS DEJAN DE SER APLICABLES, Y ES NECESARIO UTILIZAR OTRAS SOLUCIONES CUYAS HIPÓTESIS SE AJUSTEN RAZONABLEMENTE A LA SITUACIÓN REAL.

II.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

CUANDO UN POZO ES BOMBEADO, LA SUPERFICIE FREÁTICA (O PIEZOMÉTRICA) DEL ACUÍFERO ES ABATIDA EN SUS ALREDEDORES.- EL ABATIMIENTO PROVOCADO ES MÁXIMO EN EL POZO DE BOMBEO Y DECRECE CONFORME AUMENTA LA DISTANCIA AL POZO, HASTA SER PRÁCTICAMENTE NULO (FIGURA No. 1). COMO EL ABATIMIENTO A CIERTA DISTANCIA DEL POZO ES EL MISMO EN TODAS DIRECCIONES, EL ÁREA DE INFLUENCIA DEL BOMBEO ES CIRCULAR (SI EL ACUÍFERO ES RELATIVAMENTE HOMOGÉNEO E ISÓTROPO) Y SU RADIO DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y DEL TIEMPO DE BOMBEO, ENTRE OTROS FACTORES (FIGURA No. 2).

DADO QUE LA PRESIÓN MÍNIMA SE TIENE EN EL POZO DE BOMBEO, EL AGUA FLUYE HACIA ÉL DESDE TODAS DIRECCIONES. SI EL FLUJO ES HORIZONTAL, CONFORME EL AGUA SE ACERCA AL POZO, SE MUEVE A TRAVÉS DE SUPERFICIES CILÍNDRICAS DE ÁREA CADA VEZ MENOR; - COMO CONSECUENCIA, LA VELOCIDAD DEL AGUA VA INCREMENTANDO CONFORME ÉSTA SE ACERCA AL POZO. PUESTO QUE LA VELOCIDAD ES PROPORCIONAL AL GRADIENTE HIDRÁULICO, DE ACUERDO CON LA LEY DE DARCY, LA PENDIENTE DE LA SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA INCREMENTA GRADUALMENTE HACIA EL POZO, LO QUE DA A DICHA SUPERFICIE UNA FORMA APROXIMADAMENTE CÓNICA. POR ELLO, A LA DEPRESIÓN PIEZOMÉTRICA PROVOCADA - POR EL BOMBEO, SE LE ACOSTUMBRA LLAMAR "CONO DE DEPRESIÓN".

EL AGUA BOMBEADA POR EL POZO ES TOMADA DEL ALMACENAMIENTO DEL ACUÍFERO. SI NO HAY RECARGA VERTICAL EN EL ÁREA AFECTADA POR EL BOMBEO, LA DEPRESIÓN PIEZOMÉTRICA SE VA EXPAN--DIENDO AFECTANDO UN ÁREA CADA VEZ MAYOR. AL CRECER EL ÁREA AFECTADA, LOS ABATIMIENTOS NECESARIOS PARA MANTENER LA EXTRACCIÓN - DEL POZO SON CADA VEZ MENORES, ALCANZÁNDOSE UN MOMENTO EN EL -- QUE LA SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA SE ESTABILIZA EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO. EN ESTAS CONDICIONES SE DICE QUE EL FLUJO ESTÁ - ESTABLECIDO.

III.- 'POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS''

3.1.- PRUEBAS EN RÉGIMEN DE FLUJO ESTABLECIDO.

PUEDE DEMOSTRARSE QUE LA SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN -
DIFERENCIAL

$$\frac{d^2 h}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dh}{dr} = 0 \quad (1)$$

SUJETA A LAS CONDICIONES DE FRONTERA CORRESPONDIENTES AL SISTEMA ILUSTRADO EN LA FIGURA 3, ES:

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi kb} \cdot L \frac{r_1}{r_2} \quad (2)$$

EN LA QUE: h_1 Y h_2 SON LAS ELEVACIONES DEL NIVEL DEL AGUA A LAS DISTANCIAS r_1 Y r_2 DEL POZO DE BOMBEO, RESPECTIVAMENTE; Q , EL CAUDAL BOMBEADO; K , LA PERMEABILIDAD DEL ACUÍFERO, Y B , SU ESPESOR SATURADO. ÉSTA SOLUCIÓN SE BASA EN LA HIPÓTESIS DE QUE EL FLUJO HACIA EL POZO SE ENCUENTRA ESTABLECIDO, Y EN TODAS LAS ANTES SEÑALADAS.

LA EXPRESIÓN ANTERIOR, LLAMADA "FÓRMULA DE THIEM", PERMITE CALCULAR LA PERMEABILIDAD CUANDO SE CONOCE LA POSICIÓN - DEL NIVEL DEL AGUA EN DOS POZOS DE OBSERVACIÓN:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} L \frac{r_1}{r_2} \quad (3)$$

CUANDO SÓLO SE DISPONE DE UN POZO DE OBSERVACIÓN, LA PERMEABILIDAD SE DEDUCE MEDIANTE LA ECUACIÓN:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} L \frac{r_1}{r_p} \quad (4)$$

EN LA QUE R_p ES EL RADIO DEL POZO DE BOMBEO, Y A_p ES EL ABATIMIENTO REGISTRADO EN EL MISMO. ESTA EXPRESIÓN DEBE UTILIZARSE CON RESERVAS, PORQUE EL ABATIMIENTO MEDIDO EN EL POZO ESTÁ INFLUENCIADO POR LAS PÉRDIDAS LOCALES EN EL POZO DE BOMBEO.

AUN CUANDO LAS FÓRMULAS ANTERIORES SON APLICABLES A ALGUNOS CASOS PRÁCTICOS, TIENEN DOS LIMITACIONES PRINCIPALES: NO PROPORCIONAN INFORMACIÓN RESPECTO AL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO, NI PERMITEN CALCULAR LOS ABATIMIENTOS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO.

3.2.- PRUEBAS DE BOMBEO EN RÉGIMEN TRANSITORIO.

EN 1935, C. V. THEIS INICIÓ EL ESTUDIO DE LA HIDRÁULICA DE POZOS EN RÉGIMEN TRANSITORIO, AL DESARROLLAR LA FÓRMULA QUE LLEVA SU NOMBRE. MEDIANTE ELLA PUEDEN DEDUCIRSE LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES DE TRANSMISIBILIDAD Y ALMACENAMIENTO, A PARTIR DE LOS ABATIMIENTOS REGISTRADOS EN UNO O VARIOS POZOS DE OBSERVACIÓN PARA DIFERENTES TIEMPOS DE BOMBEO, CON LA VENTAJA DE QUE NO ES NECESARIO ESPERAR LA ESTABILIZACIÓN DEL CONO DE ABATIMIENTOS, COMO EN EL CASO ANTERIOR.

LA SOLUCIÓN DESARROLLADA POR THEIS, ES:

$$A = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5)$$

DONDE: "A" ES EL ABATIMIENTO REGISTRADO A LA DISTANCIA R DEL POZO DE BOMBEO; Q, EL CAUDAL; T, LA TRANSMISIVIDAD; $W(u)$, LA FUNCIÓN DE POZO, Y

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (6)$$

CON BASE EN LAS EXPRESIONES (5) Y (6), THEIS DESARROLLÓ EL MÉTODO GRÁFICO-NUMÉRICO DE SOLUCIÓN PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS T Y S , QUE A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE:

- A).- TRAZAR LA CURVA TIPO $W(u) - 1/u$ EN PAPEL CON TRAZADO DOBLE LOGARÍTMICO.
- B).- CONSTRUIR LA GRÁFICA ABATIMIENTO-TIEMPO DEL POZO DE OBSERVACIÓN EN PAPEL IDÉNTICO AL UTILIZADO EN EL INCISO A).
- C).- SUPERPONER LAS GRÁFICAS MANTENIENDO LOS EJES PARALELOS, Y BUSCAR LA COINCIDENCIA DE LA CURVA DE CAMPO Y CURVA TIPO.
- D).- SELECCIONAR UN PUNTO DE AJUSTE Y OBTENER SUS COORDENADAS EN LOS CUATRO EJES.
- E).- SUBSTITUIR LOS VALORES DE LAS COORDENADAS EN LAS ECUACIONES (5) Y (6), DESPEJANDO LOS VALORES DE T Y S .

EN LA FIGURA 4 SE MUESTRA LA CURVA TIPO; LA FIGURA 5 ILUSTRA LA INTERPRETACIÓN DE UNA PRUEBA DE BOMBEO.

EN GENERAL, DEBE DARSE MENOR PESO A LOS PUNTOS CORRESPONDIENTES A LOS TIEMPOS MÁS CORTOS, PUES EN ESTA PARTE DE LA PRUEBA PUEDEN TENERSE LAS MAYORES DISCREPANCIAS ENTRE LAS CONDICIONES REALES Y LAS HIPÓTESIS ESTABLECIDAS PARA OBTENER LA FORMULA: HAY CIERTO RÉTRASO ENTRE EL ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE

PIEZOMÉTRICA Y LA LIBERACIÓN DEL AGUA, RETRASO QUE PUEDE SER MAYOR EN ESTA PARTE DE LA PRUEBA, EN LA QUE LOS NIVELES SE ABATEN RÁPIDAMENTE; EL CAUDAL PUEDE VARIAR APRECIABLEMENTE POR EL INCREMENTO BURSCO DE LA CARGA DE BOMBEO, ETC. PARA TIEMPOS MAYORES DE BOMBEO, ESTAS DISCREPANCIAS SE VAN MINIMIZANDO Y SE TIENE UN MEJOR AJUSTE ENTRE LA TEORÍA Y LAS CONDICIONES REALES.

UN MÉTODO MÁS SENCILLO PARA LA INTERPRETACIÓN DE LAS PRUEBAS, FUE DESARROLLADO POR JACOB, QUIEN OBSERVÓ QUE PARA TIEMPOS LARGOS ($t > 5Sr^2/T$), LA ECUACIÓN (5) PUEDE EXPRESARSE:

$$A = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad (7)$$

A PARTIR DE ESTA FÓRMULA, DESARROLLÓ EL MÉTODO GRÁFICO DE INTERPRETACIÓN QUE LLEVA SU NOMBRE, Y QUE CONSISTE EN LO SIGUIENTE:

- A).- CONSTRUIR LA GRÁFICA ABATIMIENTO (EN ESCALA ARITMÉTICA) CONTRA TIEMPO (EN ESCALA LOGARÍTMICA).
- B).- PASAR UNA RECTA POR LOS PUNTOS QUE SE ALINEAN, Y DETERMINAR SU PENDIENTE. LOS PUNTOS CORRESPONDIENTES A LOS PRIMEROS MINUTOS DE LA PRUEBA SE APARTAN GENERALMENTE DE LA RECTA, DEBIDO A QUE CORRESPONDEN A TIEMPOS CORTOS ($t < 5r^2 S/T$) PARA LOS CUALES NO ES VÁLIDA LA FÓRMULA DE JACOB.
- C).- SI LA PENDIENTE DE LA RECTA DE AJUSTE ES "P" LA TRANSMISIBILIDAD PUEDE OBTENERSE DE LA EXPRESIÓN:

$$T = \frac{0.183 Q}{P} \quad (8)$$

D).- DETERMINAR EL VALOR DE T , T_0 , PARA EL CUAL LA PROLONGACIÓN DE LA RECTA DE AJUSTE INTERSECTA LA LÍNEA DE ABATIMIENTO NULO.

E).- CALCULAR EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO MEDIANTE LA EXPRESIÓN:

$$S = \frac{2.26 T t_0}{r^2} \quad (9)$$

EL MISMO MÉTODO PUEDE SEGUIRSE CUANDO SE CONOCEN - LOS ABATIMIENTOS EN VARIOS POZOS DE OBSERVACIÓN PARA UN TIEMPO DADO. EN ESTE CASO SE GRAFICA EL ABATIMIENTO CONTRA LA DISTANCIA - (EN ESCALA LOGARÍTMICA). LOS COEFICIENTES BUSCADOS SE OBTIENEN - MEDIANTE LAS FÓRMULAS:

$$T = \frac{0.366 Q}{p} \quad (10) \quad S = \frac{2.25 T t}{r_o^2} \quad (11)$$

EN QUE R_0 ES EL VALOR DE R PARA EL CUAL LA PROLONGACIÓN DE LA RECTA DE AJUSTE INTERSECTA LA LÍNEA DE ABATIMIENTO NULO.

LA FORMA MÁS GENERAL DEL MÉTODO SE APLICA CUANDO - SE TIENEN OBSERVACIONES EN VARIOS POZOS DE OBSERVACIÓN PARA DIFERENTES TIEMPOS. EN ESTE CASO, SE LLEVAN EN EL EJE LOGARÍTMICO -- LOS VALORES DE LA RELACIÓN T/R^2 , Y SE SIGUE LA SECUENCIA DESCRITA - ANTERIORMENTE.

EN LA FIGURA 6 SE COMPARA LA CURVA TIPO DE THEIS CON LA APROXIMACIÓN DE JACOB, EN TRAZADO SEMILOGARÍTMICO; EN LA FIGURA 7 SE EJEMPLIFICA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO.

EN LA FIGURA 8 SE PRESENTA UNA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE JACOB, PARA CONOCER LA EXTENSIÓN DEL RADIO DE INFLUENCIA EN FLUJO TRANSITORIO PARA EL CASO PARTICULAR DE UN POZO QUE EXTRAHE 150 LPS DE UN ACUÍFERO CON $S = 0.05$ Y $T = 0.05$ M²/SEG.

EN LA FIGURA 9 ESTÁ ILUSTRADA LA FAMILIA DE RECTAS - CORRESPONDIENTES A LAS RELACIONES "ABATIMIENTO-TIEMPO" REPRESENTATIVAS DEL CILINDRO DE OBSERVACIÓN DE RADIO 200 M CON CENTRO EN EL POZO DE BOMBEO DEL QUE SE EXTRAEN TRES CAUDALES CONSTANTES DEL MISMO ACUÍFERO DEL CASO ANTERIOR.

LA FIGURA 10 MUESTRA LA VARIACIÓN DEL PERFIL DEL CONO DE ABATIMIENTOS PARA UN CASO NUMÉRICO EN QUE SE HA HECHO VARIAR LA TRANSMISIBILIDAD CONSIDERANDO PARA LOS CÁLCULOS LAS MISMAS - CANTIDADES DE CAUDAL EXTRAÍDO DEL POZO DE BOMBEO, COEFICIENTES DE ALMACENAMIENTO IGUALES E IDÉNTICO TIEMPO DE BOMBEO.

3.3.- PENETRACIÓN PARCIAL.

CUANDO UN POZO CAPTA SÓLO UNA PARTE DEL ESPESOR SATURADO DE UN ACUÍFERO, SE LE DENOMINA "PARCIALMENTE PENETRANTE" (FIGURA 11).

EN LA PORCIÓN DE ACUÍFERO NO PENETRADO POR EL POZO DE BOMBEO EL AGUA RECORRE TRAYECTORIAS DE MAYOR LONGITUD PARA ENTRAR AL CEDAZO; POR CONSIGUIENTE, LAS PÉRDIDAS DE CARGA EN LA FORMACIÓN SON MAYORES EN ESTE SISTEMA QUE EN EL DE PENETRACIÓN TOTAL. EN OTRAS PALABRAS: LOS ABATIMIENTOS EN UN POZO, PARCIALMENTE PENETRANTE SON MAYORES QUE LOS PROVOCADOS EN UNO TOTALMENTE PENETRANTE, PARA UN MISMO CAUDAL DE EXTRACCIÓN, AUMENTANDO EL ABATIMIENTO CONFORME DISMINUYE LA PENETRACIÓN DEL POZO.

PARA DAR UNA IDEA APROXIMADA DE LA DISMINUCIÓN DE LA EFICIENCIA HIDRÁULICA DEL POZO CAUSADA POR LA PENETRACIÓN PARCIAL,

CONSIDÉRESE QUE SI UN POZO CAPTA SÓLO LA MITAD DEL ESPESOR SATURADO DE UN ACUÍFERO, EL ABATIMIENTO PROVOCADO EN ÉL SERÁ ALGO MENOR QUE EL DOBLE DEL PROVOCADO EN UN POZO TOTALMENTE PENETRANTE, PARA EL MISMO CAUDAL DE BOMBEO. SI SE CONSIDERA AHORA UN MISMO ABATIMIENTO, EL CAUDAL QUE PUEDE PROPORCIONAR UN POZO ES TANTO MENOR CUANTO MENOR ES LA PENETRACIÓN DE SU CEDAZO. (FIGURAS 12 Y 13).

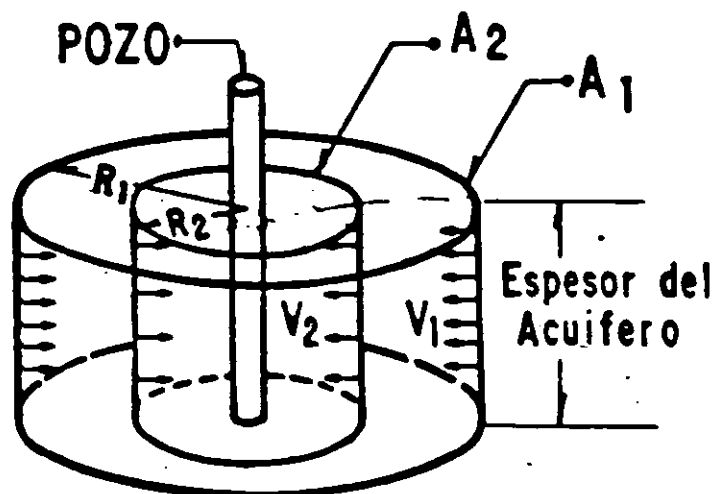
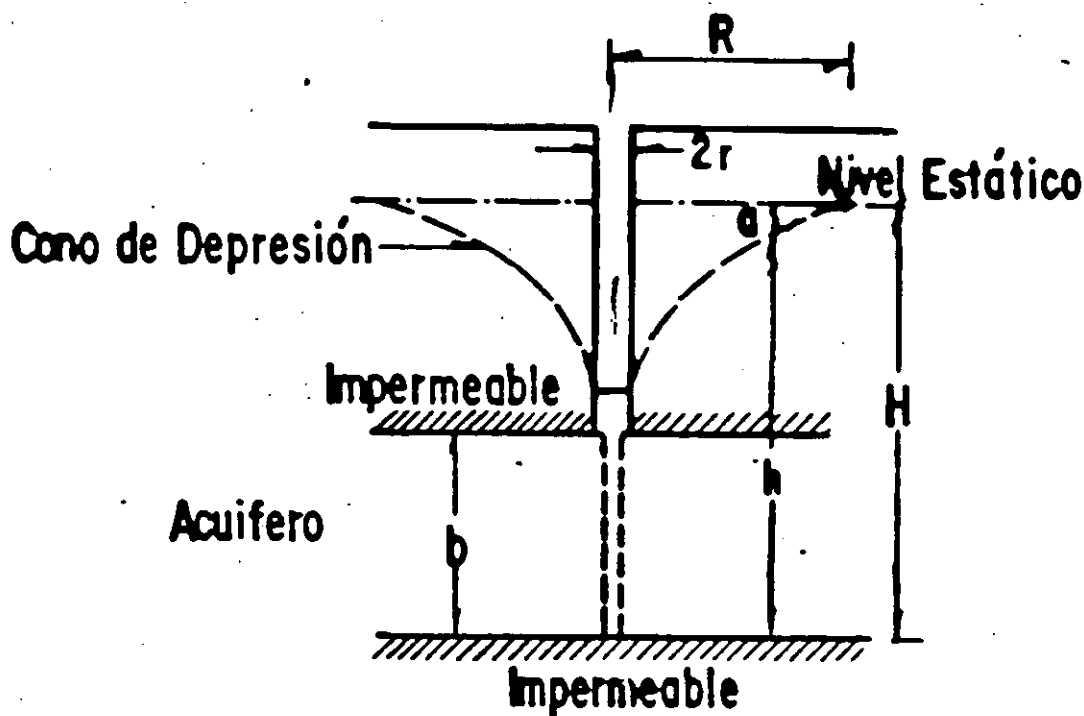
EN LAS PROXIMIDADES DE ESTOS POZOS EL FLUJO ES TRIDIMENSIONAL; POR ELLO, EL ABATIMIENTO REGISTRADO EN EL POZO DE BOMBEO Y EN POZOS DE OBSERVACIÓN PRÓXIMOS A ÉL, DEPENDE, ENTRE OTROS FACTORES, DE LA LONGITUD Y POSICIÓN DE LOS CEDAZOS. ESTO COMPLICA LA INTERPRETACIÓN DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO, YA QUE LOS ABATIMIENTOS SON FUNCIÓN TAMBIÉN DE LAS CARACTERÍSTICAS -- CONSTRUCTIVAS DE LOS POZOS. PARA SIMPLIFICAR LA INTERPRETACIÓN ES CONVENIENTE UBICAR LOS POZOS DE OBSERVACIÓN A DISTANCIAS -- EQUIVALENTES AL ESPESOR DEL ACUÍFERO, O MAYORES, PARA LAS CUALES EL EFECTO DE PENETRACIÓN ES MÍNIMO O NULO.

EL NIVEL DEL AGUA EN UN POZO DE OBSERVACIÓN SITUADO A TALES DISTANCIAS SE COMPORTA COMO SI EL POZO DE BOMBEO FUERA TOTALMENTE PENETRANTE, Y LA PRUEBA SE INTERPRETA EN LA FORMA YA INDICADA; LO MISMO PUEDE HACERSE CUANDO EL POZO DE OBSERVACIÓN PENETRA TOTALMENTE AL ACUÍFERO, INDEPENDIENTEMENTE DE SU UBICACIÓN CON RESPECTO AL POZO DE BOMBEO.

FUERA DE ESTOS DOS CASOS, LA INTERPRETACIÓN ES BASTANTE LABORIOSA, PUES HAY QUE CONSTRUIR UNA CURVA TIPO PARA CADA -- UNO DE LOS POZOS UTILIZADOS EN LA PRUEBA.

EN LA FIGURA 14 SE ILUSTRAN EL COMPORTAMIENTO DEL NIVEL DEL AGUA EN POZOS DE OBSERVACIÓN A DISTANCIAS Y DE CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS DIFERENTES.

MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



$$R_1 = 2 R_2 \quad A_1 = 2 A_2$$

$$V_1 = 2 V_2$$

F 6.2. INFLUENCIA DE . CAUDAL (Q) T E PO DE BOMBEO (t), TRANSMISIBILIDAD (T), Y ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION

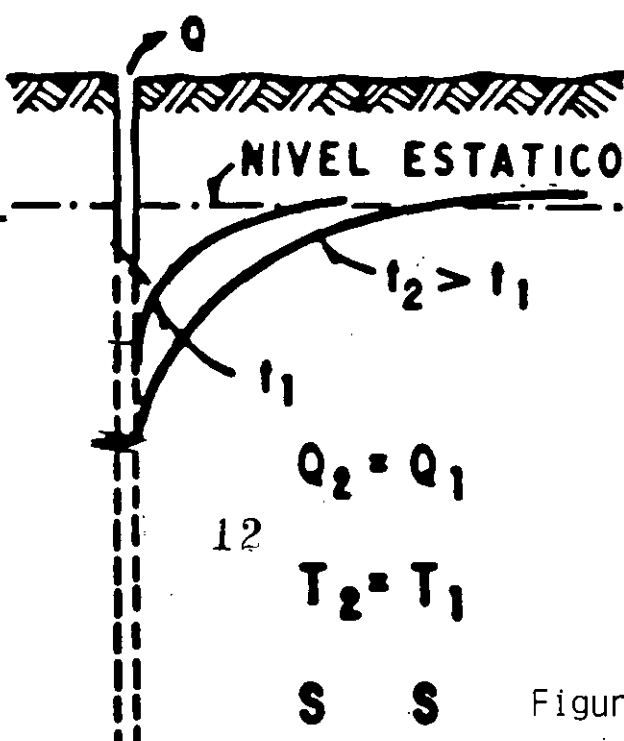
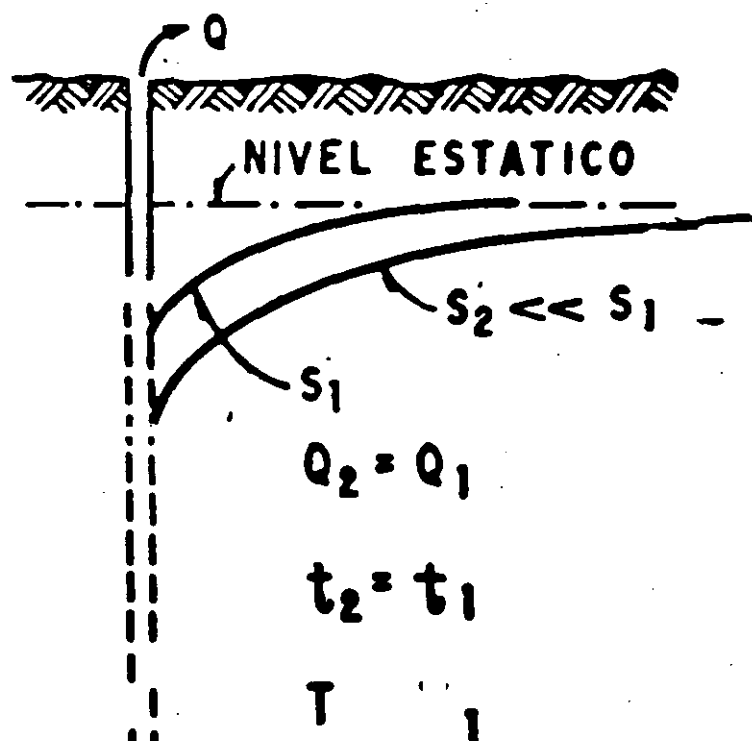
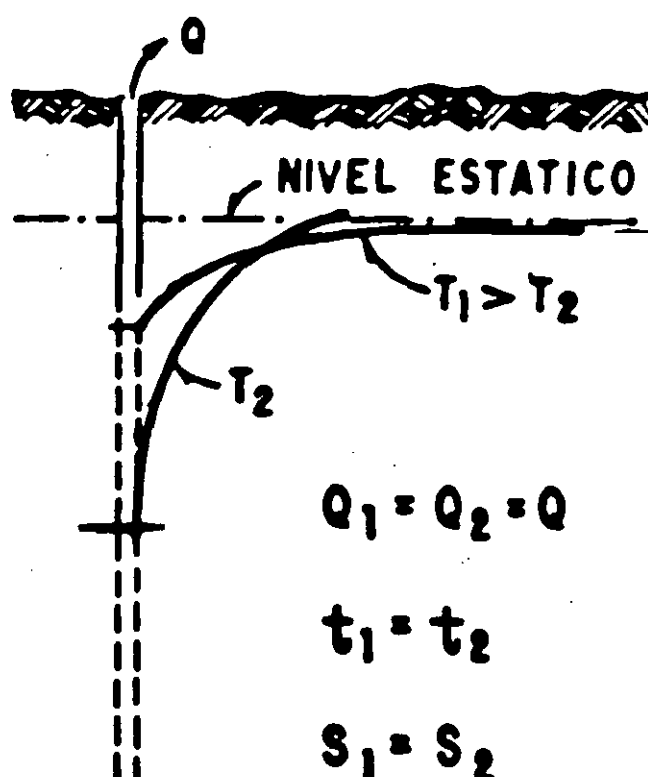
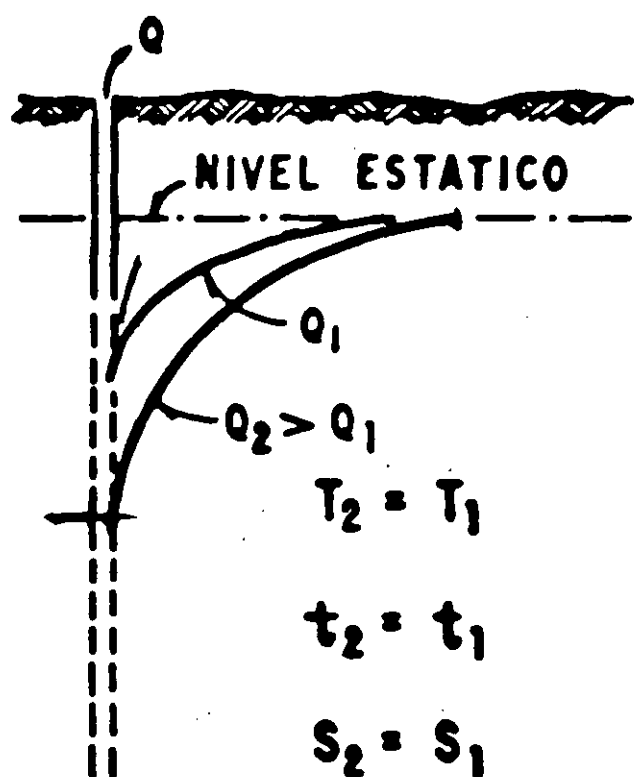
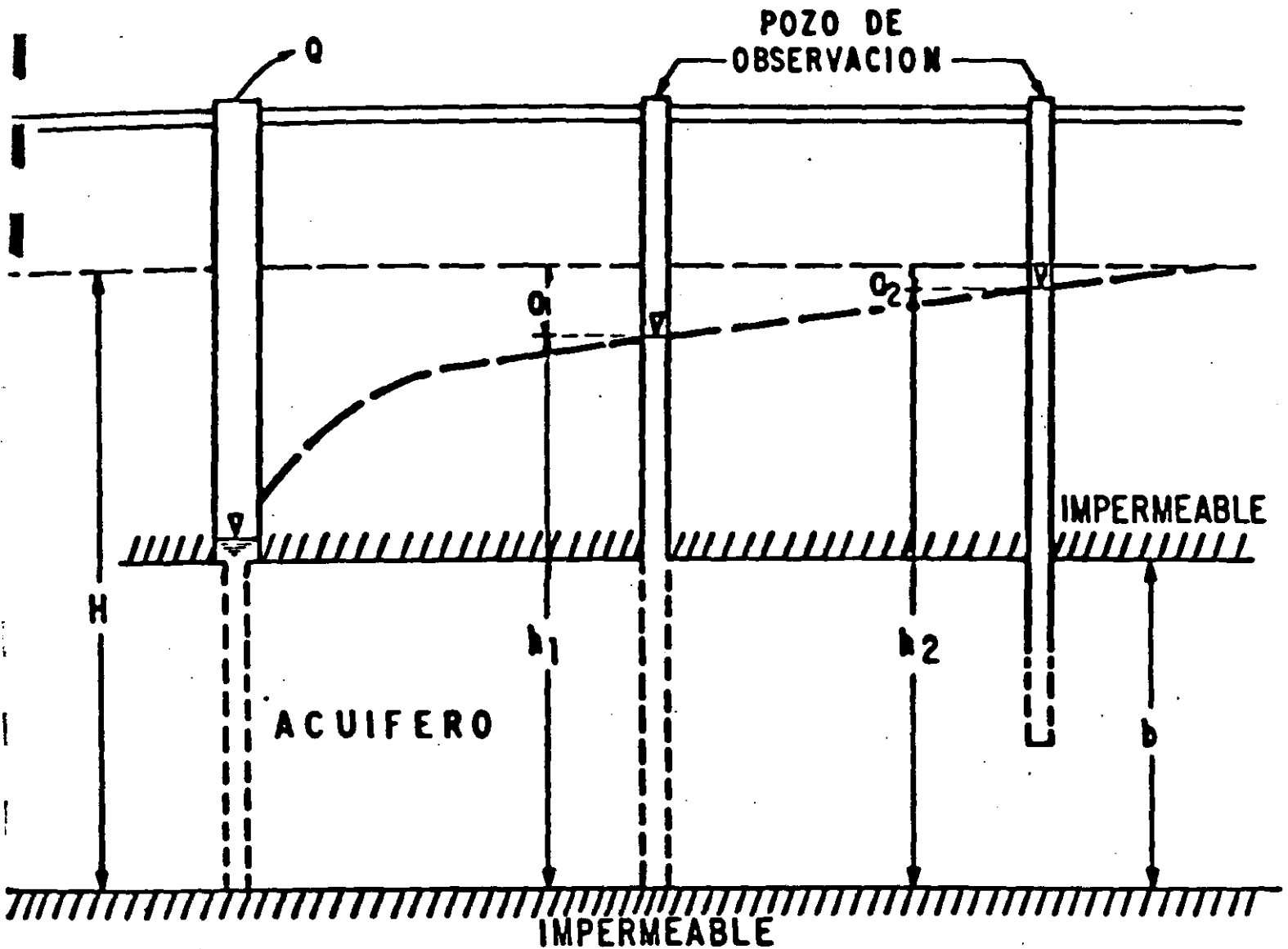


FIG. 3

REGIMEN DE FLUJO ESTABLECIDO HACIA POZOS EN ACUIFERO CONFINADO



$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = 0$$

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi K b} L \frac{r_1}{r_2}$$

(FORMULA DE THIEM)

$$K = \frac{Q}{2\pi (h_1 - h_2)} L \frac{r_1}{r_2}$$

CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS TOTALMENTE PENETRANTES EN ACUIFEROS CONFINANTES

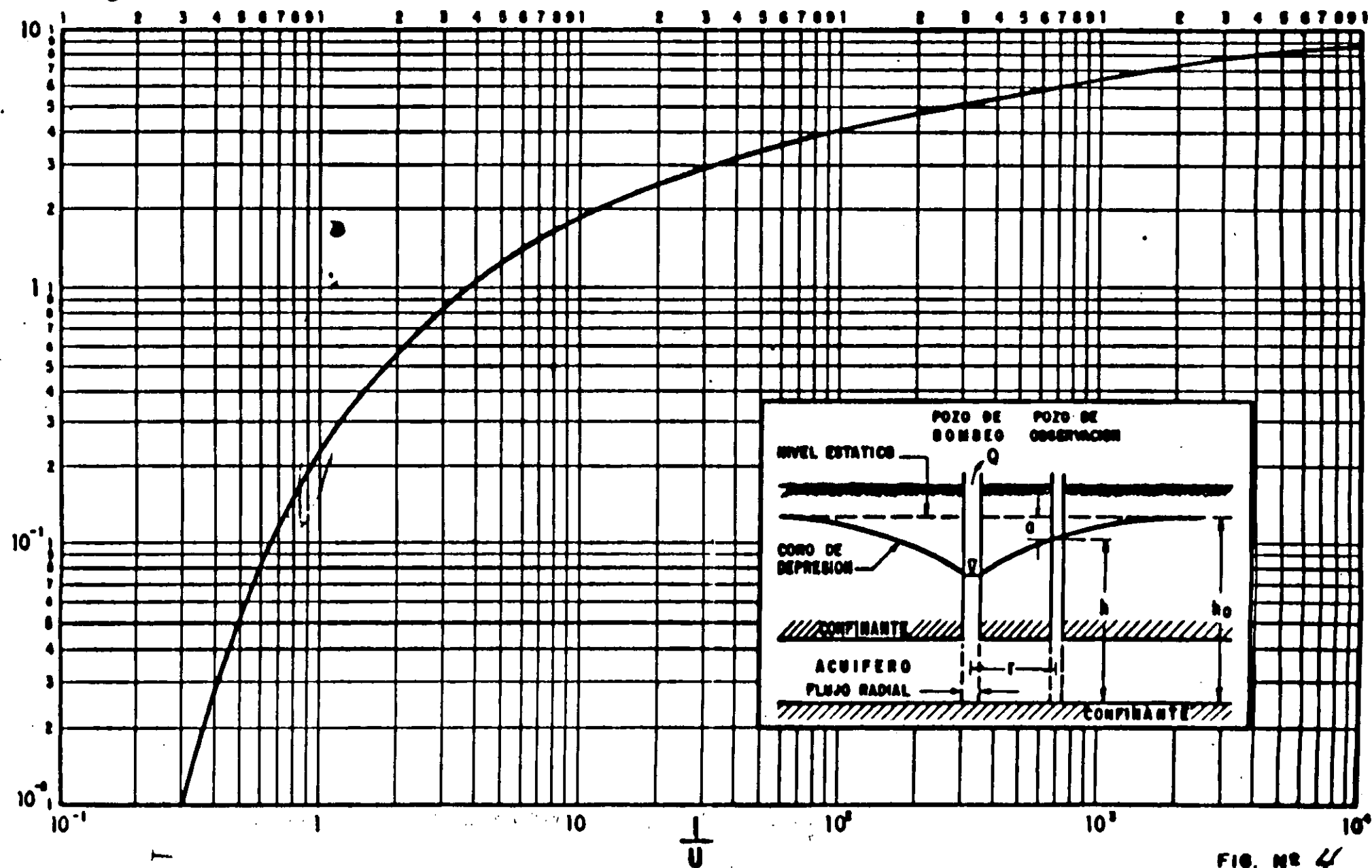
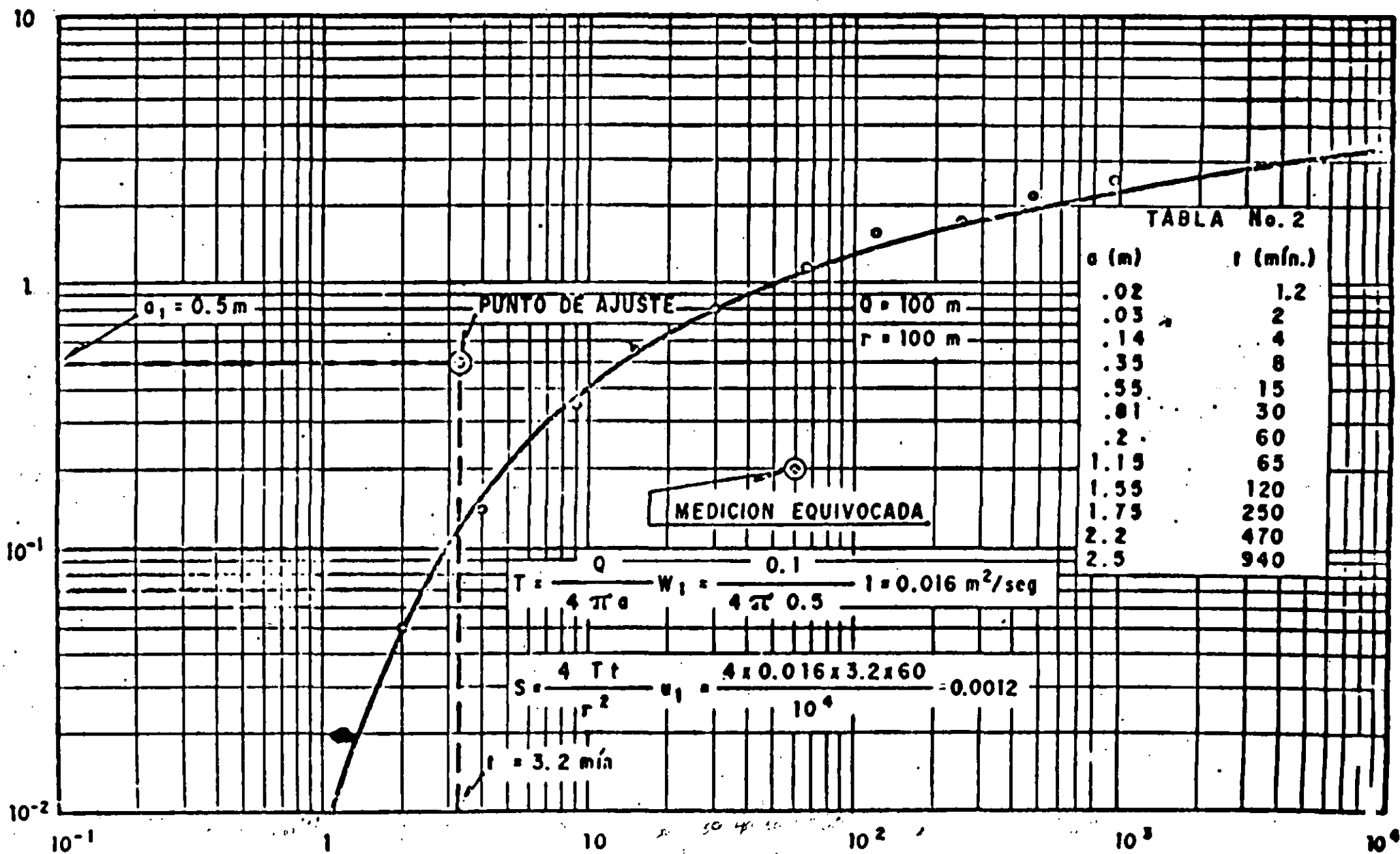
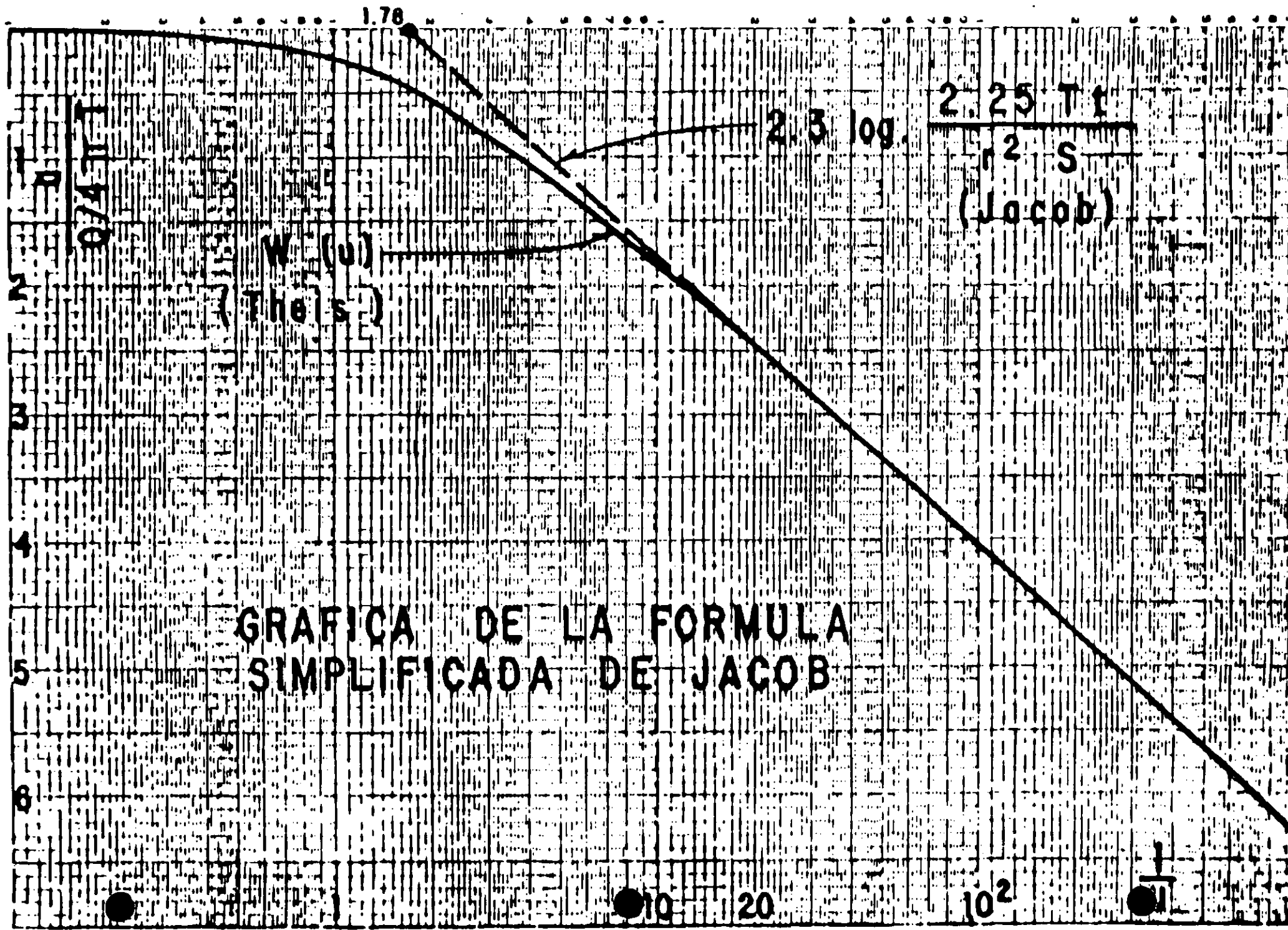


FIG. NR 4

INTERPRETACION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO



TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS



GRAFICA DE LA FORMULA
SIMPLIFICADA DE JACOB

ABAJI MILLIMETROS EN METROS

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

$t_0 = 7.4 \text{ min.}$

LECTURA
EQUIVOCADA

$p = 1.2 \text{ m/ciclo}$

INTERPRETACION DE
PRUEBA DE BOMBEO POR
EL METODO DE JACOB

$$T = \frac{0.183 Q}{p} = 0.015 \text{ m}^2/\text{s.}$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} = 0.0015$$

$$Q = 100 \text{ lps}$$

$$r = 100 \text{ m}$$

2

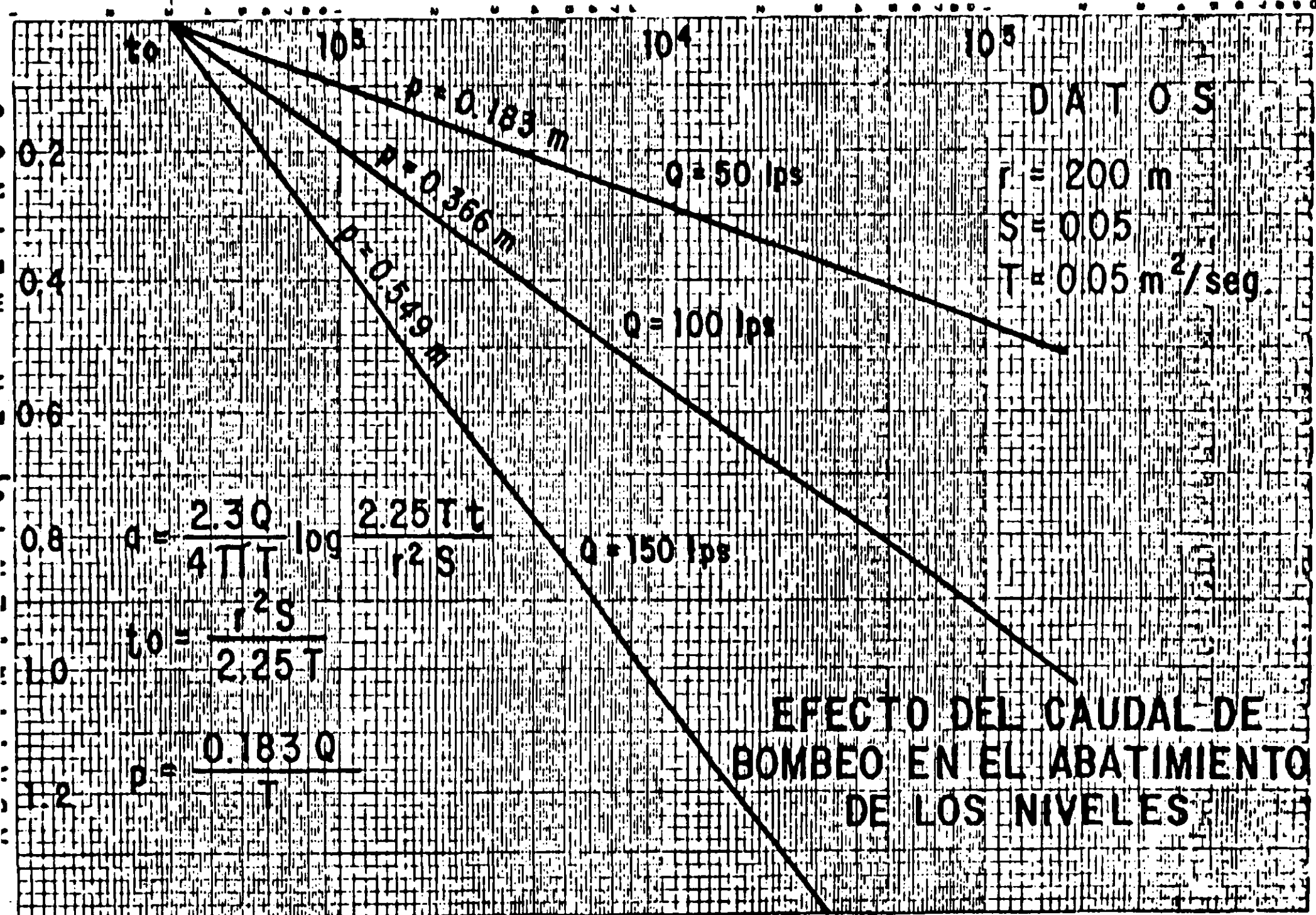
10^0

10^1

10^2

10^3

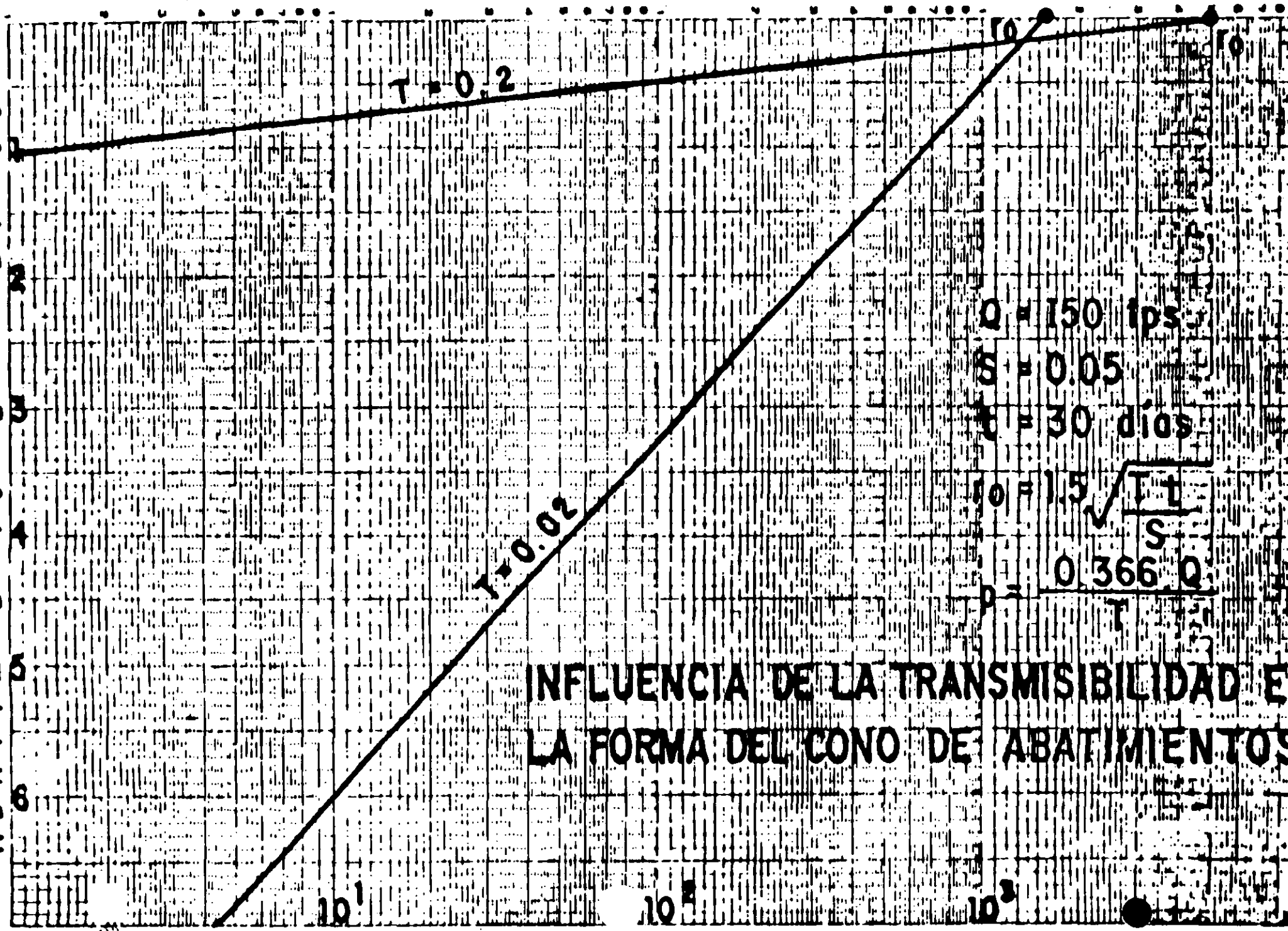
TIEMPO DE BOMBO, EN MINUTOS



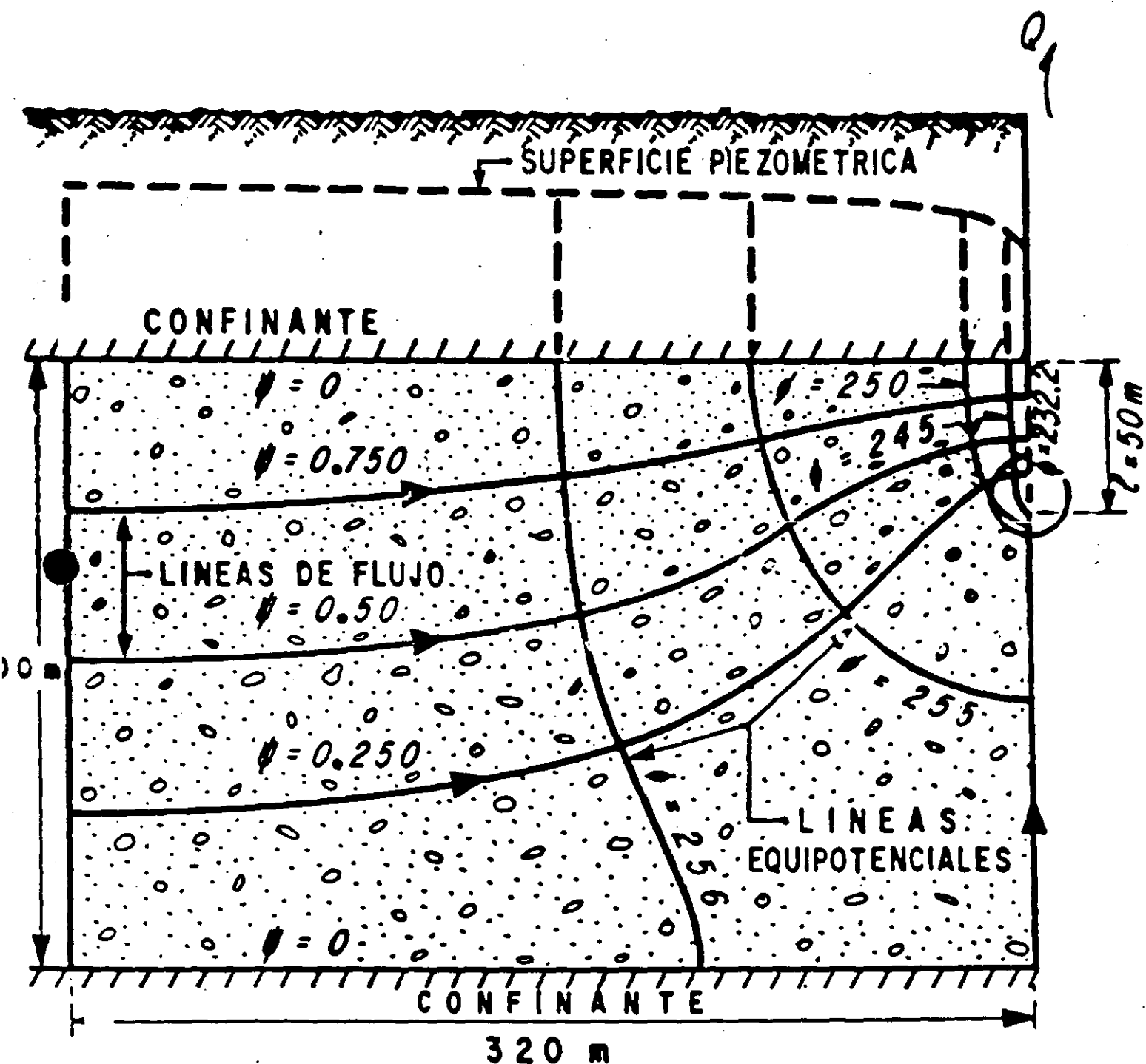
EFFECTO DEL CAUDAL DE BOMBEO EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTOS



FLUJO HACIA UN POZO PARCIALMENTE PENETRANTE

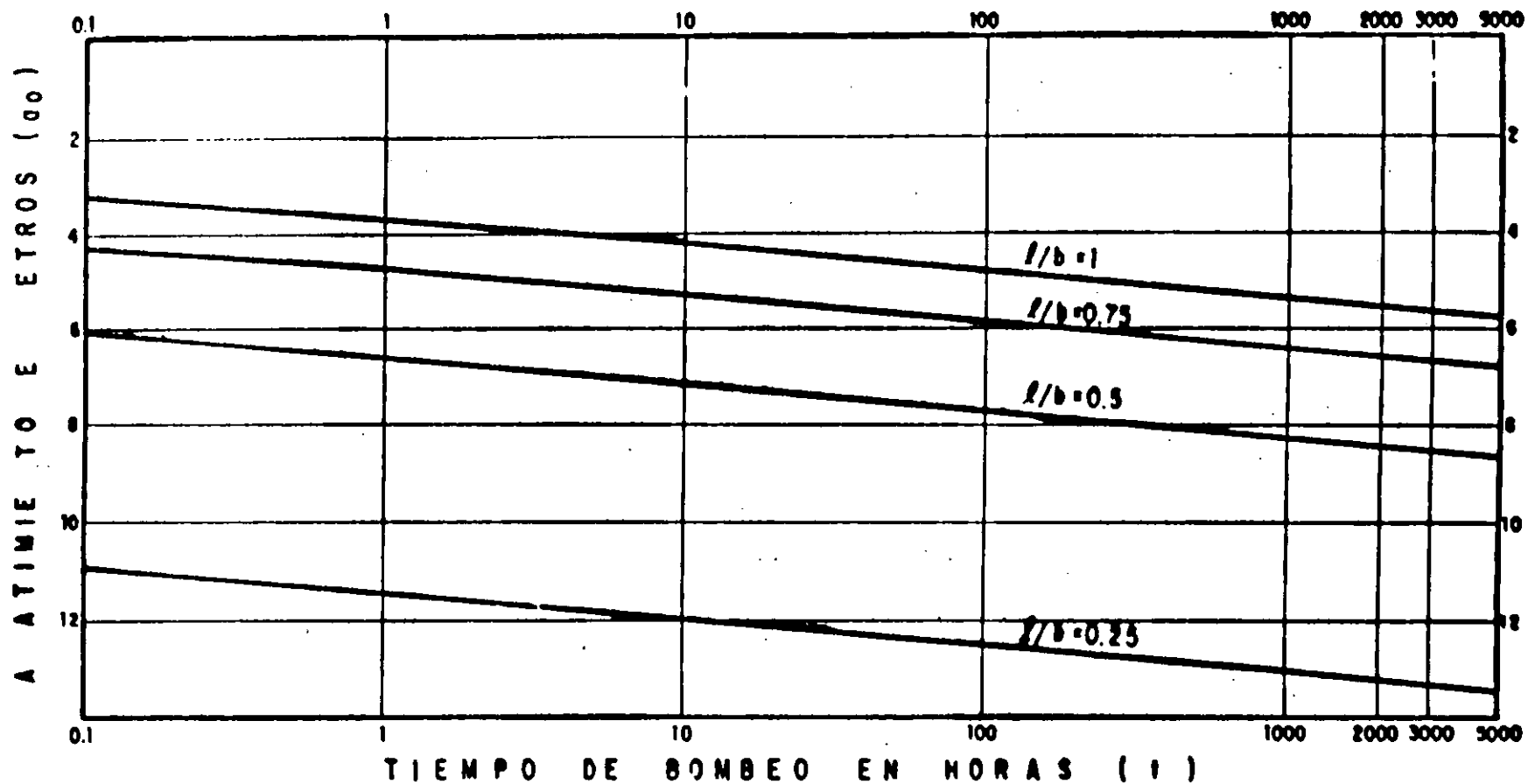


$$Q = 150 \text{ lps}$$

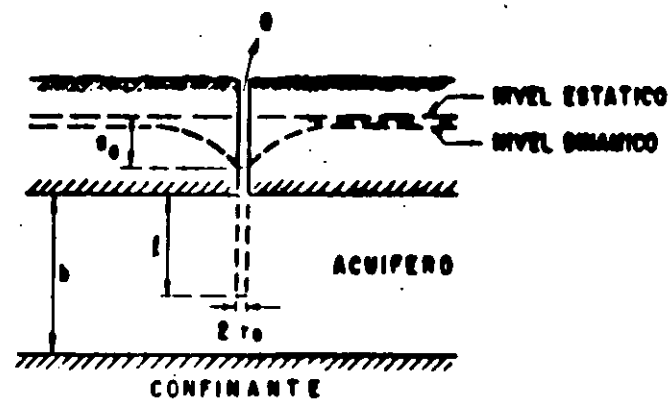
$$t = 2000 \text{ hrs}$$

$$T = 0.02 \text{ m}^2/\text{s}$$

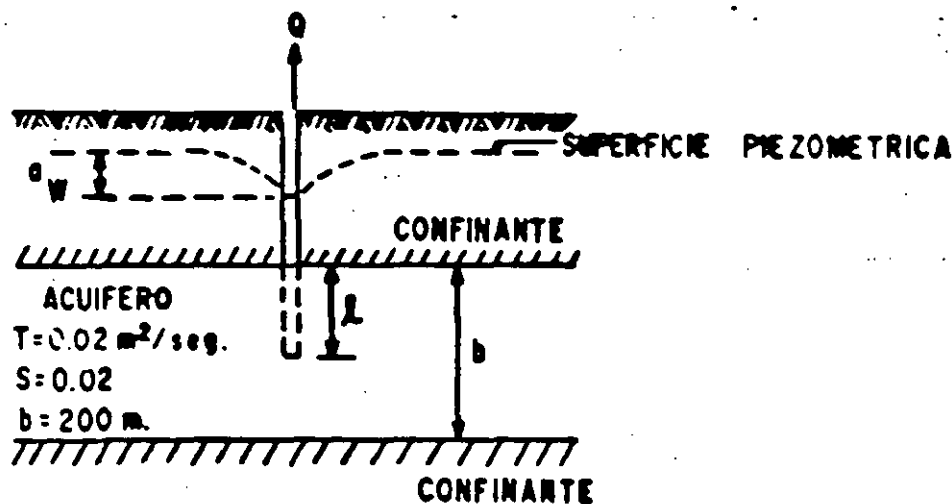
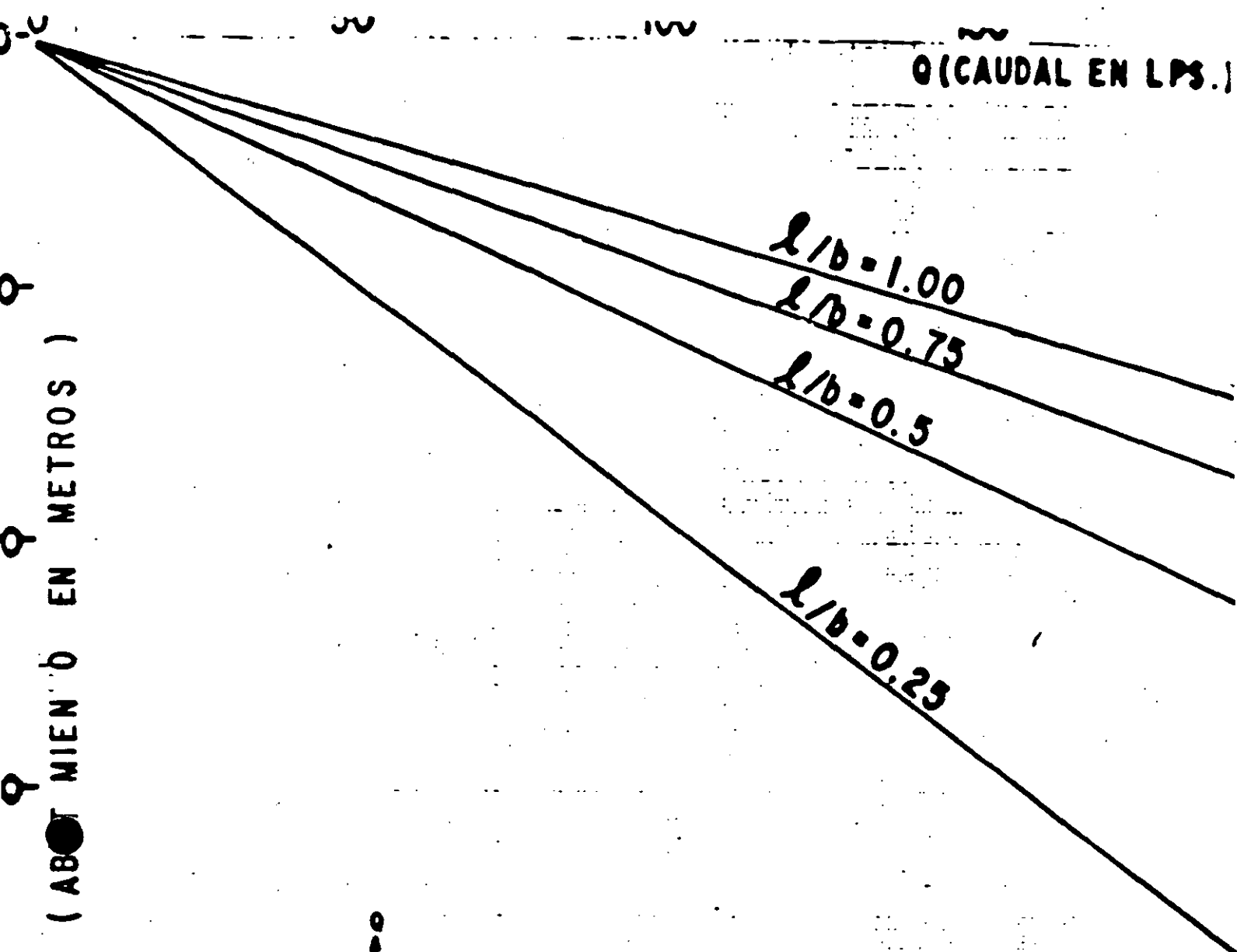
$$S = 0.02$$



$Q = 150 \text{ lps.}$
 $T = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $S = 2 \times 10^{-3}$
 $b = 200 \text{ m}$
 $r_0 = 0.2 \text{ m}$



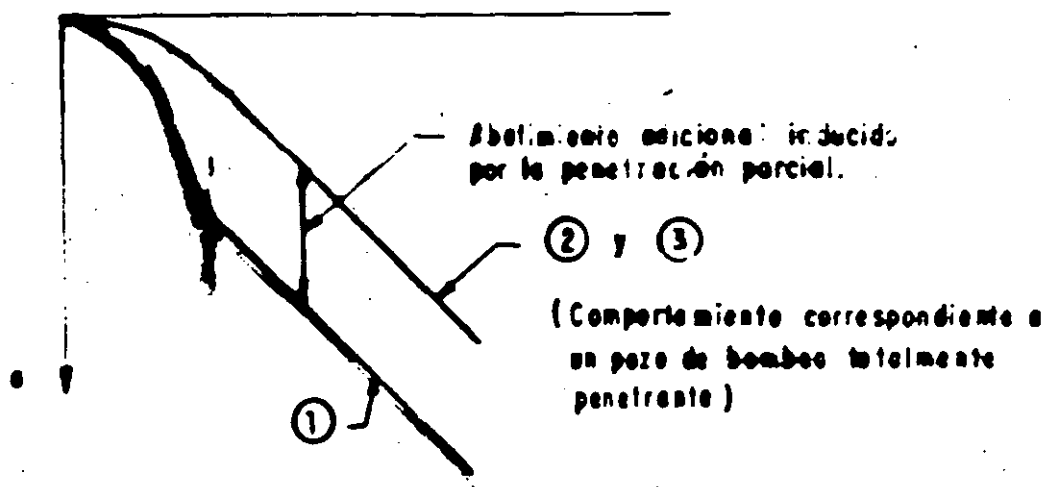
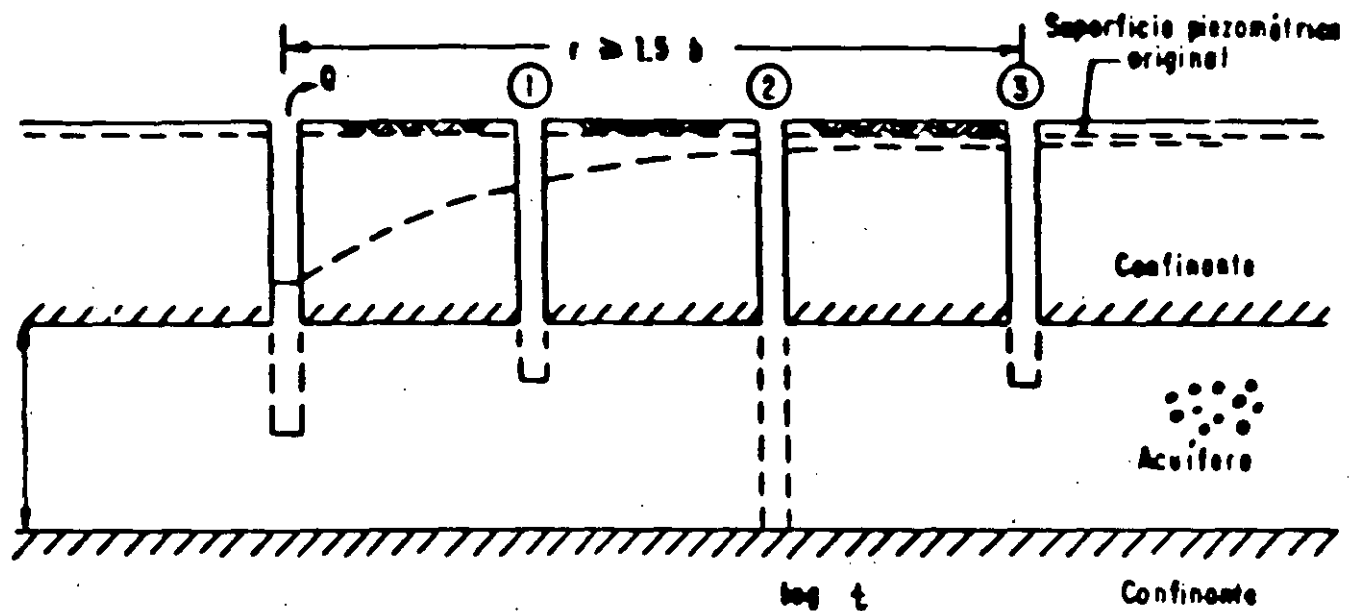
INFLUENCIA DE LA PENETRACION PARCIAL EN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL POZO DE BOMBEO



NOTA:

ESTA RELACION CORRESPONDE A UN
TIEMPO DE BOMBEO DE 2000 HORAS

RELACION - CAUDAL - ABATIMIENTO PENETRACION



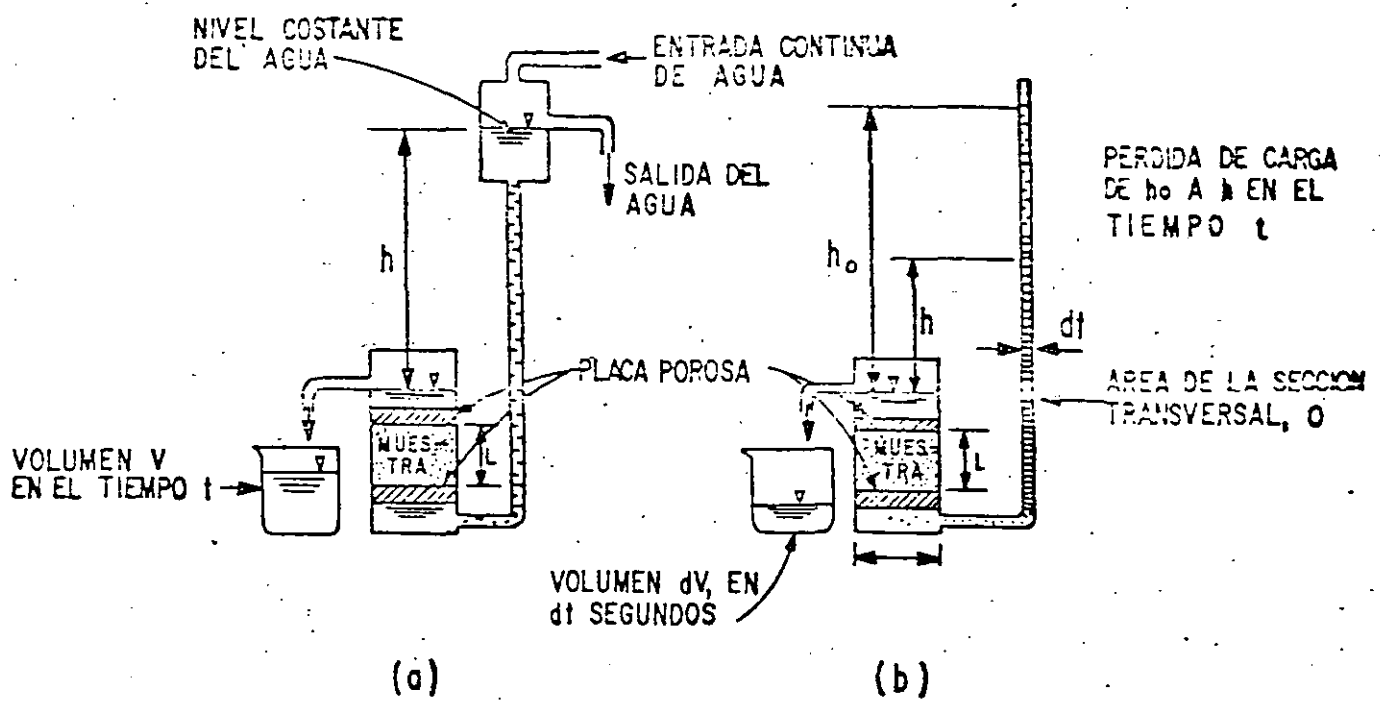
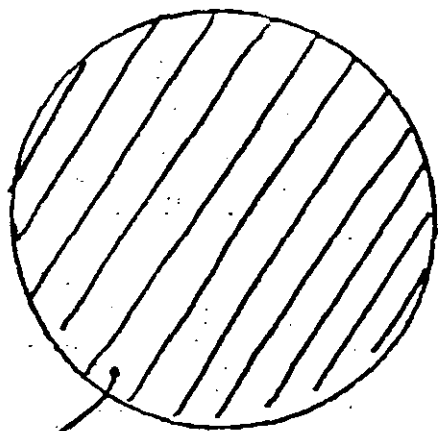
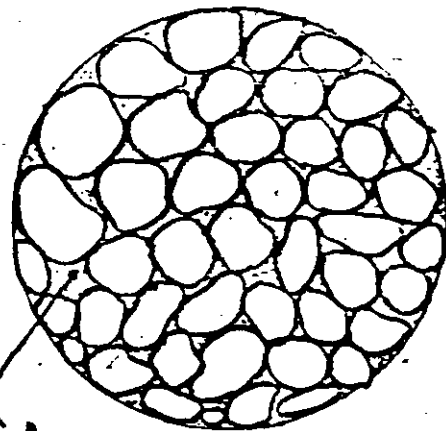


FIG. 7 PERMEAMETRO (a) CARGA CONSTANTE
(b) CARGA VARIABLE

VELOCIDAD APARENTE Y VELOCIDAD DE FILTRACION

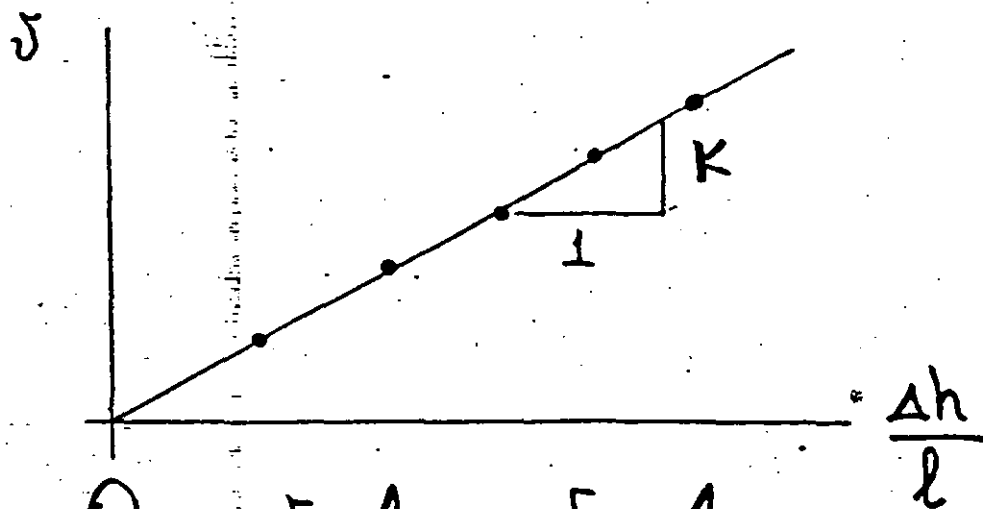


A



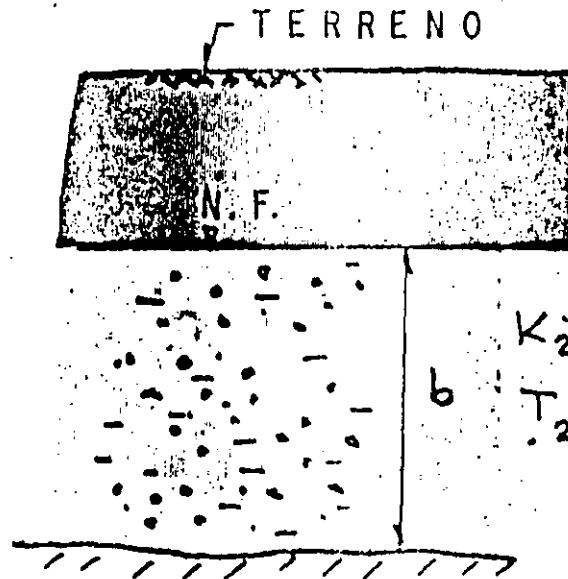
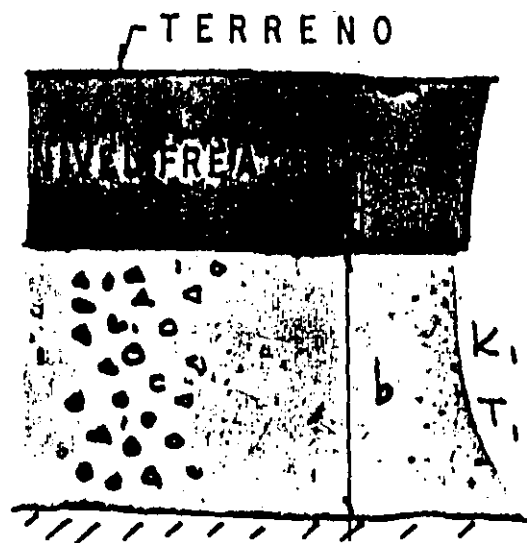
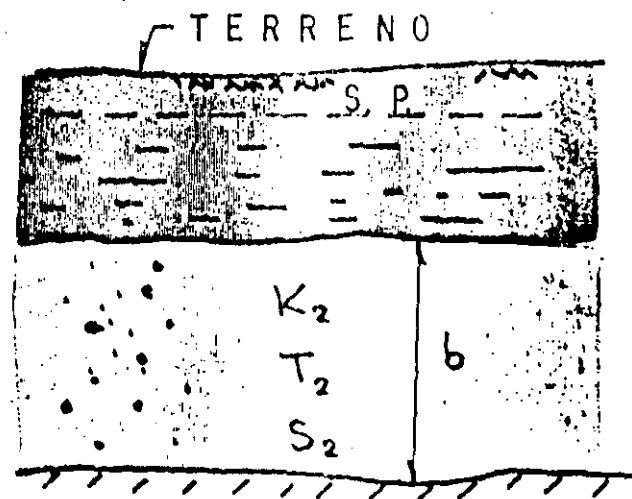
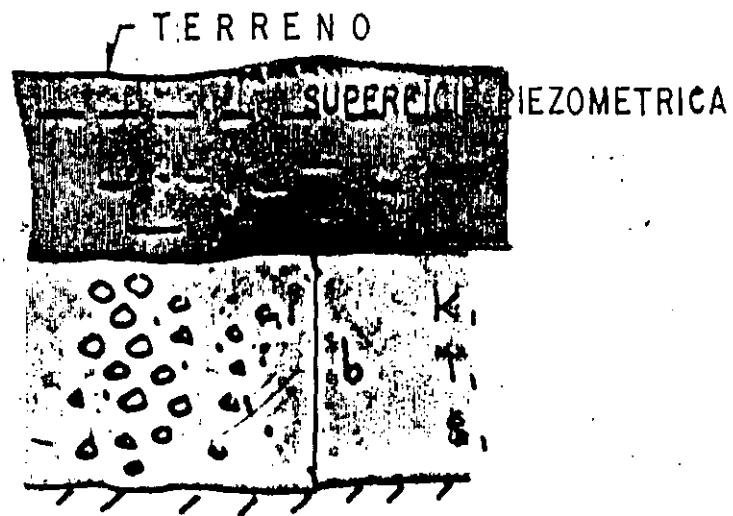
$$A_f = A \cdot n_e$$

$$v = \frac{Q}{A} = K \cdot \frac{\Delta h}{l}$$

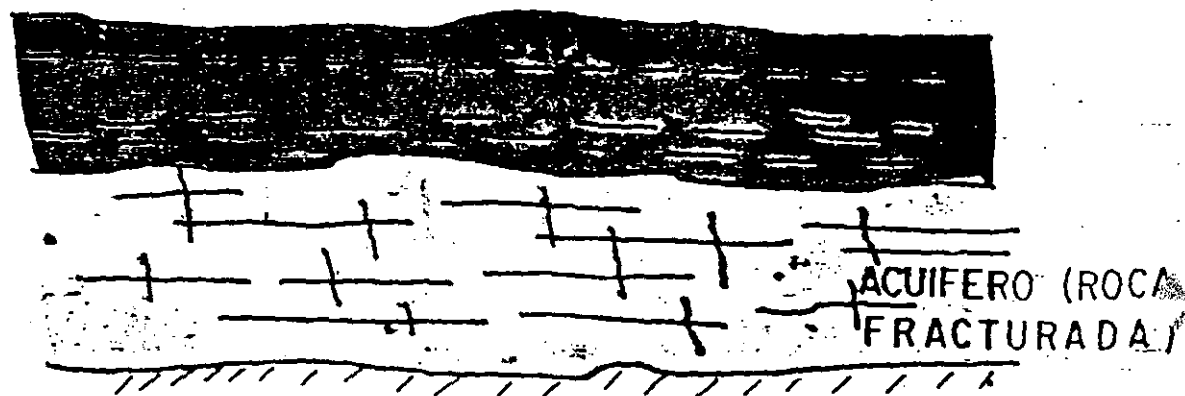
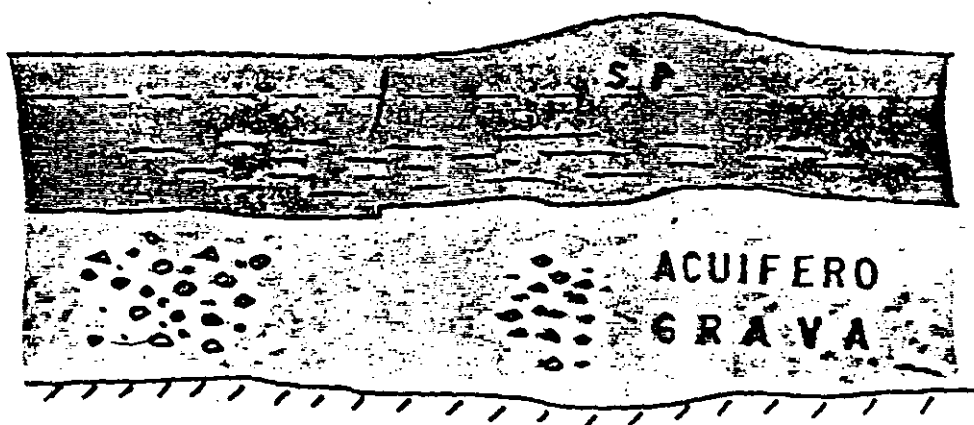
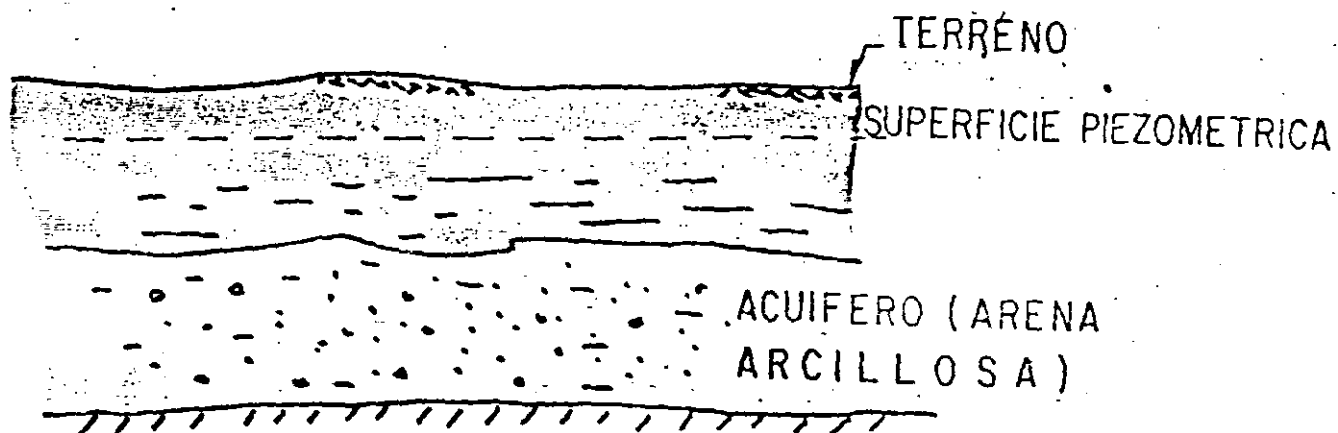


$$Q = v \cdot A = v_f \cdot A_f$$

$$v_f = \frac{v}{n_e}$$



COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO



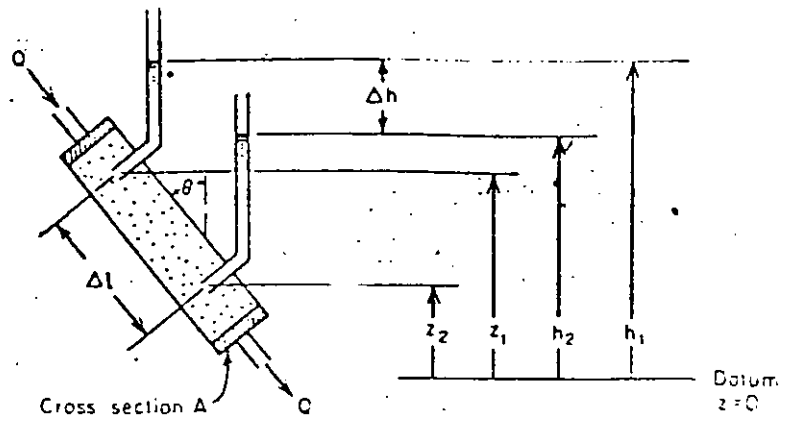


Figure 2.1 Experimental apparatus for the illustration of Darcy's law.

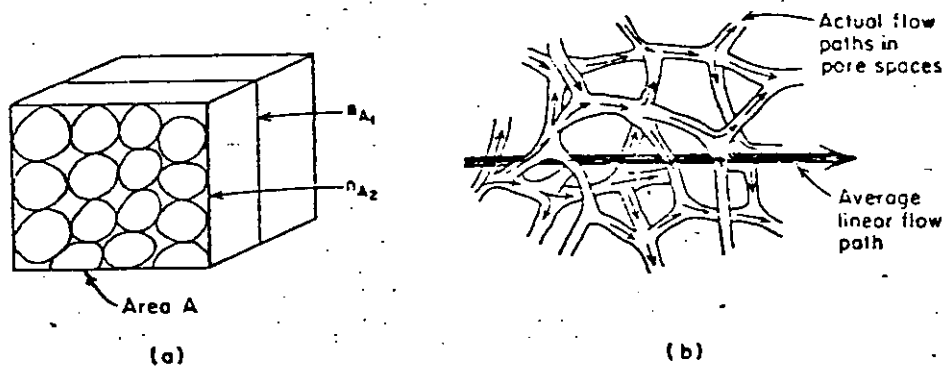


Figure 2.27 Concepts of (a) areal porosity and (b) average linear velocity.

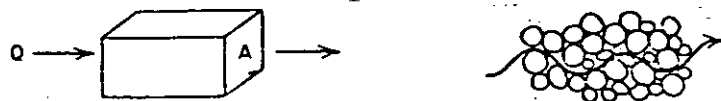


Figure 2.2 Macroscopic and microscopic concepts of groundwater flow.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

AFORO DE POZOS

EJECUCION DE PRUEBAS DE BOMBEO

AFORO Y ESTIMACION DEL CAUDAL

Existen varios dispositivos para medir el caudal de descarga de pozos, cuya utilización es función de las condiciones particulares de que se traten y de las metas por alcanzar; el conocimiento de este dato, de gran importancia práctica, puede perseguir los siguientes objetivos: estimar la posible descarga de un pozo durante el proceso constructivo del mismo, cuantificar los volúmenes de extracción de agua subterránea y averiguar la relación caudal-abatimiento para determinar las características hidráulicas de los acuíferos, y/o diseñar el equipo de bombeo del pozo, y/o saber el grado de eficiencia con que se diseñó y construyó.

De la estimación razonable del caudal de bombeo de un pozo dependerá el éxito de sus posteriores interpretaciones a que haya lugar; por tanto, es necesario medir en forma cuidadosa, consistente y periódica la descarga de pozos, especialmente durante las pruebas de producción de los mismos.

Medidores Totalizadores de Flujo

Unos se componen básicamente de una hélice o rueda de paletas que gira con el paso del agua y mueve un contador numérico el cual marca los volúmenes acumulados; otros medidores volumétricos contienen compartimientos o pistones desplazados por la acción del flujo y un mecanismo de conteo que registre el número de desplazamientos de los compartimientos en metros cúbicos, o cualquier otra unidad de medida de volumen. En general no disponen de equipo para medir el tiempo; sin embargo, en flujo permanente puede emplearse un cronómetro para medir el tiempo en que un cierto volumen es desplazado.

Hay otros medidores que permiten obtener el gasto instantáneo y el volumen acumulado entre dos lecturas consecutivas.

El medidor de disco es comúnmente empleado en los sistemas domésticos de abastecimiento de agua; el disco oscila dentro de la cámara de forma que un volumen conocido pasa a través de medidor por cada oscilación del disco. Un vástago o eje perpendicular al disco hace girar a unos engranes los que a su vez mueven el contador. Su uso excesivo provoca desgaste de los engranes dando errores considerables particularmente en el caso de gastos pequeños.

Para su instalación en descarga libre se requiere un tramo de tubería de cuando menos dos diámetros el diámetro nominal del tubo después del medidor; después de cualquier conexión, válvula o bomba es necesario un tramo recto de cinco a diez diámetros el diámetro nominal antes del medidor. Si existe reducción de diámetro antes del medidor se debe verificar que el flujo sea laminar para el adecuado

funcionamiento de aquél. El tubo debe trabajar a presión y el medidor, en posición horizontal. En la práctica muy pocos pozos cuentan con medidor totalizador de flujo. En las figuras 1 y 2 se muestran las restricciones constructivas para la instalación de medidores y algunas de las marcas disponibles en México.

Medición con Recipientes de Volumen Conocido

Es un método sencillo empleado para caudales pequeños; se mide el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de volumen conocido. Para caudales de uno a tres litros por segundo conviene utilizar recipientes de 20 a 60 litros, y para caudales de hasta 10 litros por segundo, barriles de 200 litros.

Tubo de Pitot

Es un dispositivo de uso difundido que directamente mide la carga de velocidad; en las figuras 3 y 4 se muestra el tubo de Pitot simple así como diversos arreglos compuestos por éste y el tubo estático o abertura piezométrica. Se trata de un tubo delgado de vidrio con un doblez en ángulo recto el cual se coloca contra la corriente; el agua entra a través de la abertura hasta que la presión desarrollada en el interior del tubo es suficiente para resistir el impacto de la velocidad del escurrimiento. Directamente enfrente del tubo el agua se encuentra en reposo y la línea de corriente que une los puntos 1 y 2 indicados en el dispositivo superior de la figura 3 se divide después de éste último y continúa alrededor del tubo. La presión en 2 se conoce después de medir la columna de agua dentro del tubo y aplicando la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} = h_0 + \Delta h, \quad \frac{p_1}{\gamma} = h_0 \therefore v_1 = \sqrt{2g\Delta h}$$

$$v_1 = \sqrt{2g \frac{(p_2 - p_1)}{\gamma}}$$

p_s y p_d : presiones estática y dinámica, respectivamente

En la práctica es difícil leer Δh sobre la superficie libre, la presión total se compone por la presión estática y dinámica la cual se relaciona con la carga de velocidad y los tubos de Pitot se utilizan poco para escurrimientos continuos. Se aplica con mayor frecuencia en la calibración de otros tipos de medidores y para hacer aforos intermitentes. En escurrimientos pequeños es difícil medir las diferencias de carga.

Por mencionar otros tipos de medidores se tiene el Venturi, la Boquilla medidora de gasto y el medidor de orificio (ver figura 5).

Método de la Escuadra

En las figuras 7, 8 y 9 se ilustra gráficamente la forma y el nomograma para obtener el gasto por el método de la escuadra, considerando diversas distancias del chorro y diferentes diámetros del tubo de descarga; en las tablas 1 y 4 también se dan valores de gasto para distintas distancias de chorro y diámetro de la descarga del pozo. En la tabla 5 se presentan valores porcentuales del área hidráulica o área efectiva del flujo para descarga parcialmente completa; en estos casos la distancia horizontal se mide inmediatamente arriba del tirante del agua en la descarga, se calcula la relación tirante/diámetro interior del tubo y de la tabla 5 se obtiene su correspondiente porcentaje de área hidráulica. Finalmente se calcula el gasto como si se tratara de descarga plena y luego se afecta por la fracción anterior para determinar el gasto real.

Por su sencillez, rapidez, y razonable aproximación es un método muy empleado para el aforo de pozos; solo se requiere que la descarga sea libre en posición horizontal y que el tubo de salida por lo menos tenga 1.5 m. de longitud.

La ecuación de este método se basa en aproximar la trayectoria del chorro a un recorrido parabólico cuyas ecuaciones son:

$$L = V \cdot t \quad V = \sqrt{0.5g \frac{L^2}{H}}$$

$$H = \frac{1}{2} g t^2$$

Se desprecia la fricción entre el chorro y el aire por la corta distancia de recorrido.

$$Q = A \cdot V = 1.74 \frac{D^2}{\sqrt{H}} L$$

$$Q \text{ [m}^3/\text{seg]}$$

$$D \text{ [m]}$$

$$L \text{ [m]}$$

$$H \text{ [m]}$$

$$Q = 0.0174 \frac{D^2}{\sqrt{H}} L$$

$$Q \text{ [IPS]}$$

$$D, L, H, \text{ [cm]}$$

Esta última ecuación se utilizó para la construcción del nomograma de la figura 8.

Orificio Calibrado

Es un dispositivo muy usado y preciso para el aforo de pozos cuando estos se encuentran equipados con bombas centrífugas o de turbina, es decir, existe un flujo continuo en la descarga del pozo.

El orificio consiste de una abertura bien redondeada, situada en el centro de una placa circular de acero, con bordes a escuadra y hacia afuera; la placa tendrá espesor

de 1.6 mm. alrededor del círculo de la abertura e irá fija al extremo exterior del tubo de descarga a nivel, quedando centrado el orificio en posición vertical. El tubo por dentro debe estar liso y libre de obstrucciones para evitar turbulencias excesivas y será de 1.8 m. de longitud por lo menos. El agujero por donde se inserta el piezómetro debe estar a 0.6 m. del orificio a la altura del eje del tubo y debe tener de 3.2 a 6.4 mm. de diametro; hay que evitar en el agujero obstrucciones y superficies rugosas y conectar adecuadamente el piezometro de hule o plástico de 1.2 a 1.5 m. de longitud. El niple de unión debe ir al ras de la superficie interior del tubo y debe tener una longitud de unas dos veces su diametro. El nivel en el piezometro represente la carga de presión en el tubo de descarga la cual se relaciona directamente con el caudal de bombeo.

En las figuras 10 y 11 se muestra el dispositivo descrito, la gráfica para obtener el coeficiente de descarga k en función de la relación diametro de orificio/diametro del tubo de descarga, así como un nomograma para obtener el caudal en lps, para diversas alturas piezométricas y combinaciones orificio/descarga. El coeficiente de descarga queda implícito en estas combinaciones.

Los principios hidráulicos del dispositivo son los siguientes: la velocidad del agua a través del orificio es la velocidad en el tubo de descarga más la velocidad adicional debido a la caída de presión entre el piezómetro y el punto de salida, al reducirse el área hidráulica. Como la descarga es a la presión atmosférica la carga en el piezómetro corresponde a la de velocidad, omitiendo las pérdidas por fricción en el tubo de descarga; o también, la altura piezométrica equivale a la carga de presión sobre el orificio. Además, de la hidráulica de conductos a presión se tiene que $v_2 = \sqrt{2gh}$ donde v_2 es la velocidad a la salida y h es la carga de velocidad o la caída de presión para el caso del dispositivo del orificio calibrado. La velocidad real en el orificio será entonces la suma de v_2 y la velocidad en el tubo antes de la descarga, corregida por la contracción del chorro justamente afuera del orificio (ver figura 5) y por el brusco cambio del área de flujo; todos estos factores de influencia en la magnitud de la velocidad real así como el factor que corrige la influencia de la velocidad en el tubo de descarga antes del orificio se agrupan en un solo coeficiente k cuyos valores obtenidos experimentalmente varían con la relación de diámetros orificio/descarga. Así, la expresión queda $Q = kA\sqrt{2gh}$, donde A es el área del orificio. Las tablas anexas 6 a 9 cubren un amplio rango de caudales y alturas piezométricas y de las relaciones más comunes de diametro de orificio/descarga.

Finalmente para que este mecanismo trabaje adecuadamente el diametro del orificio debe ser menor que 0.8 el diametro interior del tubo y el piezometro debe estar libre de

obstrucciones y sin burbujas de aire. La deducción de la expresión de arriba es como sigue.

$$\Delta h = K' \frac{V_2^2}{2g} = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V_2^2}{2g} \quad [\text{segun Sotelo, H.I.}]$$

Donde Δh es la pérdida de descarga en el orificio; C_v es el coeficiente de velocidad próximo a 1. Se ignora la pérdida por fricción entre 1 y 2 inmediatamente antes del orificio, la descarga es a presión y en posición horizontal.

$$B_2: \quad \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h =$$

$$h + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g C_v^2}; \quad \frac{V_2^2}{C_v^2} - V_1^2 = 2gh$$

$V_1 A = V_2 C_c a$, a : área del orificio y C_c : coef. de contr.

$V_2 = \frac{A}{C_c a} V_1$, sustituyendo y desarrollando:

$$V_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{A^2}{a^2 C_c^2} - 1}} \times \sqrt{2gh} = K \sqrt{2gh}$$

Medición en Descarga Vertical

Segun investigaciones realizadas pueden presentarse dos tipos de flujo en descarga vertical definidos por valores críticos de la altura del agua sobre el extremo del tubo; por debajo de dichos valores la descarga se aproxima a la de un vertedor, mientras que cuando se rebasan la descarga es a chorro. No es constante la relación descarga/altura del agua para valores comprendidos dentro de estos límites extremos y en la figura 12 y en la tabla 10 se muestran los valores de la descarga en tubos verticales para distintas alturas y diametro de tubería de acero y superficie interior lisa. El flujo debe ser suficientemente constante para que H no varíe de manera apreciable, aunque en la práctica se requieren varias mediciones para obtener un valor promedio de H . El método también puede aplicarse para estimar la descarga de pozos artesianos brotantes; la longitud del tubo de descarga no debe ser inferior a 1 m.

Mediciones en Canales

Cuando el agua del pozo de bombeo descarga a un dren o canal pueden utilizarse vertedores rectangulares, triangulares o trapezoidales. Para calcular el gasto de

aqué; el canal debe tener pendiente en la seccion donde se ubique el vertedor para permitir la retencion parcial y el derrame del agua; la cresta del vertedor debe estar en posicion horizontal, excepto en el triangular, y suficientemente alta para que su descarga sea libre.

En las tablas 11 y 12 se dan valores del gasto para el caso de un vertedor rectangular cuya geometria se muestra en la figura 13. En las tablas 13 a 15 se dan valores del gasto para vertedores triangulares para distintos ángulos de vertice; éstos vertedores son mas apropiados para caudales pequenos pues la carga varía apreciablemente aún para ligeras fluctuaciones del caudal (ver figura 14)

AFOROS DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg. *10*

H=30cm

STANCIA RIZONTAL	2"	2 1/2"	3"	3 1/2"	4"	4 1/2"	5"	5 1/2"	6"	7"
0	1.6	2.5	3.6	5.0	6.5	8.2	10.1	12.3	14.6	19.9
2	1.8	2.8	4.0	5.5	7.2	9.0	11.1	13.5	16.1	21.9
4	2.0	3.0	4.4	6.0	7.8	9.8	12.2	14.7	17.5	23.8
6	2.1	3.3	4.7	6.5	8.5	10.7	13.2	16.0	19.0	25.8
8	2.3	3.5	5.1	7.0	9.1	11.5	14.2	17.2	20.4	27.8
0	2.5	3.8	5.4	7.5	9.8	12.3	15.2	18.4	21.9	29.8
2	2.6	4.1	5.8	8.0	10.4	13.1	16.2	19.6	23.4	31.8
4	2.8	4.3	6.2	8.4	11.1	13.9	17.6	20.9	24.8	33.8
6	3.0	4.6	6.5	8.9	11.7	14.8	18.2	22.1	26.3	35.8
8	3.1	4.8	6.9	9.4	12.4	15.6	19.3	23.3	27.8	37.8
0	3.3	5.1	7.3	9.9	13.0	16.4	20.3	24.5	29.2	39.7
2	3.4	5.3	7.6	10.4	13.7	17.2	21.3	25.8	30.7	41.7
4	3.6	5.6	8.0	10.9	14.3	18.0	22.3	27.0	32.1	43.7
6	3.8	5.8	8.3	11.4	15.0	18.9	23.3	28.2	33.6	45.7
8	4.0	6.1	8.7	11.9	15.6	19.7	24.3	29.4	35.1	47.7
0	4.2	6.3	9.1	12.4	16.3	20.5	25.3	30.7	36.5	49.7
2	4.3	6.6	9.4	12.9	16.9	21.3	26.3	31.9	38.0	51.7
4	4.4	6.8	9.8	13.4	17.6	22.1	27.4	33.1	39.4	53.7
6	4.6	7.1	10.2	13.9	18.2	23.0	28.4	34.4	40.0	55.6
8	4.8	7.3	10.5	14.4	18.9	23.8	29.4	35.6	42.4	57.6
0	4.9	7.6	10.9	14.9	19.5	24.6	30.4	36.8	43.8	59.6
2	5.1	7.9	11.2	15.4	20.2	25.4	31.4	38.0	45.3	61.6
4	5.2	8.1	11.6	15.9	20.8	26.2	32.4	39.3	46.7	63.9
6	5.4	8.4	12.0	16.4	21.5	27.1	33.4	40.5	48.2	65.6
8	5.6	8.6	12.3	16.9	22.1	27.9	34.5	41.7	49.7	67.6
0	5.7	8.9	12.7	17.4	22.8	28.7	35.5	42.9	51.1	69.6
2	5.9	9.1	13.1	17.9	23.4	29.5	36.5	44.2	52.6	71.5
4	6.1	9.4	13.4	18.4	24.1	30.3	37.5	45.4	54.0	73.5
6	6.2	9.6	13.8	18.9	24.7	31.2	38.5	46.6	55.5	75.5
8	6.4	9.9	14.1	19.4	25.4	32.0	39.5	47.9	57.0	77.5

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H=30 cm

ESTANCIA HORIZONTAL	2"	2 1/2"	3"	3 1/2"	4"	4 1/2"	5"	5 1/2"	6"	7"
6.6	10.1	14.5	19.9	26.0	32.8	40.5	49.1	58.4	79.5	
6.7	10.4	14.9	20.4	26.7	33.6	41.5	50.3	59.9	81.5	
6.9	10.6	15.2	20.9	27.3	34.4	42.6	51.5	61.3	83.5	
7.1	10.9	15.6	21.4	28.0	35.3	43.6	52.8	62.8	85.4	
7.2	11.1	16.0	21.9	28.6	36.1	44.6	54.0	64.3	87.4	
7.4	11.4	16.3	22.4	29.3	36.9	45.6	55.2	65.7	89.4	
7.5	11.7	16.7	22.9	29.9	37.7	46.6	56.4	67.2	91.4	
7.7	11.9	17.0	23.3	30.6	38.5	47.6	57.7	68.6	93.4	
7.9	12.2	17.4	23.8	31.2	39.4	48.6	58.9	70.1	95.4	
8.0	12.4	17.8	24.3	31.9	40.2	49.7	60.1	71.6	97.4	
8.2	12.7	18.1	24.8	32.5	41.0	50.7	61.4	73.0	99.4	
8.4	12.9	18.5	25.3	33.2	41.8	51.7	62.6	74.5	101.3	
8.5	13.2	18.9	25.8	33.8	42.6	52.7	63.8	76.0	103.	
8.7	13.4	19.2	26.3	34.5	43.4	53.7	65.0	77.4	105.3	
8.9	13.7	19.6	26.8	35.1	44.3	54.7	66.3	78.9	107.3	
9.0	13.9	19.9	27.3	35.8	45.1	55.7	67.5	80.3	109.3	
9.2	14.1	20.3	27.8	36.4	45.9	56.8	68.7	81.8	111.3	
9.3	14.4	20.7	28.3	37.1	46.7	57.8	69.9	83.3	113.3	
9.5	14.7	21.0	28.8	37.7	47.5	58.8	71.2	84.7	115.3	
9.7	15.0	21.4	29.3	38.4	48.4	59.8	72.4	86.2	117.2	
9.8	15.2	21.8	29.8	39.0	49.2	60.8	73.6	87.6	119.2	
10.0	15.5	22.1	30.3	39.7	50.0	61.8	74.8	89.1	121.2	
10.2	15.7	22.5	30.8	40.3	50.8	62.8	76.1	90.6	123.2	
10.3	16.0	22.8	31.3	41.0	51.6	63.8	77.3	92.0	125.2	
10.5	16.2	23.2	31.8	41.7	52.5	64.9	78.5	93.5	127.2	
10.7	16.5	23.6	32.3	42.3	53.3	65.9	79.8	95.0	129.2	
10.8	16.7	23.9	32.8	43.0	54.1	66.9	81.0	96.4	131.2	
11.0	17.0	24.3	33.3	43.6	54.9	67.9	82.2	97.9	133.1	
11.2	17.2	24.7	33.8	44.3	55.7	68.9	83.4	99.3	135.1	
11.3	17.5	25.0	34.3	44.9	56.6	69.9	84.7	100.8	137.1	
11.5	17.7	25.4	34.8	45.6	57.4	70.9	85.9	102.2	139.1	

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H=30cm

DISTANCIA HORIZONTAL 8"		9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"
20	26.0	32.9	40.6	49.1	58.6	68.6	79.5	91.4	103.6
22	28.6	36.2	44.6	54.0	64.5	75.4	87.4	100.6	114.0
24	31.2	39.5	48.7	59.0	70.3	82.3	95.4	109.7	124.4
26	33.8	42.8	52.8	63.9	76.2	89.1	103.3	118.8	134.7
28	36.4	46.0	56.8	68.8	82.1	96.0	111.3	128.0	145.1
30	39.0	49.3	60.9	73.7	87.9	102.8	119.2	137.1	155.4
	41.6	52.6	64.9	78.6	93.8	109.7	127.2	146.3	165.8
34	44.2	55.9	69.0	83.5	99.7	116.5	135.1	155.4	176.2
	46.8	59.2	73.1	88.4	105.5	123.4	143.1	164.5	186.5
38	49.4	62.5	77.1	93.4	111.4	130.3	151.0	173.7	196.9
	52.0	65.8	81.2	98.3	117.2	137.1	159.0	182.8	207.3
42	54.6	69.1	85.2	103.2	123.1	144.0	166.9	192.0	217.6
	57.2	72.4	89.3	108.1	129.0	150.8	174.9	201.1	228.0
46	59.8	75.6	93.4	113.0	134.8	157.7	182.8	210.2	238.4
	62.4	78.9	97.4	117.9	140.7	164.5	190.8	219.4	248.7
50	65.0	82.2	101.5	122.8	146.6	171.4	198.7	228.5	259.1
	67.6	85.5	105.5	127.7	152.4	178.3	206.7	237.7	269.4
54	70.2	88.8	109.6	132.7	158.3	185.1	214.6	246.8	279.8
	72.7	92.1	113.6	137.6	164.1	192.0	222.6	256.0	290.2
58	75.3	95.4	117.7	142.5	170.0	198.8	230.5	265.1	300.5
	77.9	98.7	121.8	147.4	175.9	205.7	238.5	274.2	310.9
62	80.5	102.0	125.8	152.3	181.7	212.5	246.4	283.4	321.3
	83.1	105.2	129.9	157.2	187.6	219.4	254.4	292.5	331.6
66	85.7	108.5	133.9	162.1	193.5	226.2	262.3	301.7	342.0
	88.3	111.8	138.0	167.1	199.3	233.1	270.3	310.8	352.3
70	90.9	115.1	142.1	172.0	205.2	240.0	278.2	319.9	362.7
	93.5	118.4	146.1	176.9	211.0	246.8	286.2	329.1	373.1
74	96.1	121.7	150.2	181.8	216.9	253.7	294.1	338.2	383.4
	98.7	125.0	154.2	186.7	222.8	260.5	302.1	347.4	393.8
78	101.3	128.3	158.3	191.6	228.6	267.4	310.0	356.5	404.2

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H=30 cm

DISTANCIA HORIZONTAL									
C. I.	8"	9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"
80	103.9	131.6	162.4	196.5	234.5	274.2	318.0	365.6	414.5
82	106.5	134.8	166.4	201.4	240.4	281.1	325.9	374.8	424.9
84	109.1	138.1	170.5	206.4	246.2	287.9	333.8	383.9	435.3
86	111.7	141.4	174.5	211.3	252.1	294.8	341.8	393.1	445.6
88	114.3	144.7	178.6	216.2	257.9	301.7	349.7	402.2	456.0
90	116.9	148.0	182.6	221.1	263.8	308.5	357.7	411.4	466.3
	119.5	151.3	186.7	226.0	269.7	315.4	365.6	420.5	476.7
94	122.1	154.6	190.8	230.9	275.5	322.2	373.6	429.6	487.1
	124.7	157.9	194.8	235.8	281.4	329.1	381.5	438.8	497.4
98	127.3	161.2	198.9	240.8	287.2	335.9	389.5	447.9	507.8
	129.9	164.4	202.9	245.7	293.1	342.8	397.4	457.1	518.2
102	132.5	167.7	207.0	250.6	299.0	349.6	405.4	466.2	528.5
	135.1	171.0	211.1	255.5	304.8	356.5	413.3	475.3	538.9
106	137.7	174.3	215.1	260.4	310.7	363.4	421.3	484.5	549.2
	140.3	177.6	219.2	265.3	316.6	370.2	429.2	493.6	559.6
110	142.9	180.9	223.2	270.2	322.4	377.1	437.2	502.8	570.0
	145.5	184.2	227.3	275.2	328.3	383.9	445.1	511.9	580.3
114	148.1	187.5	231.4	280.1	334.1	390.8	453.1	521.0	590.7
	150.7	190.8	235.4	285.0	340.0	397.6	461.0	530.2	601.1
118	153.3	194.0	239.5	289.9	345.9	404.5	469.0	539.3	611.4
	155.9	197.3	243.5	294.8	351.7	411.3	476.9	548.5	621.8
122	158.5	200.6	247.6	299.7	357.6	418.2	484.9	557.6	632.2
	161.1	203.9	251.6	304.6	363.5	425.1	492.8	566.8	642.5
126	163.7	207.2	255.7	309.5	369.3	431.9	500.8	575.9	652.9
	166.3	210.5	259.8	314.5	375.1	438.8	508.7	585.0	663.2
130	168.9	213.8	263.8	319.4	381.0	445.6	516.7	594.2	673.6
	171.5	217.1	267.9	324.3	386.9	452.5	524.6	603.3	684.0
134	174.1	220.3	271.9	329.2	392.8	459.4	532.5	612.5	694.3
	176.7	223.6	276.0	334.1	398.6	466.2	540.5	621.6	704.7
138	179.3	226.9	280.1	339.0	404.5	473.1	548.5	630.7	715.1
	181.9	230.2	284.1	343.9	410.4	480.0	556.0	639.9	725.4

10 -

TABLA 4

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES

TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS

H = 30 cm

x/y	%	x/y	%	x/y	%	x/y	%
0.01	0.17	0.27	21.79	0.53	53.82	0.79	84.73
0.02	0.47	0.28	22.92	0.54	55.09	0.80	85.77
0.03	0.88	0.29	24.06	0.55	56.35	0.81	86.77
0.04	1.34	0.30	25.24	0.56	57.63	0.82	87.76
0.05	1.87	0.31	26.41	0.57	58.89	0.83	88.73
0.06	2.44	0.32	27.59	0.58	60.13	0.84	89.67
0.07	3.08	0.33	28.78	0.59	61.40	0.85	90.59
0.08	3.74	0.34	29.98	0.60	62.64	0.86	91.49
0.09	4.46	0.35	31.19	0.61	63.89	0.87	92.36
0.10	5.21	0.36	32.42	0.62	65.13	0.88	93.20
0.11	5.98	0.37	33.64	0.63	66.36	0.89	94.02
0.12	6.80	0.38	34.87	0.64	67.58	0.90	94.79
0.13	7.64	0.39	36.11	0.65	68.81	0.91	95.54
0.14	8.51	0.40	37.36	0.66	70.02	0.92	96.26
0.15	9.41	0.41	38.60	0.67	71.22	0.93	97.00
0.16	10.33	0.42	39.85	0.68	72.41	0.94	97.56
0.17	11.27	0.43	41.11	0.69	73.59	0.95	98.13
0.18	12.24	0.44	42.37	0.70	74.76	0.96	98.66
0.19	13.23	0.45	43.65	0.71	75.94	0.97	99.12
0.20	14.23	0.46	44.91	0.72	77.08	0.98	99.52
0.21	15.27	0.47	46.18	0.73	78.21	0.99	99.83
0.22	16.31	0.48	47.45	0.74	79.34	1.00	100.00
0.23	17.38	0.49	48.73	0.75	80.44		
0.24	18.45	0.50	50.00	0.76	81.54		
0.25	19.54	0.51	51.27	0.77	82.62		
0.26	20.66	0.52	52.55	0.78	83.69		

// -

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES METODO DEL ORIFICIO

$$Q = 0.25 K D^2 \sqrt{h} = 1.131 K D^2 \sqrt{h}$$

Q = caudal en lts/seg.

K = constante experimental.

h = altura del agua en cms. en el tubo de vidrio.

D = diametro orificio en pulgadas.

41

ORIFICIO 3"		ORIFICIO 4"		ORIFICIO 5"		ORIFICIO 6"		ORIF. 7"	ORIF. 8"	
h tubo 4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	10"	
[cm]										
10	5.27	4.18	7.93	7.44	15.41	12.21	19.47	17.53		
	5.53	4.39	8.32	7.80	16.17	12.81	20.42	18.39		
	5.77	4.58	8.69	8.15	16.89	13.38	21.32	19.20		
	6.01	4.77	9.04	8.48	17.58	13.93	22.20	19.99		
	6.24	4.95	9.38	8.80	18.24	14.46	23.04	20.75		
15	6.46	5.12	9.71	9.11	18.88	14.96	23.84	21.42		
	6.67	5.29	10.03	9.41	19.50	15.45	24.62	22.18		
	6.87	5.45	10.34	9.70	20.10	15.94	25.38	22.86		
	7.07	5.61	10.64	9.98	20.68	16.39	26.12	23.52		
	7.27	5.77	10.93	10.25	21.25	16.84	26.83	24.17		
20	7.45	5.92	11.22	10.52	21.80	17.28	27.53	24.79	37.03	55.88
	7.64	6.06	11.49	10.78	22.34	17.70	28.21	25.41	37.95	57.27
	7.82	6.20	11.76	11.03	22.86	18.12	28.87	26.00	38.84	58.61
	7.99	6.35	12.03	11.28	23.38	18.53	29.52	26.59	39.72	59.93
	8.17	6.48	12.29	11.52	23.88	18.92	30.16	27.16	40.57	61.22
25	8.34	6.62	12.54	11.76	24.38	19.32	30.78	27.72	41.41	62.48
	8.50	6.75	12.79	11.99	24.86	19.70	31.39	28.27	42.22	63.72
	8.66	6.87	13.03	12.22	25.33	20.07	31.99	28.81	43.03	64.93
	8.82	7.00	13.27	12.45	25.80	20.44	32.58	29.34	43.82	66.13
	8.98	7.12	13.50	12.67	26.25	20.80	33.15	29.85	44.59	67.29
30	9.13	7.25	13.74	12.88	26.70	21.16	33.72	30.36	45.36	68.44
	9.28	7.37	13.96	13.10	27.14	21.51	34.28	30.87	46.11	69.58
	9.43	7.48	14.19	13.31	27.58	21.85	34.82	31.36	46.85	70.69
	9.58	7.60	14.41	13.51	28.00	22.19	35.37	31.85	47.57	71.79
	9.72	7.71	14.62	13.71	28.43	22.53	35.90	32.33	48.29	72.86
35	9.86	7.83	14.84	13.91	28.84	22.85	36.42	32.80	48.99	73.93
	10.00	7.94	15.05	14.11	29.25	23.18	36.94	33.26	49.69	74.98
	10.14	8.05	15.26	14.31	29.65	23.50	37.45	33.72	50.37	76.01
	10.28	8.15	15.46	14.50	30.05	23.81	37.95	34.17	51.04	77.03
	10.41	8.26	15.66	14.69	30.44	24.12	38.44	34.62	51.71	78.04
40	10.54	8.37	15.86	14.88	30.83	24.43	38.94	35.07	52.38	79.04
	10.67	8.47	16.06	15.06	31.21	24.73	39.42	35.50	53.02	80.01
	10.80	8.57	16.25	15.24	31.59	25.04	39.90	35.93	53.67	80.99
	10.93	8.67	16.44	15.42	31.97	25.33	40.36	36.35	54.30	81.94
	11.06	8.78	16.64	15.60	32.34	25.62	40.83	36.77	54.93	82.89
45	11.18	8.87	16.82	15.78	32.70	25.91	41.29	37.19	55.55	83.82
	11.31	8.97	17.01	15.95	33.06	26.20	41.75	37.60	56.16	84.75
	11.43	9.07	17.19	16.13	33.42	26.48	42.21	38.01	56.77	85.67
	11.55	9.17	17.38	16.29	33.77	26.76	42.65	38.41	57.37	86.57
	11.67	9.26	17.56	16.46	34.13	27.04	43.09	38.81	57.97	87.47

L	ORIFICIO 3"		ORIFICIO 4"		ORIFICIO 5"		ORIFICIO 6"		ORIF. 7"	ORIF. 8"
	4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	10"
50	11.79	9.35	17.73	16.63	34.47	27.32	43.53	39.20	58.55	88.36
	11.90	9.45	17.91	16.80	34.81	27.59	43.96	39.59	59.13	89.23
	12.02	9.54	18.09	16.96	35.15	27.86	44.39	39.98	59.71	90.11
	12.14	9.63	18.26	17.12	35.49	28.12	44.82	40.36	60.29	90.97
	12.25	9.72	18.43	17.28	35.82	28.39	45.23	40.74	60.85	91.82
55	12.36	9.81	18.60	17.44	36.15	28.65	45.65	41.11	61.41	92.67
	12.47	9.90	18.77	17.60	36.48	28.91	46.07	41.49	61.97	93.51
	12.59	9.99	18.94	17.76	36.80	29.17	46.48	41.86	62.52	94.34
	12.70	10.08	19.10	17.91	37.12	29.42	46.88	42.22	63.07	95.17
	12.80	10.16	19.26	18.07	37.44	29.67	47.28	42.58	63.61	95.98
60	12.91	10.25	19.43	18.22	37.76	29.92	47.68	42.93	64.14	96.79
	13.02	10.33	19.59	18.37	38.07	30.17	48.08	43.30	64.67	97.59
	13.13	10.42	19.75	18.52	38.39	30.42	48.47	43.65	65.20	98.39
	13.23	10.50	19.91	18.67	38.69	30.66	48.86	44.00	65.73	99.18
	13.34	10.58	20.06	18.82	39.00	30.90	49.25	44.35	66.25	99.97
65	13.44	10.67	20.22	18.96	39.30	31.14	49.63	44.68	66.76	100.74
	13.54	10.75	20.37	19.11	39.60	31.38	50.01	45.04	67.27	101.52
	13.64	10.83	20.53	19.25	39.90	31.62	50.39	45.38	67.78	102.28
	13.75	10.91	20.68	19.39	40.20	31.85	50.76	45.72	68.29	103.04
	13.85	10.99	20.83	19.54	40.50	32.09	51.14	46.05	68.79	103.80
70	13.95	11.07	20.98	19.68	40.79	32.32	51.51	46.39	69.29	104.55
	14.05	11.15	21.13	19.82	41.08	32.55	51.87	46.71	69.78	105.29
	14.14	11.23	21.28	19.96	41.36	32.78	52.23	47.04	70.26	106.03
	14.24	11.30	21.43	20.10	41.65	33.01	52.60	47.37	70.75	106.77
	14.34	11.38	21.57	20.23	41.93	33.23	52.95	47.69	71.23	107.49
75	14.44	11.46	21.72	20.37	42.22	33.45	53.31	48.01	71.71	108.22
	14.53	11.53	21.86	20.50	42.50	33.68	53.67	48.33	72.19	108.94
	14.63	11.61	22.01	20.64	42.78	33.90	54.00	48.65	72.67	109.65
	14.72	11.68	22.15	20.77	43.05	34.12	54.37	48.96	73.14	110.36
	14.82	11.76	22.29	20.90	43.33	34.33	54.71	49.28	73.60	111.06
80	14.91	11.83	22.43	21.04	43.60	34.55	55.06	49.59	74.07	111.76
	15.00	11.91	22.57	21.17	43.88	34.77	55.40	49.90	74.53	112.46
	15.09	11.98	22.71	21.30	44.14	34.98	55.74	50.20	74.98	113.15
	15.19	12.05	22.85	21.43	44.41	35.19	56.08	50.51	75.44	113.84
	15.28	12.13	22.99	21.56	44.68	35.40	56.42	50.81	75.90	114.53
85	15.37	12.20	23.12	21.69	44.95	35.62	56.76	51.12	76.35	115.21
	15.46	12.27	23.26	21.81	45.21	35.83	57.09	51.42	76.80	115.89
	15.55	12.34	23.39	21.94	45.47	36.03	57.42	51.71	77.24	116.55
	15.64	12.41	23.53	22.06	45.70	36.24	57.75	52.01	77.68	117.22
	15.73	12.48	23.66	22.19	45.99	36.44	58.08	52.30	78.12	117.89
90	15.81	12.55	23.79	22.31	46.25	36.67	58.40	52.60	78.55	118.54
	15.90	12.63	23.99	22.44	46.50	36.85	58.72	52.99	78.99	119.20
	15.99	12.69	24.06	22.56	46.76	37.05	59.05	53.18	79.43	119.86
	16.08	12.76	24.19	22.68	47.01	37.25	59.37	53.47	79.86	120.51
	16.16	12.83	24.32	22.80	47.26	37.45	59.68	53.75	80.28	121.15
95	16.25	12.90	24.45	22.92	47.52	37.65	60.00	54.04	80.71	

	ORIFICIO 3"		ORIFICIO 4"		ORIFICIO 5"		ORIFICIO 6"		ORIF. 7"	ORIF. 8"
	4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	
145	19.93	15.82	29.99	28.13	58.30	46.19	73.61	66.30	99.02	
	20.00	15.88	30.10	28.22	58.50	46.36	73.87	66.53	99.37	
	20.07	15.93	30.20	28.32	58.70	46.52	74.13	66.75	99.72	
	20.14	15.99	30.30	28.42	58.90	46.68	74.38	66.99	100.06	
	20.21	16.04	30.41	28.52	59.10	46.84	74.64	67.22	100.40	
	20.28	16.10	30.51	28.61	59.31	47.00	74.89	67.45	100.75	
	20.35	16.15	30.62	28.71	59.51	47.16	75.15	67.68	101.09	
150	20.42	16.20	30.72	28.80	59.70	47.31	75.39	67.90	101.42	
	20.48	16.26	30.82	28.90	59.90	47.47	75.64	68.12	101.76	
	20.55	16.31	30.92	29.00	60.10	47.63	75.90	68.35	102.10	
	20.62	16.36	31.02	29.09	60.30	47.78	76.14	68.57		
	20.69	16.42	31.12	29.19	60.50	47.94	76.40	68.80		
155	20.75	16.47	31.22	29.28	60.69	48.09	76.64	69.02		
	20.82	16.52	31.32	29.38	60.89	48.25	76.89	69.24		
	20.89	16.58	31.43	29.47	61.08	48.40	77.13	69.47		
	20.95	16.63	31.53	29.56	61.28	48.56	77.38	69.69		
	21.02	16.68	31.63	29.66	61.47	48.71	77.63	69.91		
160	21.09	16.73	31.72	29.75	61.66	48.86	77.87	70.13		
	21.15	16.75	31.82	29.84	61.86	49.02	78.11	70.35		
	21.22	16.84	31.92	29.94	62.05	49.17	78.35	70.56		
	21.28	16.89	32.02	30.03	62.24	49.32	78.59	70.78		
	21.35	16.94	32.12	30.12	62.43	49.47	78.83	71.00		
165	21.41	16.99	32.22	30.21	62.62	49.62	79.07	71.21		
	21.48	17.05	32.31	30.30	62.81	49.77	79.31	71.43		
	21.54	17.10	32.41	30.39	63.00	49.92	79.55	71.65		
	21.61	17.15	32.51	30.48	63.18	50.07	79.79	71.86		
	21.67	17.20	32.60	30.58	63.38	50.22	80.03	72.07		
170	21.73	17.25	32.70	30.67	63.56	50.37	80.26	72.28		
	21.80	17.29	32.80	30.76	63.75	50.52	80.50	72.50		
	21.86	17.35	32.89	30.85	63.94	50.66	80.74	72.71		
	21.93	17.40	32.99	30.94	64.12	50.81	80.97	72.92		
	21.99	17.45	33.08	31.03	64.31	50.96	81.20	73.13		
175	22.05	17.50	33.18	31.11	64.49	51.10	81.44	73.34		
	22.11	17.55	33.27	31.20	64.67	51.24	81.67	73.55		
	22.18	17.60	33.37	31.29	64.86	51.39	81.90	73.76		
	22.24	17.65	33.46	31.38	65.04	51.54	82.13	73.97		
	22.30	17.70	33.55	31.47	65.22	51.68	82.36	74.17		
180	22.36	17.75	33.65	31.55	65.40	51.83	82.59	74.38		

h [cm]	ORIFICIO 3		ORIFICIO 4		ORIFICIO 5		ORIFICIO 6		ORIF. 7	ORIF. 8
	4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	10"
100	16.33	12.96	24.57	23.04	47.77	37.85	60.32	54.32	81.14	
	16.42	13.03	24.70	23.16	48.01	38.05	60.63	54.60	81.56	
	16.50	13.10	24.83	23.28	48.26	38.24	60.94	54.88	81.97	
	16.59	13.16	24.95	23.40	48.50	38.44	61.26	55.16	82.40	
	16.67	13.23	25.08	23.52	48.75	38.63	61.56	55.44	82.81	
	16.75	13.30	25.21	23.64	48.99	38.82	61.87	55.72	83.22	
	16.84	13.36	25.33	23.76	49.24	39.02	62.18	55.99	83.64	
	16.92	13.43	25.45	23.87	49.48	39.21	62.48	56.27	84.04	
105	17.00	13.49	25.58	23.99	49.72	39.39	62.78	56.54	84.45	
	17.08	13.56	25.70	24.10	49.95	39.58	63.08	56.81	84.86	
	17.16	13.62	25.82	24.22	50.19	39.77	63.38	57.08	85.26	
	17.24	13.69	25.94	24.33	50.43	39.96	63.68	57.35	85.66	
	17.32	13.75	26.06	24.44	50.66	40.14	63.97	57.61	86.06	
	17.40	13.81	26.18	24.55	50.90	40.33	64.27	57.88	86.45	
110	17.48	13.88	26.30	24.67	51.13	40.52	64.56	58.15	86.85	
	17.56	13.94	26.42	24.78	51.36	40.70	64.86	58.41	87.25	
	17.64	14.00	26.54	24.89	51.59	40.88	65.15	58.67	87.64	
	17.72	14.06	26.66	25.00	51.82	41.06	65.44	58.93	88.03	
	17.80	14.13	26.78	25.11	52.05	41.25	65.73	59.19	88.42	
	17.88	14.19	26.90	25.22	52.27	41.42	66.02	59.45	88.80	
115	17.95	14.25	27.01	25.33	52.50	41.60	66.30	59.71	89.19	
	18.03	14.31	27.12	25.44	52.73	41.79	66.59	59.97	89.58	
	18.11	14.37	27.24	25.55	52.96	41.96	66.87	60.22	89.96	
	18.19	14.43	27.36	25.66	53.18	42.14	67.16	60.48	90.34	
	18.26	14.49	27.47	25.76	53.40	42.31	67.43	60.73	90.71	
	18.34	14.55	27.59	25.87	53.63	42.49	67.72	60.98	91.09	
120	18.41	14.61	27.70	25.98	53.84	42.67	67.99	61.23	91.46	
	18.49	14.67	27.82	26.09	54.07	42.84	68.27	61.49	91.84	
	18.56	14.73	27.92	26.19	54.29	43.02	68.55	61.74	92.21	
	18.64	14.79	28.04	26.30	54.50	43.19	68.82	61.98	92.58	
	18.71	14.85	28.15	26.40	54.72	43.36	69.10	62.23	92.95	
	18.79	14.91	28.26	26.50	54.94	43.53	69.37	62.48	93.32	
125	18.86	14.97	28.38	26.61	55.16	43.71	69.65	62.72	93.69	
	18.93	15.03	28.49	26.71	55.37	43.88	69.92	62.97	94.06	
	19.01	15.08	28.60	26.82	55.58	44.05	70.19	63.21	94.42	
	19.08	15.14	28.71	26.92	55.80	44.22	70.46	63.46	94.78	
	19.15	15.20	28.81	27.02	59.01	44.38	70.73	63.70	95.14	
	19.23	15.26	28.92	27.13	56.02	44.55	70.99	63.94	95.50	
130	19.30	15.32	29.03	27.23	56.43	44.72	71.26	64.18	95.86	
	19.37	15.37	29.14	27.33	56.64	44.88	71.53	64.42	96.22	
	19.44	15.43	29.25	27.43	56.85	45.05	71.79	64.65	96.57	
	19.51	15.49	29.36	27.53	57.06	45.22	72.06	64.89	96.93	
	19.58	15.54	29.46	27.63	57.27	45.38	72.31	65.13	97.28	
	19.65	15.60	29.57	27.73	57.48	45.54	72.58	65.36	97.63	
140	19.72	15.65	29.67	27.83	57.68	45.71	72.84	65.60	97.98	
	19.79	16.71	29.78	27.93	57.89	45.87	73.10	65.83	98.33	
	19.86	15.76	29.89	28.03	58.09	46.03	73.35	66.06	98.68	

DIAMETROS DE TUBOS

Qm [IPS]

H
[m]

	2"	3"	4"	5"	6"	7"	8"	10"
7	2.12	4.66	8.19	13.10	18.86	25.67	34.32	57.75
	2.27	5.04	8.86	14.16	20.16	27.44	36.96	62.26
	2.40	5.35	9.40	15.02	21.63	29.44	39.74	66.15
10	2.56	5.76	10.02	15.83	23.05	31.38	42.80	70.43
	2.69	6.05	10.51	16.79	24.45	33.28	45.38	74.63
	2.84	6.31	10.97	17.54	25.81	35.14	47.89	77.94
	2.99	6.65	11.68	18.26	26.87	36.58	48.95	81.95
	3.10	6.90	12.12	18.95	28.19	38.37	52.27	85.04
15	3.24	7.22	12.55	19.83	29.49	40.14	54.66	88.01
	3.35	7.45	13.10	20.48	30.46	41.46	56.45	91.80
	3.49	7.76	13.51	21.11	31.39	43.18	58.78	94.62
	3.63	7.99	13.90	21.96	32.31	44.44	60.49	97.38
	3.73	8.21	14.28	22.56	33.54	45.66	62.77	100.04
20	3.82	8.42	14.81	23.14	34.41	46.80	64.40	102.63
	4.01	8.93	15.53	24.53	36.09	49.64	67.54	107.64
24	4.19	9.33	16.23	25.63	37.70	51.85	70.55	112.43
	4.41	9.81	16.89	26.67	39.65	54.53	73.43	117.02
28	4.51	10.18	17.72	27.98	41.15	56.59	76.20	121.45
	4.78	10.54	18.34	28.96	43.03	58.57	79.66	125.70
32	4.94	10.88	18.94	29.91	44.45	60.50	82.26	129.83
	5.14	11.34	19.73	30.83	45.81	63.00	84.81	133.82
36	5.29	11.66	20.30	31.73	47.14	64.83	87.26	137.70
	5.44	11.98	20.86	32.94	48.43	66.60	89.65	141.46
40	5.64	12.30	21.40	33.80	49.70	68.34	91.99	145.16
	5.77	12.60	21.93	34.63	50.92	70.03	94.26	148.74
44	5.91	12.89	22.45	35.45	52.12	71.67	96.47	152.23
	6.04	13.18	23.19	36.24	53.29	73.28	98.64	155.65
	6.17	13.47	23.69	37.02	54.43	74.86	100.76	159.00
50	6.30	13.89	24.18	38.18	55.56	76.40	102.84	162.28
	6.61	14.57	25.36	40.05	58.87	80.95	107.86	170.20
60	6.90	15.21	26.49	41.83	61.49	84.55	112.66	177.77
	7.18	15.84	27.58	43.54	64.00	88.01	117.27	185.05
70	7.45	16.43	28.92	45.18	66.42	91.33	121.69	192.02
	7.79	17.19	29.93	46.76	68.74	94.52	125.95	198.75
80	8.05	17.75	30.91	48.30	71.00	97.62	130.08	205.26
	8.30	18.30	31.86	49.79	73.19	100.64	134.10	211.60
90	8.54	18.83	32.79	51.23	75.31	103.55	137.98	217.73
	8.77	19.35	33.69	52.63	77.37	106.39	141.76	223.69
100	9.09	19.85	34.56	54.00	79.38	109.15	145.44	229.50

DETERMINACION DE GASTOS MEDIANTE EL EMPLEO DE UN VERTEDOR RECTANGULAR

El valor "S" que aparece en las tablas indica los lts/seg. que hay que sumar por cada 30 cms. de aumento en el valor de L. La tabla se dedujo en la formula: $G = 0.0184 (L - Q \cdot 2H) H^3$.

H cms.	+ Longitud 30	L 90	en cms. + 150	S.
2	1.5	4.7	7.8	1.6
2.5	1.9	5.7	9.6	1.9
3	2.8	8.6	14.3	2.9
3.5	3.5	10.7	19.9	3.6
4	4.3	13.1	21.9	4.4
4.5	5.1	15.6	26.1	5.3
5	6.0	18.3	30.7	6.2
5.5	6.9	21.1	35.3	7.1
6	7.8	24.0	40.2	8.1
6.5	8.8	27.1	45.4	9.2
7	9.7	30.1	50.5	10.2
7.5	10.7	33.4	56.0	11.3
8	11.8	36.8	61.7	12.5
8.5	12.9	40.3	67.6	13.7
9	14.0	43.8	73.7	14.9
9.5	15.2	47.5	79.8	16.2
10	16.3	51.1	86.0	17.4
10.5	17.5	55.0	92.6	18.8
11	18.7	59.0	99.3	20.2
11.5	19.9	63.0	106.1	21.5
12	21.1	67.0	112.9	23.0
12.5	22.4	71.1	119.9	24.4
13	23.7	75.4	127.2	25.9
13.5	24.9	79.7	134.5	27.4
14	26.2	84.1	141.9	28.9
14.5	27.5	88.5	149.5	30.5
15	28.9	93.0	157.1	32.1
15.5	37.5	97.5	164.8	33.6
16		102.3	172.9	35.3
16.5		106.9	180.9	37.0
17		113.0	191.3	39.2
17.5		116.5	197.3	40.4
18		121.5	205.8	42.2
18.5		126.3	214.2	43.9
19		131.4	222.8	45.7
19.5		136.4	231.4	47.5
20		141.5	240.2	49.4
20.5		146.7	249.2	51.2
21		151.9	258.1	53.1
21.5		157.2	267.2	55.0

TABLA (1)

VERTEDOR RECTANGULAR

H ms.	Longitud 30	L 90	en cms. 150	S.
2		162.6	276.5	57.0
2.5		167.8	285.6	58.9
3		173.4	295.2	60.9
3.5		178.8	304.6	62.9
4		184.4	314.2	64.9
4.5		190.3	324.4	67.1
5		195.2	332.9	68.9
6		206.0	351.7	72.9
7		217.9	372.5	77.3
8		229.8	393.2	81.7
9		241.6	413.7	86.1
0		253.5	436.0	91.3
1		265.8	456.1	95.2
2		277.5	476.6	99.6
3		288.7	499.2	105.3
4		304.8	524.5	109.9
5		315.4	543.3	114.0
6		329.1	567.5	119.2
7		341.6	589.8	124.1
8		354.8	613.2	129.2
9		367.5	635.8	134.1
0		381.7	661.0	139.7
1		395.1	684.9	144.9
2		408.4	708.7	150.2
3		422.4	733.7	155.7
4		436.3	758.7	161.2
5		450.1	783.5	166.7
6		463.3	808.3	172.2
7		480.0	837.3	178.7
8		491.2	857.7	183.3
9		505.4	883.5	189.1
0		520.3	910.6	195.1

DETERMINACION DE GASTOS MEDIANTE UN EMPLEO DE UN VERTEEDOR TRIANGULAR

H cms.	Gasto 90°	Its/seg. 60°
2.0	0.08	0.04
2.5	0.13	0.08
3.0	0.21	0.12
3.5	0.33	0.19
4.0	0.43	0.24
4.5	0.58	0.33
5.0	0.75	0.43
5.5	0.95	0.55
6.0	1.18	0.68
6.5	1.44	0.83
7.0	1.74	1.00
7.5	2.07	1.19
8.0	2.43	1.40
8.5	2.84	1.64
9.0	3.26	1.88
9.5	3.73	2.15
10.0	4.25	2.45
10.5	4.80	2.77
11.0	5.38	3.11
11.5	6.01	3.47
12.0	6.70	3.86
12.5	7.42	4.28
13.0	8.18	4.72
13.5	9.00	5.19
14.0	9.85	5.68
14.5	10.76	6.21
15.0	11.70	6.75
15.5	12.70	7.33
16.0	13.75	7.93
16.5	14.85	8.57
17.0	16.01	9.23
17.5	17.22	9.93
18.0	18.45	10.65
18.5	19.74	11.39
19.0	21.12	12.18
19.5	22.58	13.03
20.0	24.04	13.87
20.5	25.57	14.75
21.0	27.17	15.68
21.5	28.78	16.61
22.0	30.46	17.58

VERTEDOR TRIANGULAR

H cms.	Gasto 90°	lts/seg. 60°
22.5	32.21	18.59
23.0	33.89	19.56
23.5	35.91	20.72
24.0	37.93	21.88
24.5	39.95	23.05
25.0	41.96	24.21
26.0	46.40	26.77
27.0	50.84	29.33
28.0	55.68	32.13
29.0	60.69	35.08
30.0	66.31	38.26
31.0	71.55	41.28
32.0	77.74	44.85
33.0	83.93	48.42
34.0	90.52	52.22
35.0	97.24	56.10
36.0	104.64	60.37
37.0	112.04	64.64
38.0	119.44	68.90
39.0	120.36	73.64
40.0	135.85	78.38
41.0	144.18	83.19
42.0	153.46	88.54
43.0	162.48	93.74
44.0	172.29	99.41
45.0	182.65	105.38
46.0	192.60	111.12
47.0	203.23	117.25
48.0	214.12	123.54
49.0	225.83	130.29
50.0	237.80	137.20
51.0	249.50	143.95
52.0	261.87	151.09
53.0	274.38	158.30
54.0	287.16	165.68
55.0	301.28	173.82
56.0	316.08	182.36
57.0	329.53	190.12
58.0	344.32	198.66
59.0	359.12	207.19
60.0	373.91	215.73

VERTEDOR TRIANGULAR

TABLA 2.13 Vertedero triangular

FÓRMULA DE GOURLEY

$$Q = 1,32 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h^{1,5}$$

Q = caudal, en m³/seg

h = carga sobre el vértice en m

α = ángulo del vértice

$\alpha = 90^\circ$; Q = 1,32 H^{1,5}

$\alpha = 60^\circ$; Q = 0,73 H^{1,5}

$\alpha = 45^\circ$; Q = 0,55 H^{1,5}

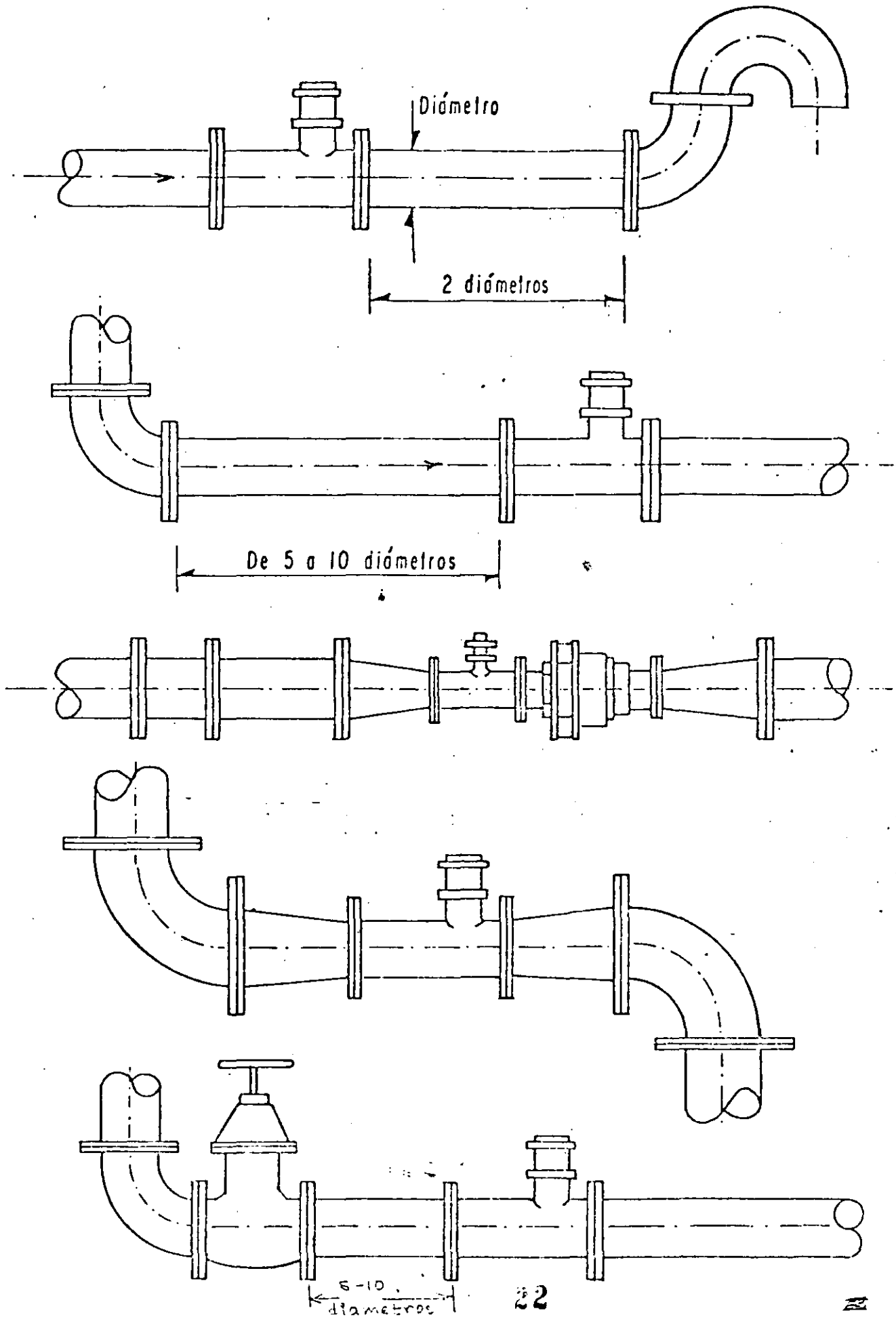
El exceso de anchura, a, debe ser por lo menos, igual a 3/4 l

Carga h cm	Caudal Q en l/seg			Carga h cm	Caudal Q en l/seg		
	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=45^\circ$		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=45^\circ$
2,0	0,08	0,05	0,04	20	24,8	14,3	10,3
2,5	0,15	0,08	0,06	21	28,0	16,1	11,7
3,0	0,23	0,13	0,10	22	31,4	18,1	13,1
3,5	0,33	0,19	0,14	23	35,0	20,2	14,6
4,0	0,47	0,27	0,19	24	38,9	27,4	16,2
4,5	0,62	0,36	0,26	25	43,0	24,8	17,9
5,0	0,81	0,46	0,34	26	47,4	27,3	19,7
5,5	1,02	0,59	0,43	27	52,0	29,9	24,7
6,0	1,27	0,73	0,53	28	56,9	32,7	23,7
6,5	1,54	0,89	0,64	29	62,1	35,7	25,9
7,0	1,86	1,07	0,77	30	67,5	38,9	28,1
7,5	2,20	1,27	0,92	32	79,1	45,6	33,0
8,0	2,56	1,48	1,07	34	88,9	52,9	38,3
8,5	3,00	1,73	1,25	36	105,8	60,0	44,1
9,0	3,45	1,98	1,44	38	120,9	69,6	59,4
10,0	4,48	2,58	1,86	40	137,0	79,0	57,2
11,0	5,66	3,26	2,36	42	155,0	89,2	64,5
12,0	7,02	4,04	2,92	44	173,0	100,0	72,4
13,0	8,55	4,92	3,56	46	194,0	112,0	80,7
14,0	10,28	5,92	4,28	48	215,0	124,0	89,8
15,0	12,18	7,24	5,07	50	238,0	137,0	99,3
16,0	14,28	8,22	5,95	52	262,0	151,0	109,0
17,0	16,58	9,55	6,91	54	288,0	166,0	120,0
18,0	19,10	11,00	7,96	56	315,0	181,0	131,0
19,0	21,85	12,58	9,10	58	343,0	198,0	143,0

21

TABLA 15

INSTALACION DE MEDIDORES



MEDIDORES PARA AGUA, USOS INDUSTRIALES
Y DE IRRIGACION

"EL MEXICANO"

MEDIDORES AZTECA, S.A.

McCROMETER

MEDIDORES

VIGILANTE

SPARLING
WATER CONTROL EQUIPMENT

FABRICA DE MEDIDORES

DELLONET

K R A S A
medidores de flujo



Medidores de México, S.A. de C.V.

CALIDAD Y SERVICIO
APROBADO POR EL INEGI

PRODUCTO INDUSTRIAL
MEXICANO AUTENTICO

REGISTRADO EN MEXICO
P. R. DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

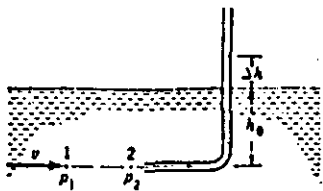


Figura 8.3 Tubo de Pitot simple.

Mide la velocidad en el punto 1, mediante la expresión: $V = \sqrt{2g\Delta h} = 4.43 \sqrt{\Delta h}$
 $V = C \sqrt{2g \frac{(p_s - p')}{\gamma}}$

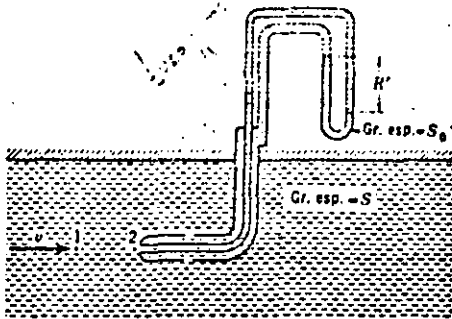


Figura 8.5 Tubo de Pitot estático.

$$V = C \sqrt{2gR' \left(\frac{S_0}{S} - 1 \right)}$$

C: este coeficiente se incluye por la incertidumbre para medir la presión estática

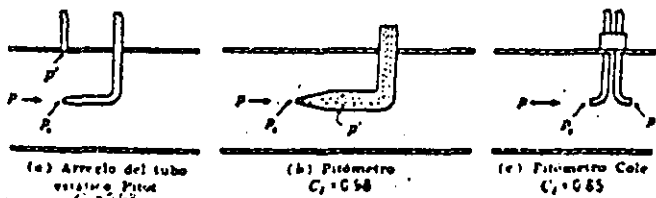


Fig. 11-9 Varios tipos de tubo de Pitot para medir gastos

Otras variantes del tubo de pitot, con sus correspondientes coeficientes correctivos

$$V = C \sqrt{2g \frac{(p_s - p')}{\gamma}}$$

"Fluid Mechanics, Theory and Applications" by E. A. American Society of Mechanical Engineers, 1970

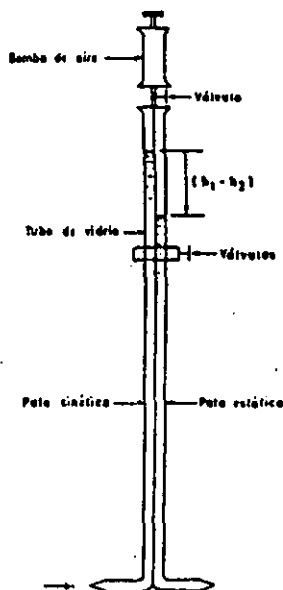


FIG. 2.47
Tubo de Darcy.

Tubo de Darcy se compone por dos tubos pitot cuyas patas se acomodan en sentido opuesto; arriba se coloca una bomba para hacer que el agua fluya sin ninguna resistencia dentro de los tubos. Después se cierra la válvula de la parte superior para mantener fijos los niveles h_1 y h_2 ; sacando el tubo del agua para hacer la lectura.

$$V = 0.84 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

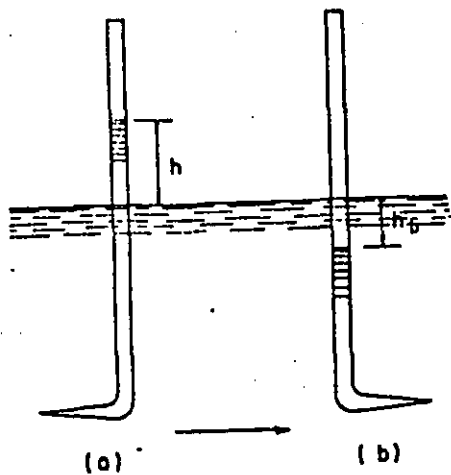


FIG. 2.46
Tubo de Pitot.

Su forma mas sencilla, consiste de un tubo abierto en sus dos extremos y doblado en ángulo recto; el lado doblado se sostiene contra la corriente y el nivel del agua h por arriba de la superficie libre alcanza el valor de $v^2/2g$.

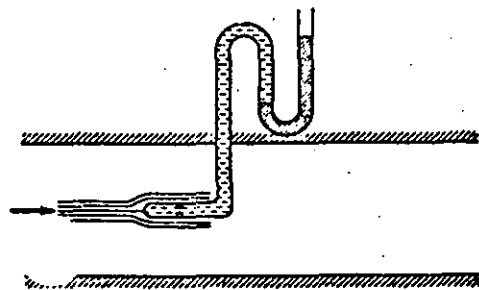


Figura 8.2 Tubo estático.

Se utiliza cuando la superficie del conducto es muy rugosa; consiste de un tubo cerrado en su extremo y dirigido contra la corriente, con pequeños agujeros en la parte cilíndrica abajo de la punta. Hay que calibrarse.

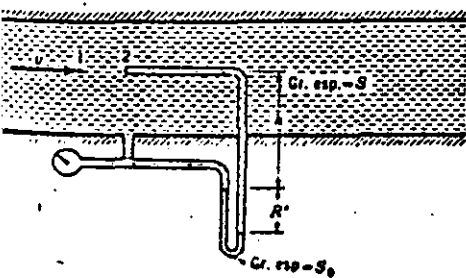


Figura 8.3 Tubo de Pitot y abertura piezométrica combinados para medir la velocidad

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre 1 y 2 y la ecuación para la presión del manómetro, expresada como una columna de agua, resulta:

$$v = \sqrt{2gR' \left(\frac{S_0}{S} - 1 \right)}$$

So y S gravedad específica del fluido en el manómetro y en el conducto, respectivamente.

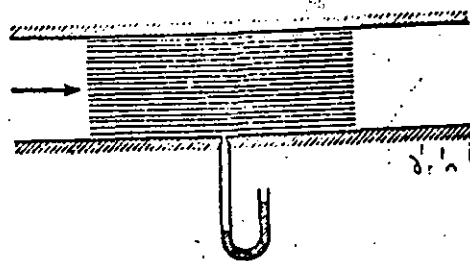


Figura 8.1 Abertura piezométrica para medir la presión estática.

Método empleado para medir la presión estática en flujo paralelo como el indicado, la variación de la presión normal a las líneas de corriente es hidrostática. La abertura debe ser pequeña y perpendicular a la superficie, con su longitud igual a por lo menos el doble de su diámetro.

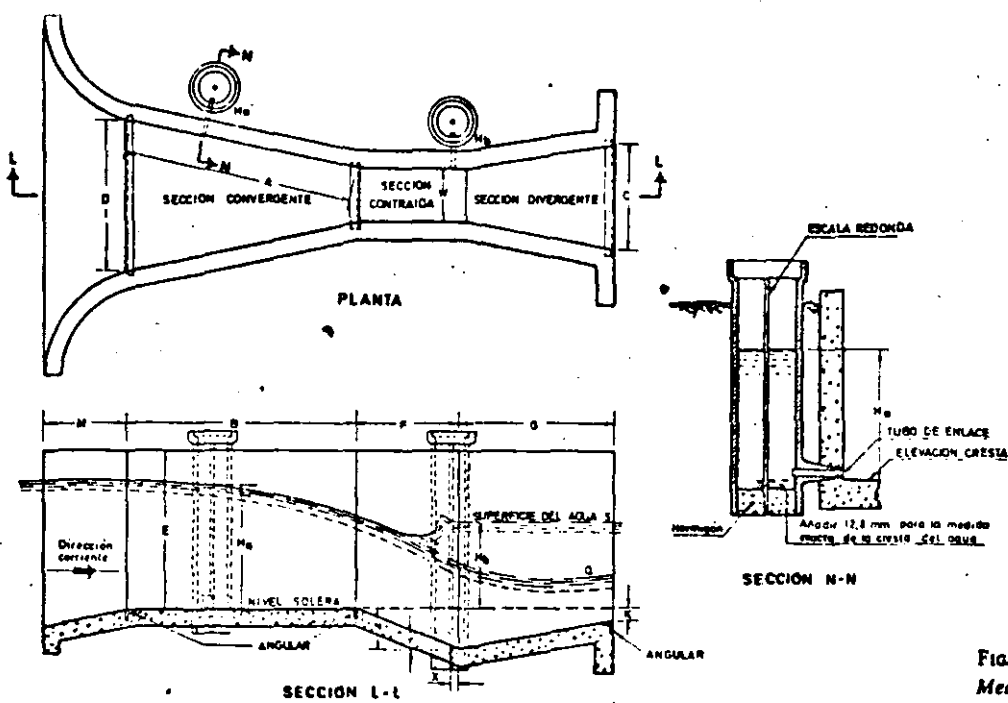


FIG. 2.45
Medidor Parshall.

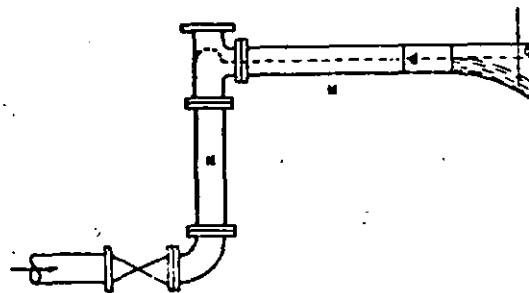
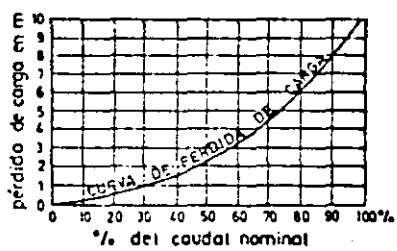
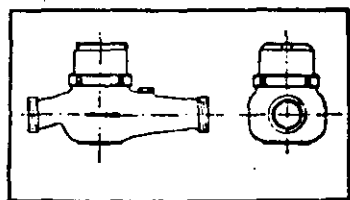
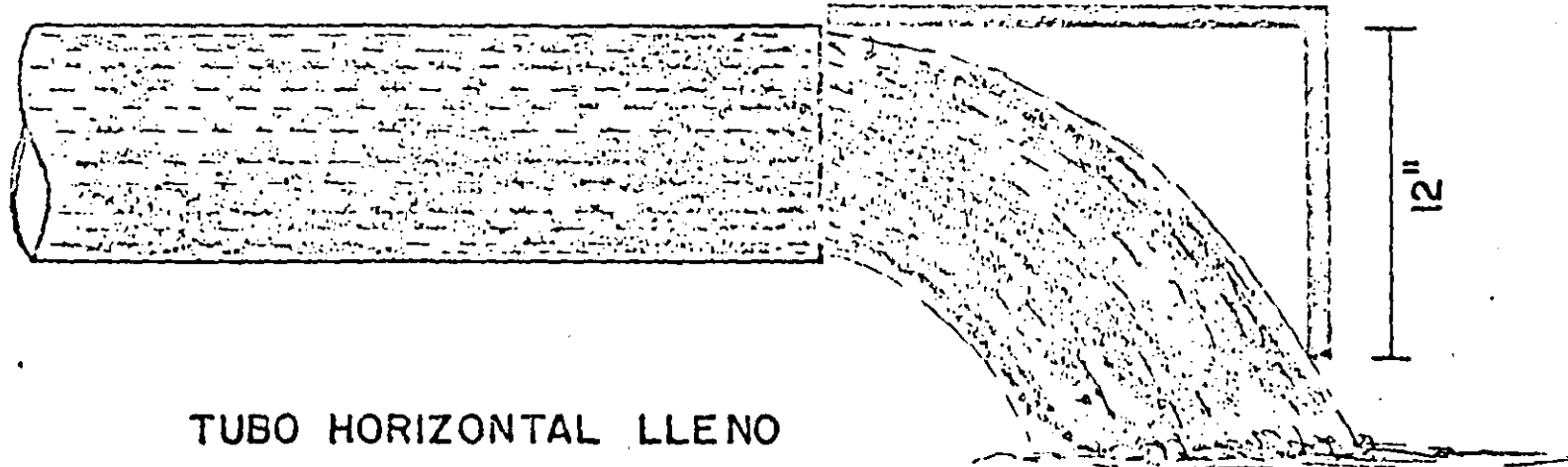


FIG. 2.48
Método de California.

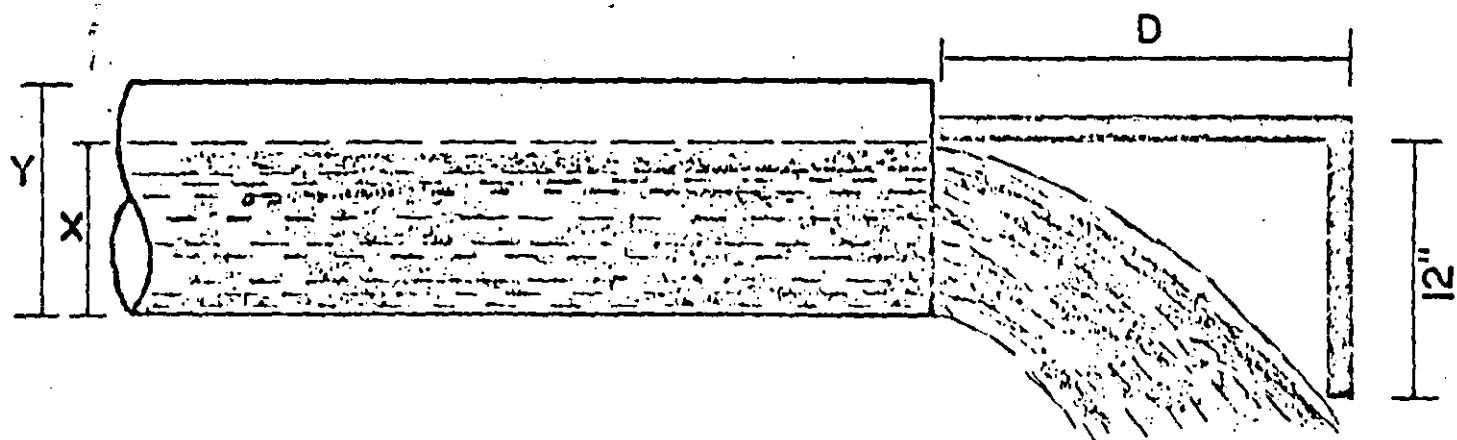


Contador

FIG. 2.53
Contador y curva de pérdida de carga.



TUBO HORIZONTAL LLENO



TUBO HORIZONTAL PARCIALMENTE LLENO

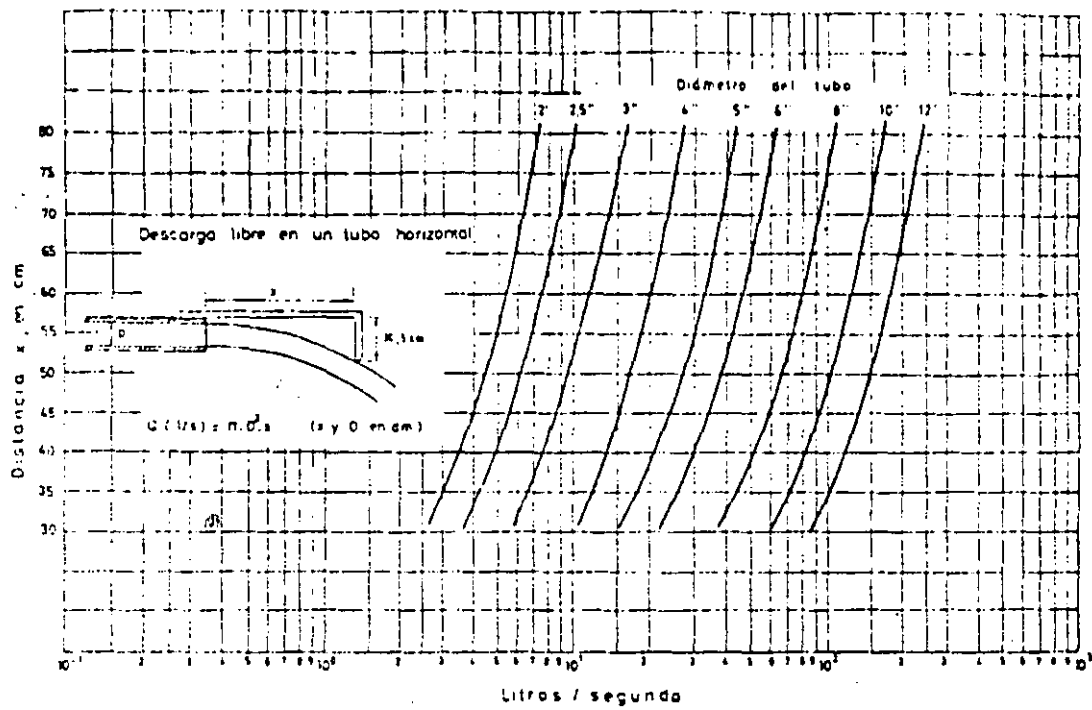


FIG. 2.49

Descarga libre por un tubo horizontal.

La fórmula del caudal es:

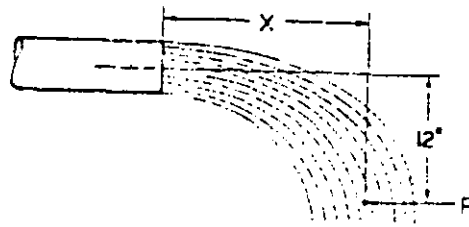


Fig. 63: La descarga de una tubería horizontal puede estimarse conociendo la distancia x.

Tabla XII
Descarga de Tubos Horizontales. Fluyendo a Sección Llena, en m³/min

Distancia X en centímetros a 30 cm. de caída	Diámetro del Tubo					
	2" = 50.8 mm	3" = 76.2 mm	4" = 101.6 mm	5" = 127 mm	6" = 152.4 mm	8" = 203.2 mm
15.2 (6")	0.079	0.174	0.303	0.473	0.684	0.806
17.8 (7")	0.091	0.191	0.352	0.553	0.799	1.378
20.3 (8")	0.106	0.231	0.401	0.632	0.916	1.585
22.9 (9")	0.117	0.261	0.450	0.712	1.030	1.772
25.4 (10")	0.132	0.291	0.503	0.787	1.143	1.968
27.9 (11")	0.159	0.318	0.553	0.867	1.256	2.165
30.5 (12")	0.144	0.348	0.602	0.926	1.370	2.308
38.1 (15")	0.198	0.435	0.753	1.185	1.715	2.952
50.8 (20")	0.265	0.583	0.803	1.578	2.368	3.936

NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

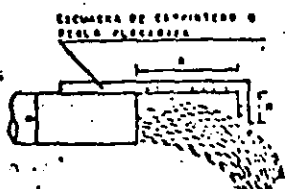
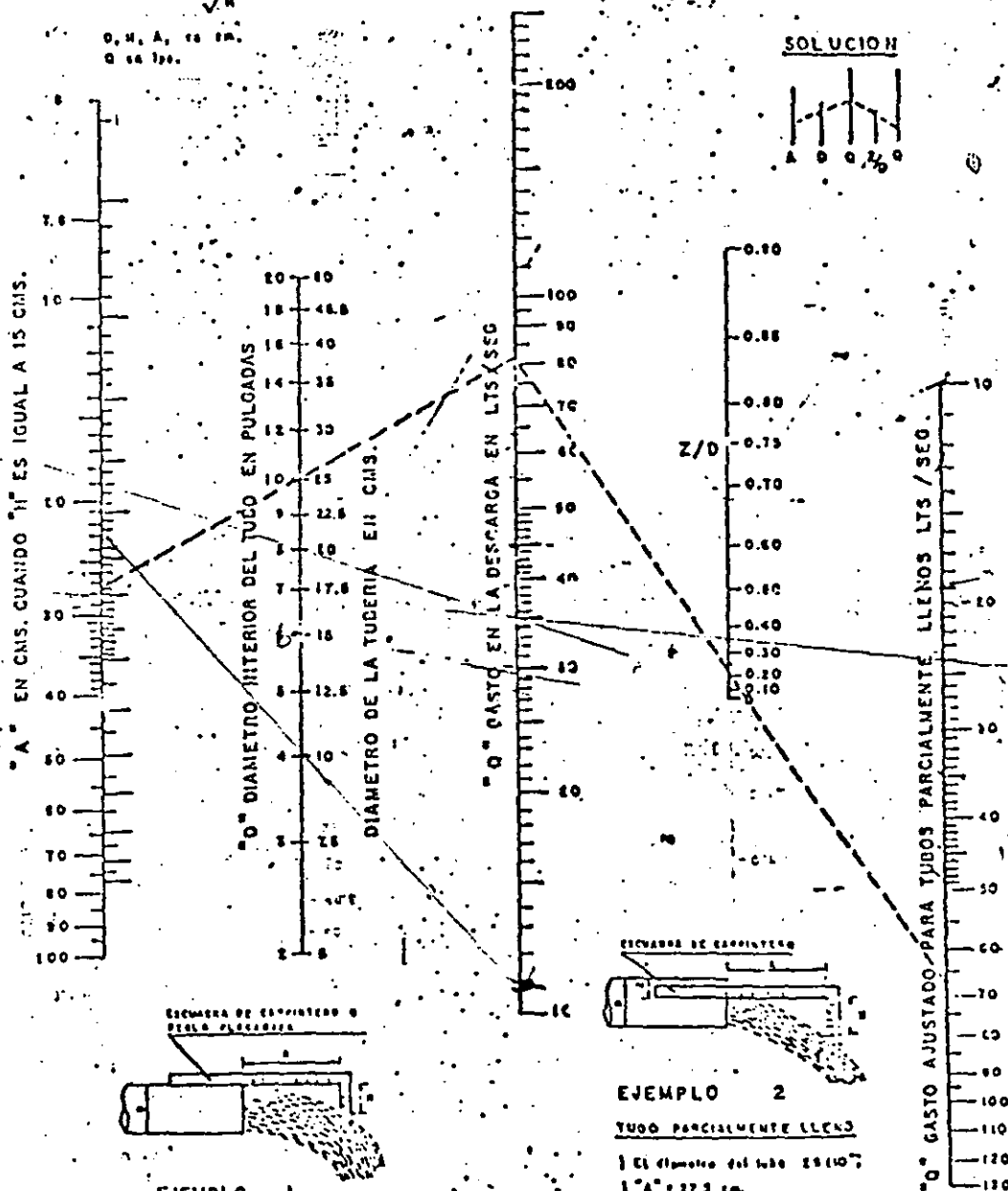
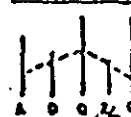
154.

FORMULA RESUELTA

$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{H}}$$

Q, M, A, 15 CM.
Q en lps.

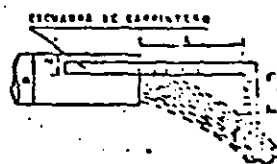
SOLUCION



EJEMPLO 1

TUBO LLENO

- 1 El diametro del tubo es 10"
- 2 $A = 27.5$ cm.
- 3 $H = 15$ cm.
- 4 $Q = 85$ lps/seg.



EJEMPLO 2

TUBO PARCIALMENTE LLENO

- 1 El diametro del tubo es 10"
- 2 $A = 27.5$ cm.
- 3 $H = 15$ cm.
- 4 $Z = 8$ cm.

$$Z/D = \frac{FALTANTE}{DIAMETRO} = \frac{8}{25} = 0.32$$

60 lps/seg.

Fig. 5.14

METODO DE ORIFICIO CALIBRADO

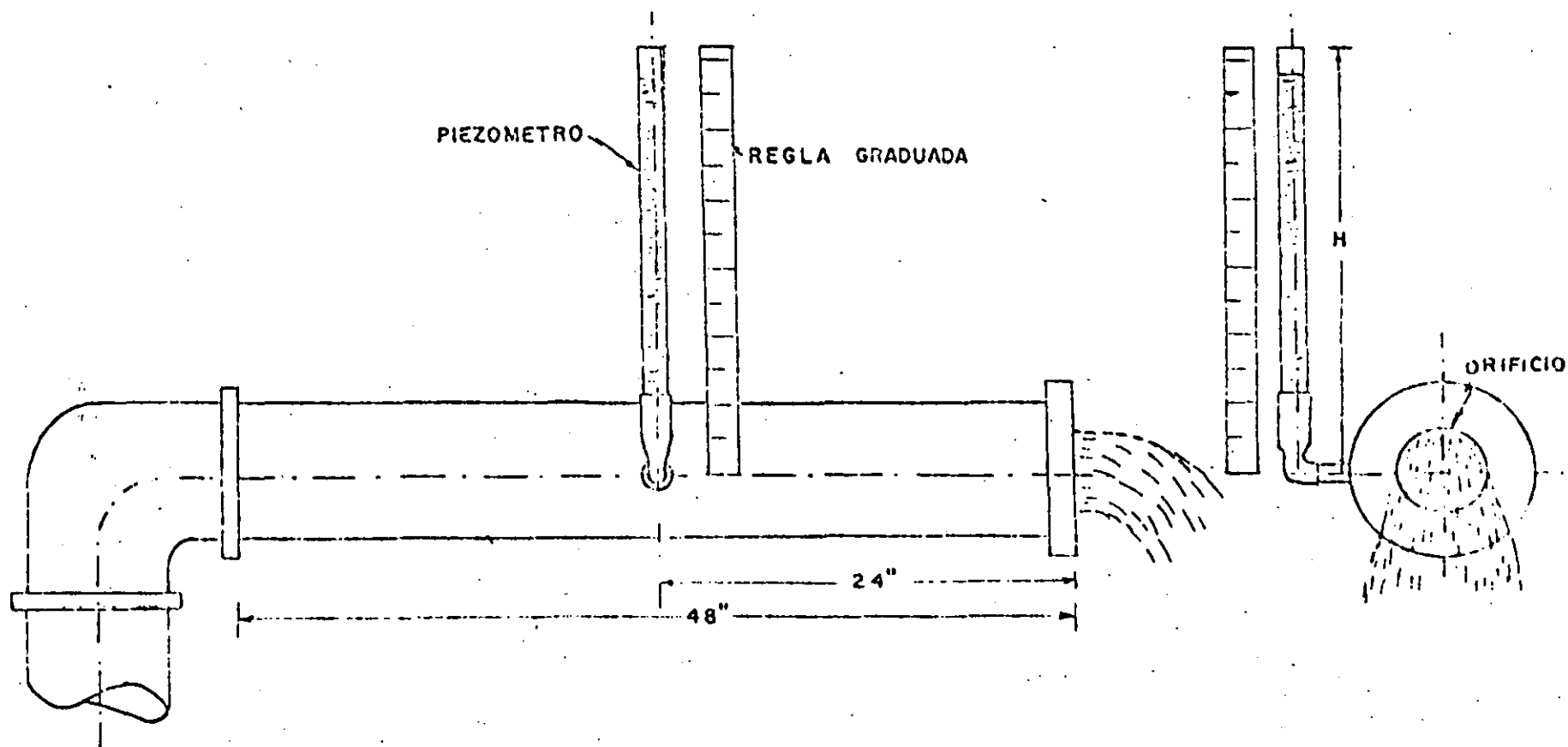


FIGURA No. 7

Figura 10

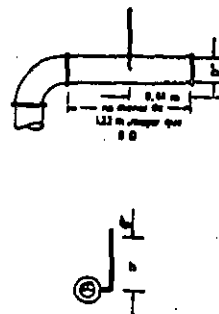
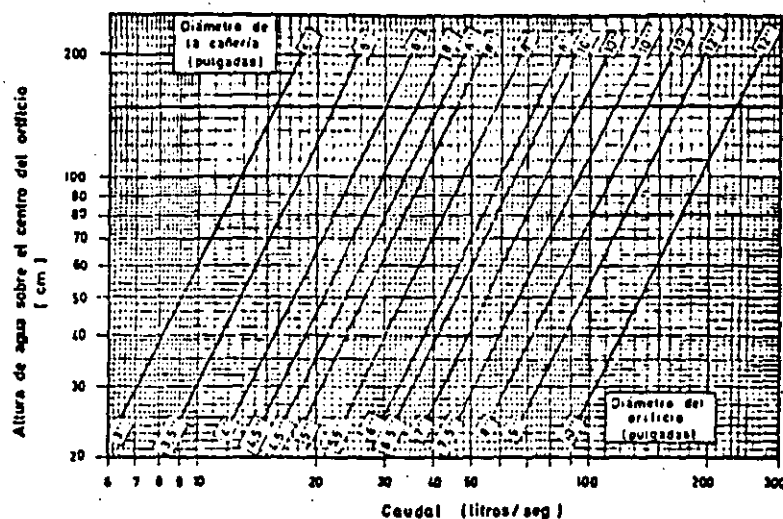


FIG. 2.52
Caudal a través de un orificio circular
en una tubería horizontal.

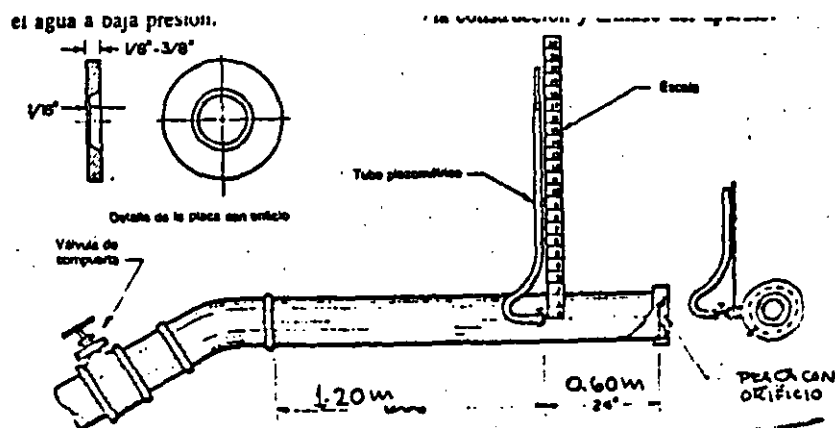
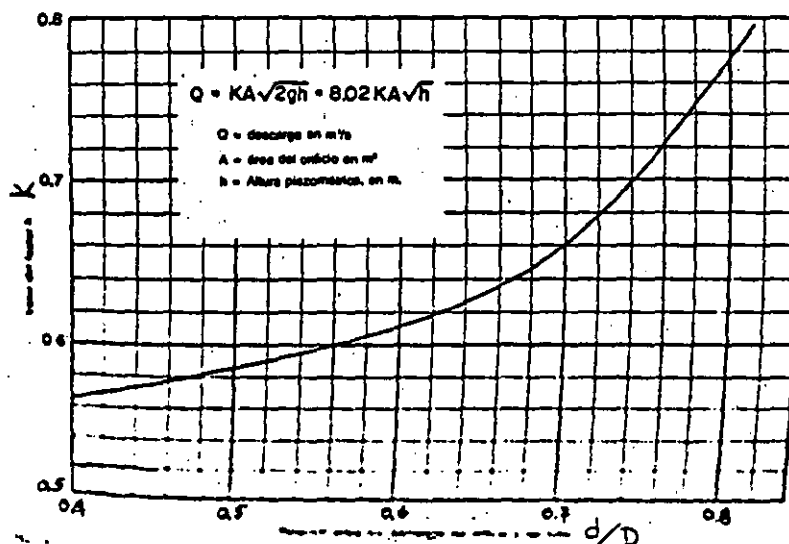


Fig. 51 Instalación experimental del vertedero de orificio circular usado frecuentemente para la medida de la
de flujo, cuando se trata de agua por medio de una tubería horizontal. La tubería de descarga debe
o ser.



Los valores del factor de descarga K , en la fórmula del
orificio calibrado, varían con la relación del diámetro del
orificio.

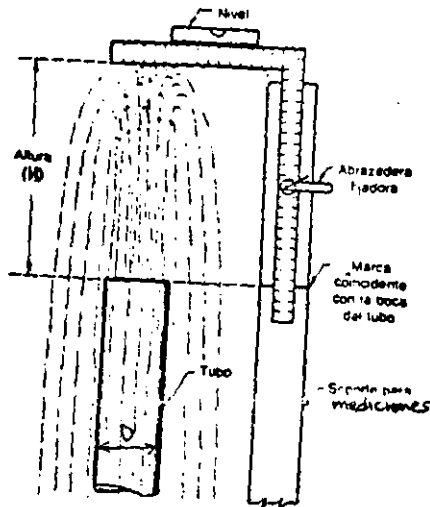


Fig. 62: Forma de medir la altura de la cresta en descarga a chorro de una tubería vertical.

$$Q = 0.225 C D^2 \sqrt{H} \quad \{ \text{lps} \};$$

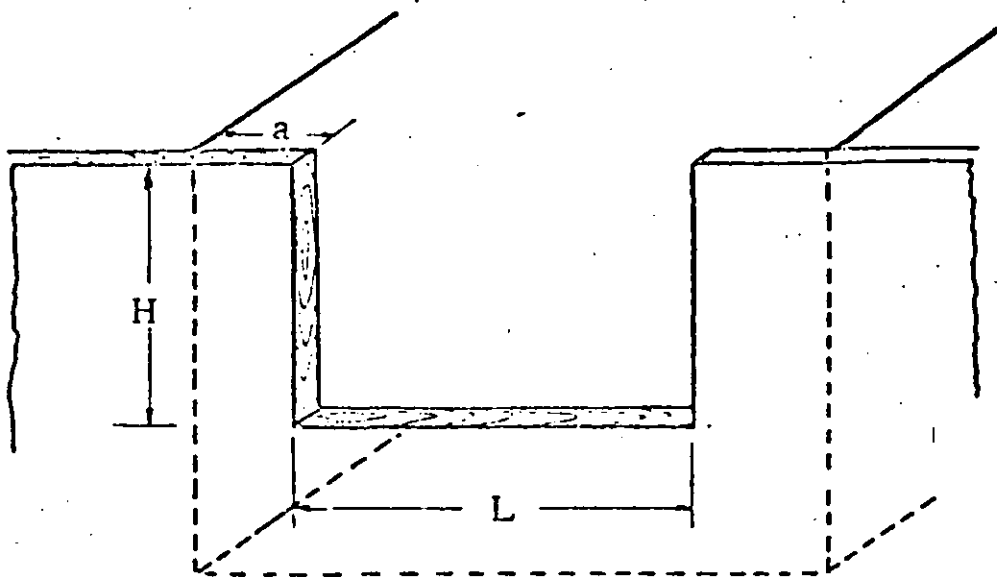
C : coeficiente de descarga determinada experimentalmente

D: diámetro interior del tubo en [pulgadas]

H: altura del chorro en [cm]

Tabla XI
Descarga en Tubos Verticales, en Metros Cúbicos por Minuto

Altura de la Cresta en mm.	Diámetro Nominal del Tubo					
	2" = 50.8 mm	3" = 76.2 mm	4" = 101.6 mm	5" = 127.0 mm	6" = 152.4 mm	8" = 203.2 mm
34 (1.5")	0.083	0.163	0.257	0.322	0.416	0.606
51 (2")	0.098	0.208	0.352	0.454	0.606	0.871
76 (3")	0.125	0.280	0.492	0.700	0.926	1.457
102 (4")	0.144	0.333	0.587	0.871	1.211	1.978
137 (5")	0.167	0.375	0.662	1.022	1.438	2.385
152 (6")	0.182	0.416	0.719	1.136	1.628	2.763
203 (8")	0.212	0.473	0.852	1.363	1.930	3.407
254 (10")	0.235	0.530	0.965	1.514	2.195	3.974
305 (12")	0.261	0.606	1.060	1.665	2.422	4.363
381 (15")	0.295	0.662	1.192	1.893	2.650	4.921
457 (18")	0.321	0.735	1.325	1.908	2.952	5.299
523 (21")	0.352	0.795	1.438	2.251	3.217	5.867
609 (24")	0.379	0.879	1.514	2.422	3.482	6.245



VERTEDOR RECTANGULAR

Q = Gasto en lts./Seg.

H = Tirante del agua en cm.

L = Ancho del vertedor en cm.

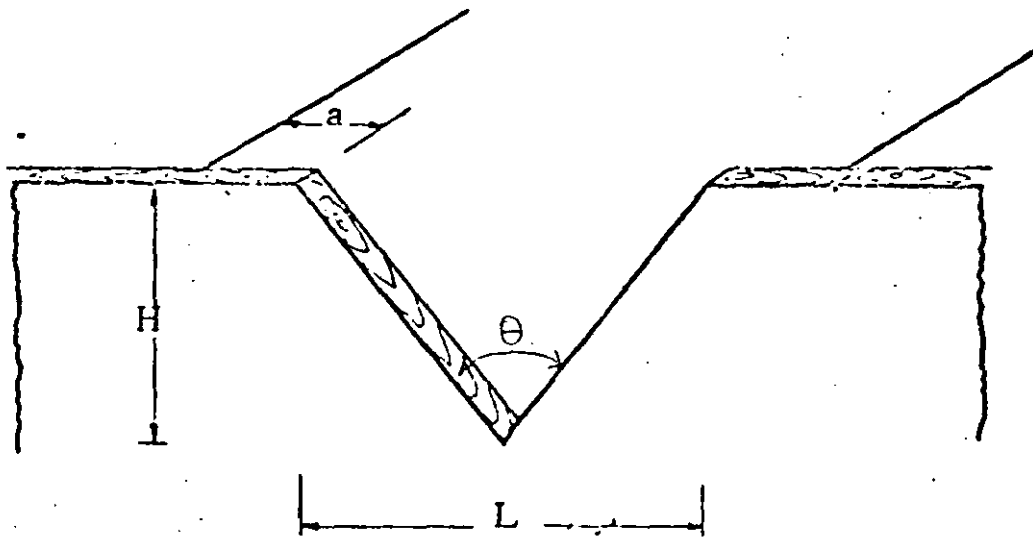
L = Debe ser de 4 a 8 veces H.

a $\geq$ 3 H.

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

FIGURA No. 14

Figura 13



VERTEDOR TRIANGULAR

Q = Gasto en lts/Seg.

C = Constante experimental = 0.57

H = Altura del agua a partir del vértice.

L = Ancho de la lámina de agua a la altura H.

$$a \geq \frac{3}{4} L$$

$$Q = 0.01178 C L H^{3/2}$$

$$Q = 1.35 \times \tan \frac{\theta}{2} H^{5/2} \text{ [m}^3\text{/seg]}, H \text{ [m]}$$

FIGURA No. 15

Figura 14

AFORO Y ESTIMACION DEL CAUDAL

Existen varios dispositivos para medir el caudal de descargas de pozos, cuya utilización es función de las condiciones particulares de que se traten y de las metas que alcancen; el conocimiento de este dato, de gran importancia práctica, puede perseguir los siguientes objetivos: estimar la posible descarga de un pozo durante el proceso constructivo del mismo, cuantificar los volúmenes de extracción de agua subterránea y averiguar la relación caudal-abatimiento, para determinar las características hidráulicas de los acuíferos, y/o diseñar el equipo de bombeo del pozo, y/o saber el grado de eficiencia con que se diseñó y construyó.

De la estimación razonable del caudal de bombeo de un pozo dependerá el éxito de sus posteriores interpretaciones a que va a dar lugar; por tanto, es necesario medir en forma cuidadosa, consistente y periódica la descarga de pozos, especialmente durante las pruebas de producción de los mismos.

Medidores Totalizadores de Flujo

Uno se compone básicamente de una hélice o rueda de paletas que gira con el paso del agua y mueve un contador numérico el cual marca los volúmenes acumulados; otros medidores volumétricos contienen compartimientos o pistones desplazados por la acción del flujo y un mecanismo de conteo que registre el número de desplazamientos de los compartimientos en metros cúbicos, o cualquier otra unidad de medida de volumen. En general no disponen de equipo para medir el tiempo; sin embargo, en flujo permanente puede emplearse un cronómetro para medir el tiempo en que un cierto volumen es desplazado.

Hay otros medidores que permiten obtener el gasto instantáneo y el volumen acumulado entre dos lecturas consecutivas.

El medidor de disco es comúnmente empleado en los sistemas domésticos de abastecimiento de agua; el disco oscila dentro de la cámara de forma que un volumen conocido pasa a través de medidor por cada oscilación del disco. Un vástago o eje perpendicular al disco hace girar a unos engranes los que a su vez mueven el contador. Su uso excesivo provoca desgaste de los engranes dando errores considerables particularmente en el caso de gastos pequeños.

Para su instalación en descarga libre se requiere un tramo de tubería de cuando menos dos diámetros el diámetro nominal del tubo después del medidor; después de cualquier corrección, válvula o bomba es necesario un tramo recto de cinco a diez diámetros el diámetro nominal antes del medidor. Si existe reducción de diámetro antes del medidor se debe verificar que el flujo sea laminar para el adecuado

funcionamiento de aquél. El tubo debe trabajar a presión y el medidor, en posición horizontal. En la práctica muy pocos pozos cuentan con medidor totalizador de flujo. En las figuras 1 y 2 se muestran las restricciones constructivas para la instalación de medidores y algunas de las marcas disponibles en México.

Medición con Recipientes de Volumen Conocido

Es un método sencillo empleado para caudales pequeños; se mide el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de volumen conocido. Para caudales de uno a tres litros por segundo conviene utilizar recipientes de 20 a 60 litros, y para caudales de hasta 10 litros por segundo, barriles de 200 litros.

Tubo de Pitot

Es un dispositivo de uso difundido que directamente mide la carga de velocidad; en las figuras 3 y 4 se muestra el tubo de Pitot simple así como diversos arreglos compuestos por éste y el tubo estático o abertura piezométrica. Se trata de un tubo delgado de vidrio con un doblez en ángulo recto el cual se coloca contra la corriente; el agua entra a través de la abertura hasta que la presión desarrollada en el interior del tubo es suficiente para resistir el impacto de la velocidad del escurrimiento. Directamente enfrente del tubo el agua se encuentra en reposo y la línea de corriente que une los puntos 1 y 2 indicados en el dispositivo superior de la figura 3 se divide después de éste último y continúa alrededor del tubo. La presión en 2 se conoce después de medir la columna de agua dentro del tubo y aplicando la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} = h_0 + \Delta h, \quad \frac{p_1}{\gamma} = h_0 \therefore V_1 = \sqrt{2g\Delta h}$$

$$V_1 = \sqrt{2g \frac{(p_s - p_1)}{\gamma}}$$

p_s y p_1 : presiones estática y dinámica, respectivamente

En la práctica es difícil leer Δh sobre la superficie libre, la presión total se compone por la presión estática y dinámica la cual se relaciona con la carga de velocidad y los tubos de Pitot se utilizan poco para escurrimientos continuos. Se aplica con mayor frecuencia en la calibración de otros tipos de medidores y para hacer afloramientos intermitentes. En escurrimientos pequeños es difícil medir las diferencias de carga.

Por mencionar otros tipos de medidores se tiene el Venturi, la Boquilla medidora de gasto y el medidor de orificio (ver figura 5).

Método de la Escuadra

En las figuras 7, 8 y 9 se ilustra gráficamente la forma y el nomograma para obtener el gasto por el método de la escuadra, considerando diversas distancias del chorro y diferentes diámetros del tubo de descarga, en las tablas 1 y 4 también se dan valores de gasto para distintas distancias de chorro y diámetro de la descarga del pozo. En la tabla 5 se presentan valores porcentuales del área hidráulica o área efectiva del flujo para descarga parcialmente completa; en estos casos la distancia horizontal se mide inmediatamente arriba del tirante del agua en la descarga, se calcula la relación tirante/diámetro interior del tubo y de la tabla 5 se obtiene el correspondiente porcentaje de área hidráulica. Finalmente se calcula el gasto como si se tratara de descarga libre y luego se afecta por la fracción anterior para determinar el gasto real.

Por su sencillez, rapidez, y razonable aproximación es un método muy empleado para el aforo de pozos; solo se requiere que la descarga sea libre en posición horizontal y que el tubo de salida por lo menos tenga 1.5 m. de longitud.

La ecuación de este método se basa en aproximar la trayectoria del chorro a un recorrido parabólico cuyas ecuaciones son:

$$L = V \cdot t \quad V = \sqrt{0.5g \frac{L^2}{H}}$$

$$H = \frac{1}{2} g t^2$$

Se desprecia la fricción entre el chorro y el aire por la corta distancia de recorrido.

$$Q = A \cdot V = 0.174 \frac{D^2}{\sqrt{H}} L$$

$$Q \text{ [m}^3/\text{seg]} \\ D \text{ [m]} \\ L \text{ [m]} \\ H \text{ [m]}$$

$$Q = 0.0174 \frac{D^2}{\sqrt{H}} L$$

$$Q \text{ [IPS]} \\ D, L, H, \text{ [cm]}$$

Esta última ecuación se utilizó para la construcción del nomograma de la figura 8.

Orificio Calibrado

Es un dispositivo muy usado y preciso para el aforo de pozos cuando estos se encuentran equipados con bombas centrífugas o de turbina, es decir, existe un flujo continuo en la descarga del pozo.

El orificio consiste de una abertura bien redondeada, situada en el centro de una placa circular de acero, con bordes a escuadra y hacia afuera; la placa tendrá espesor

de 1.5 mm. alrededor del orificio de la abertura e irá fija al extremo exterior del tubo de descarga a nivel, quedando centrado el orificio en posición vertical. El tubo por dentro debe estar liso y libre de construcciones para evitar turbulencias excesivas y será de 1.8 m. de longitud por la morsa. El agujero por donde se inserta el piezómetro debe estar a 0.6 m. del orificio a la altura del eje del tubo y debe tener de 0.2 a 0.3 mm. de diametro; hay que evitar en el agujero obstrucciones y superficies rugosas y conectar adecuadamente el piezometro de gule o plástico de 1.2 a 1.5 m. de longitud. El niple de unión debe ir a ras de la superficie interior del tubo y debe tener una longitud de unos dos veces su diametro. El nivel en el piezometro representa la carga de presión en el tubo de descarga la cual se relaciona directamente con el caudal de bombas.

En las figuras 10 y 11 se muestra el dispositivo descrito, la gráfica para obtener el coeficiente de descarga k en función de la relación diametro de orificio/diametro del tubo de descarga, así como un nomograma para obtener el caudal en lps. para diversas alturas piezométricas y combinaciones orificio/descarga. El coeficiente de descarga queda implícito en estas combinaciones.

Los principios hidráulicos del dispositivo son los siguientes: la velocidad del agua a través del orificio es la velocidad en el tubo de descarga más la velocidad adicional debida a la caída de presión entre el piezómetro y el punto de salida, al reducirse el área hidráulica. Como la descarga es a la presión atmosférica la carga en el piezómetro corresponde a la de velocidad, omitiendo las pérdidas por fricción en el tubo de descarga; o tambien, la altura piezométrica equivale a la carga de presión sobre el orificio. Además, de la hidr. de conductos a presión se tiene que $v_2 = \sqrt{2gh}$ donde v_2 es la velocidad a la salida y h es la carga de velocidad o la carga de presión para el caso del dispositivo del orificio calibrado. La velocidad real en el orificio será entonces la suma de v_2 y la velocidad en el tubo antes de la descarga, corregida por la contracción del chorro justamente afuera del orificio (ver figura 5) y por el brusco cambio del área de flujo; todos estos factores de influencia en la magnitud de la velocidad real así como el factor que corrige la influencia de la velocidad en el tubo de descarga antes del orificio se agrupan en un solo coeficiente k cuyos valores obtenidos experimentalmente varían con la relación de diámetros orificio/descarga. Así, la expresión queda $Q = kA\sqrt{2gh}$, donde A es el área del orificio. Las tablas anexas 4 a 7 cubren un amplio rango de caudales y alturas piezométricas de las relaciones más comunes de diametro de orificio/descarga.

Finalmente para que este mecanismo trabaje adecuadamente el diametro del orificio debe ser menor que 0.8 el diametro interior del tubo y el piezometro debe estar libre de

obstrucciones y sin burbujas de aire. La deducción de la expresión de arriba es como sigue.

$$\Delta h = K' \frac{V_2^2}{2g} = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V_2^2}{2g} \quad [\text{segun Sotelo, HI}]$$

Donde Δh es la pérdida de descarga en el orificio; C_v es el coeficiente de velocidad próximo a 1. Se ignora la pérdida por fricción entre 1 y 2 inmediatamente antes del orificio, la descarga es a presión y en posición horizontal.

$$B_2: \quad \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h =$$

$$h + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g C_v^2} ; \quad \frac{V_2^2}{C_v^2} - V_1^2 = 2gh$$

$$V_1 A = V_2 C_c a, \quad a: \text{area del orificio y } C_c: \text{coef. de contra}$$

$$V_2 = \frac{A}{C_c a} V_1, \quad \text{sustituyendo y desarrollando:}$$

$$V_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{A^2}{a^2 C_c^2} - 1}} \times \sqrt{2gh} = K \sqrt{2gh}$$

Medición en Descarga Vertical

Segun investigaciones realizadas pueden presentarse dos tipos de flujo en descarga vertical definidos por valores críticos de la altura del agua sobre el extremo del tubo; con el paso de dichos valores la descarga se aproxima a la de un vertedor, mientras que cuando se rebasan la descarga es un chorro. No es constante la relación descarga/altura del agua para valores comprendidos dentro de estos límites extremos, y en la figura 12 y en la tabla 13 se muestran los valores de la descarga en tubos verticales para distintas alturas y diámetro de tubería de acero y superficie interior lisa. El flujo debe ser suficientemente constante para que H no varíe de manera apreciable, aunque en la práctica se requieren varias mediciones para obtener un valor promedio de H . El método también puede aplicarse para estimar la descarga de pozos artesianos flotantes; la longitud del tubo de descarga no debe ser inferior a 1 m.

Mediciones en Canales

Cuando el agua del pozo de bombeo descarga a un dren o canal pueden utilizarse vertedores rectangulares, triangulares o trapezoidales para calcular el gasto de

adecuado; el canal debe tener pendiente en la seccion donde se ubique el vertedor para permitir la retencion parcial y el descenso del agua; la cresta del vertedor debe estar en posición horizontal, excepto en el triangular, y suficientemente alta para que la descarga sea libre.

En las tablas 11 y 12 se dan valores del gasto para el caso de un vertedor rectangular cuya geometria se muestra en la figura 13. En las tablas 13 y 14 se dan valores del gasto para vertedores triangulares para distintos ángulos de vertido. Estos vertedores son mas apropiados para caudales pequeños pues la cresta varia apreciablemente aún para ligeras fluctuaciones del caudal (ver figura 14).

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg. $d Q$

H=30cm

A
TAL

	2 1/2"	3"	3 1/2"	4"	4 1/2"	5"	5 1/2"	6"	7"
6	2.5	3.6	5.0	6.5	8.2	10.1	12.3	14.6	19.9
8	2.8	4.0	5.5	7.2	9.0	11.1	13.5	16.1	21.9
0	3.0	4.4	6.0	7.8	9.8	12.2	14.7	17.5	23.8
1	3.3	4.7	6.5	8.5	10.7	13.2	16.0	19.0	25.8
3	3.5	5.1	7.0	9.1	11.5	14.2	17.2	20.4	27.8
5	3.8	5.4	7.5	9.8	12.3	15.2	18.4	21.9	29.8
6	4.1	5.8	8.0	10.4	13.1	16.2	19.6	23.4	31.8
8	4.3	6.2	8.4	11.1	13.9	17.6	20.9	24.8	33.8
0	4.6	6.5	8.9	11.7	14.8	18.2	22.1	26.3	35.8
1	4.8	6.9	9.4	12.4	15.6	19.3	23.3	27.8	37.8
3	5.1	7.3	9.9	13.0	16.4	20.3	24.5	29.2	39.7
4	5.3	7.6	10.4	13.7	17.2	21.3	25.8	30.7	41.7
6	5.6	8.0	10.9	14.3	18.0	22.3	27.0	32.1	43.7
8	5.8	8.3	11.4	15.0	18.9	23.3	28.2	33.6	45.7
9	6.1	8.7	11.9	15.6	19.7	24.3	29.4	35.1	47.7
1	6.3	9.1	12.4	16.3	20.5	25.3	30.7	36.5	49.7
3	6.6	9.4	12.9	16.9	21.3	26.3	31.9	38.0	51.7
4	6.8	9.8	13.4	17.6	22.1	27.4	33.1	39.4	53.7
6	7.1	10.2	13.9	18.2	23.0	28.4	34.4	40.0	55.6
8	7.3	10.5	14.4	18.9	23.8	29.4	35.6	42.4	57.6
9	7.6	10.9	14.9	19.5	24.6	30.4	36.8	43.8	59.6
1	7.9	11.2	15.4	20.2	25.4	31.4	38.0	45.3	61.6
2	8.1	11.6	15.9	20.8	26.2	32.4	39.3	46.7	63.9
4	8.4	12.0	16.4	21.5	27.1	33.4	40.5	48.2	65.6
5	8.6	12.3	16.9	22.1	27.9	34.5	41.7	49.7	67.6
7	8.9	12.7	17.4	22.8	28.7	35.5	42.9	51.1	69.6
9	9.1	13.1	17.9	23.4	29.5	36.5	44.2	52.6	71.5
1	9.4	13.4	18.4	24.1	30.3	37.5	45.4	54.0	73.5
2	9.6	13.8	18.9	24.7	31.2	38.5	46.6	55.5	75.5
4	9.9	14.1	19.4	25.4	32.0	39.5	47.9	57.0	77.5

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H=30 cm

IA
NTAL

	2 1/2"	3"	3 1/2"	4"	4 1/2"	5"	5 1/2"	6"	7"
.6	10.1	14.5	19.9	26.0	32.8	40.5	49.1	58.4	79.5
.7	10.4	14.9	20.4	26.7	33.6	41.5	50.3	59.9	81.5
.9	10.6	15.2	20.9	27.3	34.4	42.6	51.5	61.3	83.5
.1	10.9	15.6	21.4	28.0	35.3	43.6	52.8	62.8	85.4
.2	11.1	16.0	21.9	28.6	36.1	44.6	54.0	64.3	87.4
.4	11.4	16.3	22.4	29.3	36.9	45.6	55.2	65.7	89.4
.5	11.7	16.7	22.9	29.9	37.7	46.6	56.4	67.2	91.4
.7	11.9	17.0	23.3	30.6	38.5	47.6	57.7	68.6	93.4
.9	12.2	17.4	23.8	31.2	39.4	48.6	58.9	70.1	95.4
.0	12.4	17.8	24.3	31.9	40.2	49.7	60.1	71.6	97.4
.2	12.7	18.1	24.8	32.5	41.0	50.7	61.4	73.0	99.4
.4	12.9	18.5	25.3	33.2	41.8	51.7	62.6	74.5	101.3
.5	13.2	18.9	25.8	33.8	42.6	52.7	63.8	76.0	103.
.7	13.4	19.2	26.3	34.5	43.4	53.7	65.0	77.4	105.3
.9	13.7	19.6	26.8	35.1	44.3	54.7	66.3	78.9	107.3
.0	13.9	19.9	27.3	35.8	45.1	55.7	67.5	80.3	109.3
.2	14.1	20.3	27.8	36.4	45.9	56.8	68.7	81.8	111.3
.3	14.4	20.7	28.3	37.1	46.7	57.8	69.9	83.3	113.3
.5	14.7	21.0	28.8	37.7	47.5	58.8	71.2	84.7	115.3
.7	15.0	21.4	29.3	38.4	48.4	59.8	72.4	86.2	117.2
.8	15.2	21.8	29.8	39.0	49.2	60.8	73.6	87.6	119.2
.0	15.5	22.1	30.3	39.7	50.0	61.8	74.8	89.1	121.2
.2	15.7	22.5	30.8	40.3	50.8	62.8	76.1	90.6	123.2
.3	16.0	22.8	31.3	41.0	51.6	63.8	77.3	92.0	125.2
.5	16.2	23.2	31.8	41.7	52.5	64.9	78.5	93.5	127.2
.7	16.5	23.6	32.3	42.3	53.3	65.9	79.8	95.0	129.2
.8	16.7	23.9	32.8	43.0	54.1	66.9	81.0	96.4	131.2
.0	17.0	24.3	33.3	43.6	54.9	67.9	82.2	97.9	133.1
.2	17.2	24.7	33.8	44.3	55.7	68.9	83.4	99.3	135.1
.3	17.5	25.0	34.3	44.9	56.6	69.9	84.7	100.8	137.1
.5	17.7	25.4	34.8	45.6	57.4	70.9	85.9	102.2	139.1

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H=30cm

NCIA ZONTAL 8"	9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"
26.0	32.9	40.6	49.1	58.6	68.6	79.5	91.4	103.6
28.6	36.2	44.6	54.0	64.5	75.4	87.4	100.6	114.0
31.2	39.5	48.7	59.0	70.3	82.3	95.4	109.7	124.4
33.8	42.8	52.8	63.9	76.2	89.1	103.3	118.8	134.7
36.4	46.0	56.8	68.8	82.1	96.0	111.3	128.0	145.1
39.0	49.3	60.9	73.7	87.9	102.8	119.2	137.1	155.4
41.6	52.6	64.9	78.6	93.8	109.7	127.2	146.3	195.8
44.2	55.9	69.0	83.5	99.7	116.5	135.1	155.4	176.2
46.8	59.2	73.1	88.4	105.5	123.4	143.1	164.5	186.5
49.4	62.5	77.1	93.4	111.4	130.3	151.0	173.7	196.9
52.0	65.8	81.2	98.3	117.2	137.1	159.0	182.8	207.3
54.6	69.1	85.2	103.2	123.1	144.0	166.9	192.0	217.6
57.2	72.4	89.3	108.1	129.0	150.8	174.9	201.1	228.0
59.8	75.6	93.4	113.0	134.8	157.7	182.8	210.2	238.4
62.4	78.9	97.4	117.9	140.7	164.5	190.8	219.4	248.7
65.0	82.2	101.5	122.8	146.6	171.4	198.7	228.5	259.1
67.6	85.5	105.5	127.7	152.4	178.3	206.7	237.7	269.4
70.2	88.8	109.6	132.7	158.3	185.1	214.6	246.8	279.8
72.7	92.1	113.6	137.6	164.1	192.0	222.6	256.0	290.2
75.3	95.4	117.7	142.5	170.0	198.8	230.5	265.1	300.5
77.9	98.7	121.8	147.4	175.9	205.7	238.5	274.2	310.9
80.5	102.0	125.8	152.3	181.7	212.5	246.4	283.4	321.3
83.1	105.2	129.9	157.2	187.6	219.4	254.4	292.5	331.6
85.7	108.5	133.9	162.1	193.5	226.2	262.3	301.7	342.0
88.3	111.8	138.0	167.1	199.3	233.1	270.3	310.8	352.3
90.9	115.1	142.1	172.0	205.2	240.0	278.2	319.9	362.7
93.5	118.4	146.1	176.9	211.0	246.8	286.2	329.1	373.1
96.1	121.7	150.2	181.8	216.9	253.7	294.1	338.2	383.4
98.7	125.0	154.2	186.7	222.8	260.5	302.1	347.4	393.8
01.3	128.3	158.3	191.6	228.6	267.4	310.0	356.5	404.2

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES CON DESCARGA COMPLETA

Diámetro del tubo en pulgadas dist. horizontal en cms. en lts/seg.

H = 30 cm

NCIA HORIZONTAL

8"	9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"
03.9	131.6	162.4	196.5	234.5	274.2	318.0	365.6	414.5
06.5	134.8	166.4	201.4	240.4	281.1	325.9	374.8	424.9
09.1	138.1	170.5	206.4	246.2	287.9	333.8	383.9	435.3
11.7	141.4	174.5	211.3	252.1	294.8	341.8	393.1	445.6
14.3	144.7	178.6	216.2	257.9	301.7	349.7	402.2	456.0
16.9	148.0	182.6	221.1	263.8	308.5	357.7	411.4	466.3
19.5	151.3	186.7	226.0	269.7	315.4	365.6	420.5	476.7
22.1	154.6	190.8	230.9	275.5	322.2	373.6	429.6	487.1
24.7	157.9	194.8	235.8	281.4	329.1	381.5	438.8	497.4
27.3	161.2	198.9	240.8	287.2	335.9	389.5	447.9	507.8
29.9	164.4	202.9	245.7	293.1	342.8	397.4	457.1	518.2
32.5	167.7	207.0	250.6	299.0	349.6	405.4	466.2	528.5
35.1	171.0	211.1	255.5	304.8	356.5	413.3	475.3	538.9
37.7	174.3	215.1	260.4	310.7	363.4	421.3	484.5	549.2
40.3	177.6	219.2	265.3	316.6	370.2	429.2	493.6	559.6
42.9	180.9	223.2	270.2	322.4	377.1	437.2	502.8	570.0
45.5	184.2	227.3	275.2	328.3	383.9	445.1	511.9	580.3
48.1	187.5	231.4	280.1	334.1	390.8	453.1	521.0	590.7
50.7	190.8	235.4	285.0	340.0	397.6	461.0	530.2	601.1
53.3	194.0	239.5	289.9	345.9	404.5	469.0	539.3	611.4
55.9	197.3	243.5	294.8	351.7	411.3	476.9	548.5	621.8
58.5	200.6	247.6	299.7	357.6	418.2	484.9	557.6	632.2
61.1	203.9	251.6	304.6	363.5	425.1	492.8	566.8	642.5
63.7	207.2	255.7	309.5	369.3	431.9	500.8	575.9	652.9
66.3	210.5	259.8	314.5	375.1	438.8	508.7	585.0	663.2
68.9	213.8	263.8	319.4	381.0	445.6	516.7	594.2	673.6
71.5	217.1	267.9	324.3	386.9	452.5	524.6	603.3	684.0
74.1	220.3	271.9	329.2	392.8	459.4	532.5	612.5	694.3
76.7	223.6	276.0	334.1	398.6	466.2	540.5	621.6	704.7
79.3	226.9	280.1	339.0	404.5	473.1	548.5	630.7	715.1
81.9	230.2	284.1	343.9	410.4	480.0	556.0	639.9	725.4

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES

TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS

H = 30 cm

x/y	%	x/y	%	x/y	%	x/y	%
0.17		0.27	21.79	0.53	53.82	0.79	84.73
0.47		0.28	22.92	0.54	55.09	0.80	85.77
0.88		0.29	24.06	0.55	56.35	0.81	86.77
1.34		0.30	25.24	0.56	57.63	0.82	87.76
1.87		0.31	26.41	0.57	58.89	0.83	88.73
2.44		0.32	27.59	0.58	60.13	0.84	89.67
3.08		0.33	28.78	0.59	61.40	0.85	90.59
3.74		0.34	29.98	0.60	62.64	0.86	91.49
4.46		0.35	31.19	0.61	63.89	0.87	92.36
5.21		0.36	32.42	0.62	65.13	0.88	93.20
5.98		0.37	33.64	0.63	66.36	0.89	94.02
6.80		0.38	34.87	0.64	67.58	0.90	94.79
7.64		0.39	36.11	0.65	68.81	0.91	95.54
8.51		0.40	37.36	0.66	70.02	0.92	96.26
9.41		0.41	38.60	0.67	71.22	0.93	97.00
10.33		0.42	39.85	0.68	72.41	0.94	97.56
11.27		0.43	41.11	0.69	73.59	0.95	98.13
12.24		0.44	42.37	0.70	74.76	0.96	98.66
13.23		0.45	43.65	0.71	75.94	0.97	99.12
14.23		0.46	44.91	0.72	77.08	0.98	99.52
15.27		0.47	46.18	0.73	78.21	0.99	99.83
16.31		0.48	47.45	0.74	79.34	1.00	100.00
17.38		0.49	48.73	0.75	80.44		
18.45		0.50	50.00	0.76	81.54		
19.54		0.51	51.27	0.77	82.62		
20.66		0.52	52.55	0.78	83.69		

// -

AFORO DE TUBOS HORIZONTALES METODO DEL ORIFICIO

$$Q = 0.25 K D^2 \sqrt{h} = 1.131 K D^2 \sqrt{h}$$

Q = caudal en lts/seg.

K = constante experimental.

h = altura del agua en cms. en el tubo de vidrio.

D = diametro orificio en pulgadas.

41

ORIFICIO 3"		ORIFICIO 4"		ORIFICIO 5"		ORIFICIO 6"		ORIF. 7"	ORIF. 8"
4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	10"
5.27	4.18	7.93	7.44	15.41	12.21	19.47	17.53		
5.53	4.39	8.32	7.80	16.17	12.81	20.42	18.39		
5.77	4.58	8.69	8.15	16.89	13.38	21.32	19.20		
6.01	4.77	9.04	8.48	17.58	13.93	22.20	19.99		
6.24	4.95	9.38	8.80	18.24	14.46	23.04	20.75		
6.46	5.12	9.71	9.11	18.88	14.96	23.84	21.42		
6.67	5.29	10.03	9.41	19.50	15.45	24.62	22.18		
6.87	5.45	10.34	9.70	20.10	15.94	25.38	22.86		
7.07	5.61	10.64	9.98	20.68	16.39	26.12	23.52		
7.27	5.77	10.93	10.25	21.25	16.84	26.83	24.17		
7.45	5.92	11.22	10.52	21.80	17.28	27.53	24.79	37.03	55.88
7.64	6.06	11.49	10.78	22.34	17.70	28.21	25.41	37.95	57.27
7.82	6.20	11.76	11.03	22.86	18.12	28.87	26.00	38.84	58.61
7.99	6.35	12.03	11.28	23.38	18.53	29.52	26.59	39.72	59.93
8.17	6.48	12.29	11.52	23.88	18.92	30.16	27.16	40.57	61.2
8.34	6.62	12.54	11.76	24.38	19.32	30.78	27.72	41.41	62.48
8.50	6.75	12.79	11.99	24.86	19.70	31.39	28.27	42.22	63.72
8.66	6.87	13.03	12.22	25.33	20.07	31.99	28.81	43.03	64.93
8.82	7.00	13.27	12.45	25.80	20.44	32.58	29.34	43.82	66.13
8.98	7.12	13.50	12.67	26.25	20.80	33.15	29.85	44.59	67.29
9.13	7.25	13.74	12.88	26.70	21.16	33.72	30.36	45.36	68.44
9.28	7.37	13.96	13.10	27.14	21.51	34.28	30.87	46.11	69.58
9.43	7.48	14.19	13.31	27.58	21.85	34.82	31.36	46.85	70.69
9.58	7.60	14.41	13.51	28.00	22.19	35.37	31.85	47.57	71.79
9.72	7.71	14.62	13.71	28.43	22.53	35.90	32.33	48.29	72.86
9.86	7.83	14.84	13.91	28.84	22.85	36.42	32.80	48.99	73.93
10.00	7.94	15.05	14.11	29.25	23.18	36.94	33.26	49.69	74.98
10.14	8.05	15.26	14.31	29.65	23.50	37.45	33.72	50.37	76.01
10.28	8.15	15.46	14.50	30.05	23.81	37.95	34.17	51.04	77.03
10.41	8.26	15.66	14.69	30.44	24.12	38.44	34.62	51.71	78.04
10.54	8.37	15.86	14.88	30.83	24.43	38.94	35.07	52.38	79.04
10.67	8.47	16.06	15.06	31.21	24.73	39.42	35.50	53.02	80.01
10.80	8.57	16.25	15.24	31.59	25.04	39.90	35.93	53.67	80.99
10.93	8.67	16.44	15.42	31.97	25.33	40.36	36.35	54.30	81.94
11.06	8.78	16.64	15.60	32.34	25.62	40.83	36.77	54.93	82.89
11.18	8.87	16.82	15.78	32.70	25.91	41.29	37.19	55.55	83.87
11.31	8.97	17.01	15.95	33.06	26.20	41.75	37.60	56.16	84.77
11.43	9.07	17.19	16.13	33.42	26.48	42.21	38.01	56.77	85.67
11.55	9.17	17.38	16.29	33.77	26.76	42.65	38.41	57.37	86.57
11.67	9.26	17.56	16.46	34.13	27.04	43.09	38.81	57.97	87.47

	6"	6"	8"	8"	8"	10"	10"	10"	
11.9	9.35	17.73	16.83	34.47	27.32	43.53	39.20	58.55	85.36
11.90	9.45	17.91	16.80	34.81	27.59	43.96	39.59	59.13	89.23
12.02	9.54	18.09	16.96	35.15	27.86	44.39	39.98	59.71	90.11
12.14	9.63	18.26	17.12	35.49	28.12	44.82	40.36	60.29	90.97
12.25	9.72	18.43	17.28	35.82	28.39	45.23	40.74	60.85	91.82
12.36	9.81	18.60	17.44	36.15	28.65	45.65	41.11	61.41	92.67
12.47	9.90	18.77	17.60	36.48	28.91	46.07	41.49	61.97	93.51
12.59	9.99	18.94	17.76	36.80	29.17	46.48	41.86	62.52	94.34
12.70	10.08	19.10	17.91	37.12	29.42	46.88	42.22	63.07	95.17
12.80	10.16	19.26	18.07	37.44	29.67	47.28	42.58	63.61	95.98
12.91	10.25	19.43	18.22	37.76	29.92	47.68	42.93	64.14	96.79
13.02	10.33	19.59	18.37	38.07	30.17	48.08	43.30	64.67	97.59
13.13	10.42	19.75	18.52	38.39	30.42	48.47	43.65	65.20	98.39
13.23	10.50	19.91	18.67	38.69	30.66	48.86	44.00	65.73	99.18
13.34	10.58	20.06	18.82	39.00	30.90	49.25	44.35	66.25	99.97
13.44	10.67	20.22	18.96	39.30	31.14	49.63	44.68	66.76	100.74
13.54	10.75	20.37	19.11	39.60	31.38	50.01	45.04	67.27	101.52
13.64	10.83	20.53	19.25	39.90	31.62	50.39	45.38	67.78	102.28
13.75	10.91	20.68	19.39	40.20	31.85	50.76	45.72	68.29	103.04
13.85	10.99	20.83	19.54	40.50	32.09	51.14	46.05	68.79	103.80
13.95	11.07	20.98	19.68	40.79	32.32	51.51	46.39	69.29	104.55
14	11.15	21.13	19.82	41.08	32.55	51.87	46.71	69.78	105.29
14.14	11.23	21.28	19.96	41.36	32.78	52.23	47.04	70.26	106.03
14.24	11.30	21.43	20.10	41.65	33.01	52.60	47.37	70.75	106.77
14.34	11.38	21.57	20.23	41.93	33.23	52.95	47.69	71.23	107.49
14.44	11.46	21.72	20.37	42.22	33.45	53.31	48.01	71.71	108.22
14.53	11.53	21.86	20.50	42.50	33.68	53.67	48.33	72.19	108.94
14.63	11.61	22.01	20.64	42.78	33.90	54.00	48.65	72.67	109.65
14.72	11.68	22.15	20.77	43.06	34.12	54.37	48.96	73.14	110.36
14.82	11.76	22.29	20.90	43.33	34.33	54.71	49.23	73.60	111.06
14.91	11.83	22.43	21.04	43.60	34.55	55.06	49.59	74.07	111.76
15.00	11.91	22.57	21.17	43.88	34.77	55.40	49.90	74.53	112.46
15.09	11.98	22.71	21.30	44.14	34.98	55.74	50.20	74.98	113.15
15.19	12.05	22.85	21.43	44.41	35.19	56.08	50.51	75.44	113.84
15.28	12.13	22.99	21.56	44.68	35.40	56.42	50.81	75.90	114.53
15.37	12.20	23.12	21.69	44.95	35.62	56.76	51.12	76.35	115.21
15.46	12.27	23.26	21.81	45.21	35.83	57.09	51.42	76.80	115.89
15.55	12.34	23.39	21.94	45.47	36.03	57.42	51.71	77.24	116.55
15.64	12.41	23.53	22.06	45.70	36.24	57.75	52.01	77.68	117.22
15.73	12.48	23.66	22.19	45.99	36.44	58.08	52.30	78.12	117.89
15.81	12.55	23.79	22.31	46.25	36.67	58.40	52.60	78.55	118.54
15.90	12.63	23.99	22.44	46.50	36.85	58.72	52.99	78.99	119.20
15.99	12.69	24.06	22.56	46.76	37.05	59.05	53.18	79.43	119.86
16	12.76	24.19	22.68	47.01	37.25	59.37	53.47	79.86	120.51
16.16	12.83	24.32	22.80	47.26	37.45	59.68	53.75	80.28	121.15
16.25	12.90	24.45	22.92	47.52	37.65	60.00	54.04	80.71	

ORIFICIO 3"		ORIFICIO 4"		ORIFICIO 5"		ORIFICIO 6"		ORIF. 7"	ORIF. 8"
4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	
9.93	15.82	29.99	28.13	58.30	46.19	73.61	66.30	99.02	
0.00	15.88	30.10	28.22	58.50	46.36	73.87	66.53	99.37	
0.07	15.93	30.20	28.32	58.70	46.52	74.13	66.75	99.72	
0.14	15.99	30.30	28.42	58.90	46.68	74.38	66.99	100.06	
0.21	16.04	30.41	28.52	59.10	46.84	74.64	67.22	100.40	
0.28	16.10	30.51	28.61	59.31	47.00	74.89	67.45	100.75	
0.35	16.15	30.62	28.71	59.51	47.16	75.15	67.68	101.09	
0.42	16.20	30.72	28.80	59.70	47.31	75.39	67.90	101.42	
0.48	16.26	30.82	28.90	59.90	47.47	75.64	68.12	101.76	
0.55	16.31	30.92	29.00	60.10	47.63	75.90	68.35	102.10	
0.62	16.36	31.02	29.09	60.30	47.78	76.14	68.57		
0.69	16.42	31.12	29.19	60.50	47.94	76.40	68.80		
0.75	16.47	31.22	29.28	60.69	48.09	76.64	69.02		
0.82	16.52	31.32	29.38	60.89	48.25	76.89	69.24		
0.89	16.58	31.43	29.47	61.08	48.40	77.13	69.47		
0.95	16.63	31.53	29.56	61.28	48.56	77.38	69.69		
1.02	16.68	31.63	29.66	61.47	48.71	77.63	69.91		
1.09	16.73	31.72	29.75	61.66	48.86	77.87	70.13		
1.15	16.75	31.82	29.84	61.86	49.02	78.11	70.35		
1.22	16.84	31.92	29.94	62.05	49.17	78.35	70.56		
1.28	16.89	32.02	30.03	62.24	49.32	78.59	70.78		
1.35	16.94	32.12	30.12	62.43	49.47	78.83	71.00		
1.41	16.99	32.22	30.21	62.62	49.62	79.07	71.21		
1.48	17.05	32.31	30.30	62.81	49.77	79.31	71.43		
1.54	17.10	32.41	30.39	63.00	49.92	79.55	71.65		
1.61	17.15	32.51	30.48	63.18	50.07	79.79	71.86		
1.67	17.20	32.60	30.58	63.38	50.22	80.03	72.07		
1.73	17.25	32.70	30.67	63.56	50.37	80.26	72.23		
1.80	17.29	32.80	30.76	63.75	50.52	80.50	72.50		
1.86	17.35	32.89	30.85	63.94	50.66	80.74	72.71		
1.93	17.40	32.99	30.94	64.12	50.81	80.97	72.92		
1.99	17.45	33.08	31.03	64.31	50.96	81.20	73.13		
2.05	17.50	33.18	31.11	64.49	51.10	81.44	73.34		
2.11	17.55	33.27	31.20	64.67	51.24	81.67	73.55		
2.18	17.60	33.37	31.29	64.86	51.39	81.90	73.76		
2.24	17.65	33.46	31.38	65.04	51.54	82.13	73.97		
2.30	17.70	33.55	31.47	65.22	51.68	82.36	74.17		
2.36	17.75	33.65	31.55	65.40	51.83	82.59	74.38		

ORIFICIO 3		ORIFICIO 4		ORIFICIO 5		ORIFICIO 6		ORIF. 7	ORIF. 8
4"	6"	6"	8"	6"	8"	8"	10"	10"	10"
16.33	12.96	24.57	23.04	47.77	37.85	60.32	54.32	81.14	
16.32	13.03	24.70	23.16	48.01	38.05	60.63	54.60	81.56	
16.50	13.10	24.83	23.28	48.26	38.24	60.94	54.88	81.97	
16.59	13.16	24.95	23.40	48.50	38.44	61.26	55.16	82.40	
16.67	13.23	25.08	23.52	48.75	38.63	61.56	55.44	82.81	
16.75	13.30	25.21	23.64	48.99	38.82	61.87	55.72	83.22	
16.84	13.36	25.33	23.76	49.24	39.02	62.18	55.99	83.64	
16.92	13.43	25.45	23.87	49.48	39.21	62.48	56.27	84.04	
17.00	13.49	25.58	23.99	49.72	39.39	62.78	56.54	84.45	
17.08	13.56	25.70	24.10	49.95	39.58	63.08	56.81	84.86	
17.16	13.62	25.82	24.22	50.19	39.77	63.38	57.08	85.26	
17.24	13.69	25.94	24.33	50.43	39.96	63.68	57.35	85.66	
17.32	13.75	26.06	24.44	50.66	40.14	63.97	57.61	86.06	
17.40	13.81	26.18	24.55	50.90	40.33	64.27	57.88	86.45	
17.48	13.88	26.30	24.67	51.13	40.52	64.56	58.15	86.85	
17.56	13.94	26.42	24.78	51.36	40.70	64.86	58.41	87.25	
17.64	14.00	26.54	24.89	51.59	40.88	65.15	58.67	87.64	
17.72	14.06	26.66	25.00	51.82	41.06	65.44	58.93	88.03	
17.80	14.13	26.78	25.11	52.05	41.25	65.73	59.19	88.42	
17.88	14.19	26.90	25.22	52.27	41.42	66.02	59.45	88.80	
17.95	14.25	27.01	25.33	52.50	41.60	66.30	59.71	89.19	
18.03	14.31	27.12	25.44	52.73	41.79	66.59	59.97	89.58	
18.11	14.37	27.24	25.55	52.96	41.96	66.87	60.22	89.96	
18.19	14.43	27.36	25.66	53.18	42.14	67.16	60.48	90.34	
18.26	14.49	27.47	25.76	53.40	42.31	67.43	60.73	90.71	
18.34	14.55	27.59	25.87	53.63	42.49	67.72	60.98	91.09	
18.41	14.61	27.70	25.98	53.84	42.67	67.99	61.23	91.46	
18.49	14.67	27.82	26.09	54.07	42.84	68.27	61.49	91.84	
18.56	14.73	27.92	26.19	54.29	43.02	68.55	61.74	92.21	
18.64	14.79	28.04	26.30	54.50	43.19	68.82	61.98	92.58	
18.71	14.85	28.15	26.40	54.72	43.36	69.10	62.23	92.95	
18.79	14.91	28.26	26.50	54.94	43.53	69.37	62.48	93.32	
18.86	14.97	28.38	26.61	55.16	43.71	69.65	62.72	93.69	
18.93	15.03	28.49	26.71	55.37	43.88	69.92	62.97	94.06	
19.01	15.08	28.60	26.82	55.58	44.05	70.19	63.21	94.42	
19.08	15.14	28.71	26.92	55.80	44.22	70.46	63.46	94.78	
19.15	15.20	28.81	27.02	56.01	44.38	70.73	63.70	95.14	
19.23	15.26	28.92	27.13	56.02	44.55	70.99	63.94	95.50	
19.30	15.32	29.03	27.23	56.43	44.72	71.26	64.18	95.86	
19.37	15.37	29.14	27.33	56.64	44.88	71.53	64.42	96.22	
19.44	15.43	29.25	27.43	56.85	45.05	71.79	64.65	96.57	
19.51	15.49	29.36	27.53	57.06	45.22	72.06	64.89	96.93	
19.58	15.54	29.46	27.63	57.27	45.38	72.31	65.13	97.28	
19.65	15.60	29.57	27.73	57.48	45.54	72.58	65.36	97.63	
19.72	15.65	29.67	27.83	57.68	45.71	72.84	65.60	97.98	
19.79	15.71	29.78	27.93	57.89	45.87	73.10	65.83	98.33	
19.86	15.76	29.89	28.03	58.09	46.03	73.35	66.06	98.68	

DIAMETROS DE TUBOS

Qm [IPS]

2"	3"	4"	5"	6"	7"	8"	10"
2.12	4.66	8.19	13.10	18.86	25.67	34.32	57.75
2.27	5.04	8.86	14.16	20.16	27.44	36.96	62.26
2.40	5.35	9.40	15.02	21.63	29.44	39.74	66.15
2.56	5.76	10.02	15.83	23.05	31.38	42.80	70.43
2.69	6.05	10.51	16.79	24.45	33.28	45.38	74.63
2.84	6.31	10.97	17.54	25.81	35.14	47.89	77.94
2.99	6.65	11.68	18.26	26.87	36.58	48.95	81.95
3.10	6.90	12.12	18.95	28.19	38.37	52.27	85.04
3.24	7.22	12.55	19.83	29.49	40.14	54.66	88.01
3.35	7.45	13.10	20.48	30.46	41.46	56.45	91.80
3.49	7.76	13.51	21.11	31.39	43.18	58.78	94.62
3.63	7.99	13.90	21.96	32.31	44.44	60.49	97.38
3.73	8.21	14.28	22.56	33.54	45.66	62.77	100.04
3.82	8.42	14.81	23.14	34.41	46.80	64.40	102.63
4.01	8.93	15.53	24.53	36.09	49.64	67.54	107.64
4.19	9.33	16.23	25.63	37.70	51.85	70.55	112.43
4.41	9.81	16.89	26.67	39.65	54.53	73.43	117.02
4.51	10.18	17.72	27.98	41.15	56.59	76.20	121.45
4.78	10.54	18.34	28.96	43.03	58.57	79.66	125.70
4.94	10.88	18.94	29.91	44.45	60.50	82.28	129.83
5.14	11.34	19.73	30.83	45.81	63.00	84.81	133.82
5.29	11.66	20.30	31.73	47.14	64.83	87.26	137.70
5.44	11.98	20.86	32.94	48.43	66.60	89.65	141.46
5.64	12.30	21.40	33.80	49.70	68.34	91.99	145.16
5.77	12.60	21.93	34.63	50.92	70.03	94.26	148.74
5.91	12.89	22.45	35.45	52.12	71.67	96.47	152.23
6.04	13.18	23.19	36.24	53.29	73.28	98.64	155.65
6.17	13.47	23.69	37.02	54.43	74.86	100.76	159.00
6.30	13.89	24.18	38.18	55.56	76.40	102.84	162.28
6.61	14.57	25.36	40.05	58.87	80.95	107.86	170.20
6.90	15.21	26.49	41.83	61.49	84.55	112.66	177.77
7.18	15.84	27.58	43.54	64.00	88.01	117.27	185.05
7.45	16.43	28.92	45.18	66.42	91.33	121.69	192.02
7.79	17.19	29.93	46.76	68.74	94.52	125.95	198.75
8.05	17.75	30.91	48.30	71.00	97.62	130.08	205.26
8.30	18.30	31.86	49.79	73.19	100.64	134.10	211.60
8.54	18.83	32.79	51.23	75.31	103.55	137.98	217.73
8.77	19.35	33.69	52.63	77.37	106.39	141.76	223.89
9.09	19.85	34.56	54.00	79.38	109.15	145.44	229.50

TERMINACION DE GASTOS MEDIANTE EL EMPLEO DE UN VERTEDOR RECTANGULAR

valor "S" que aparece en las tablas indica los lts/seg. que hay que sumar
por cada 30 cms. de aumento en el valor de L. La tabla se dedujo en la for-
mula $S = 0.0184 (L - Q \cdot 2H) H^3$.

Longitud 30	L 90	en cms. + 150	S.
1.5	4.7	7.8	1.6
1.9	5.7	9.6	1.9
2.8	8.6	14.3	2.9
3.5	10.7	19.9	3.6
4.3	13.1	21.9	4.4
5.1	15.6	26.1	5.3
6.0	18.3	30.7	6.2
6.9	21.1	35.3	7.1
7.8	24.0	40.2	8.1
8.8	27.1	45.4	9.2
9.7	30.1	50.5	10.2
10.7	33.4	56.0	11.3
11.8	36.8	61.7	12.5
12.9	40.3	67.6	13.7
14.0	43.8	73.7	14.9
15.2	47.5	79.8	16.2
16.3	51.1	86.0	17.4
17.5	55.0	92.6	18.8
18.7	59.0	99.3	20.2
19.9	63.0	106.1	21.5
21.1	67.0	112.9	23.0
22.4	71.1	119.9	24.4
23.7	75.4	127.2	25.9
24.9	79.7	134.5	27.4
26.2	84.1	141.9	28.9
27.5	88.5	149.5	30.5
28.9	93.0	157.1	32.1
37.5	97.5	164.8	33.6
	102.3	172.9	35.3
	106.9	180.9	37.0
	113.0	191.3	39.2
	116.5	197.3	40.4
	121.5	205.8	42.2
	126.3	214.2	43.9
	131.4	222.8	45.7
	136.4	231.4	47.5
	141.5	240.2	49.4
	146.7	249.2	51.2
	151.9	258.1	53.1
	157.2	267.2	55.0

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DE LOS APROVECHAMIENTOS

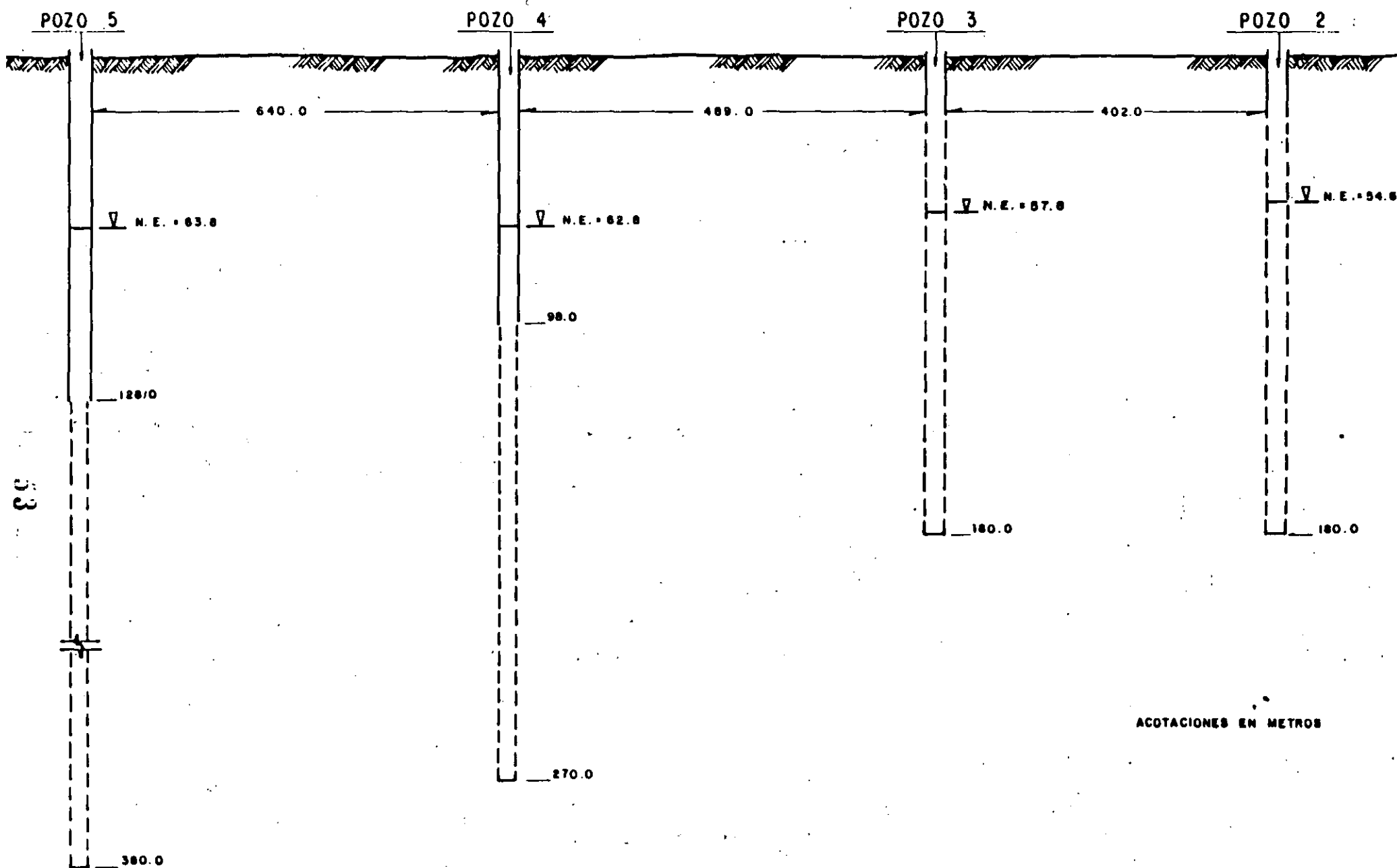


FIGURA No. 2

REPRESENTACION GRAFICA DEL FLUJO DESCENDENTE GENERADO EN LAS AREAS DE RECARGA

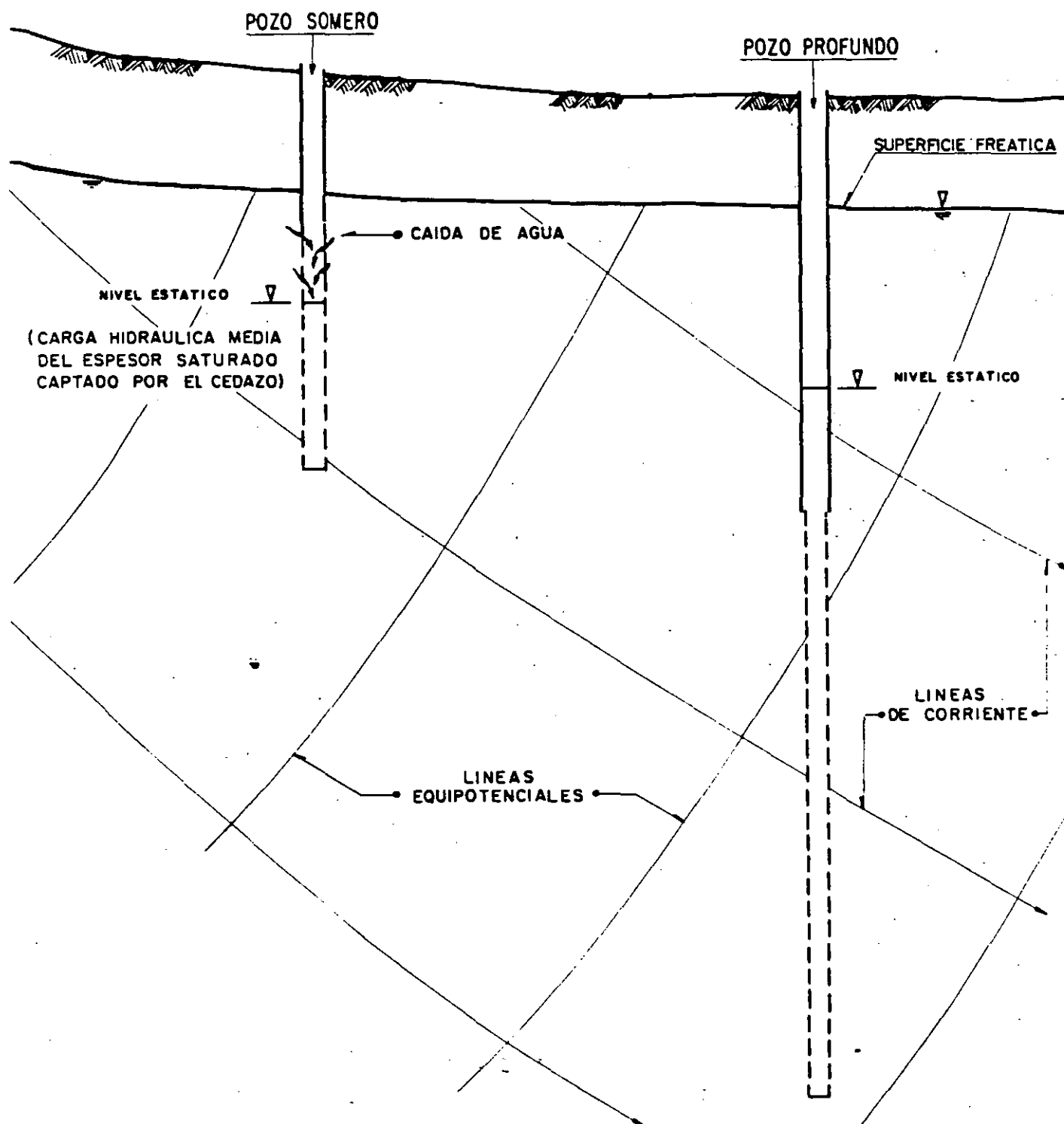
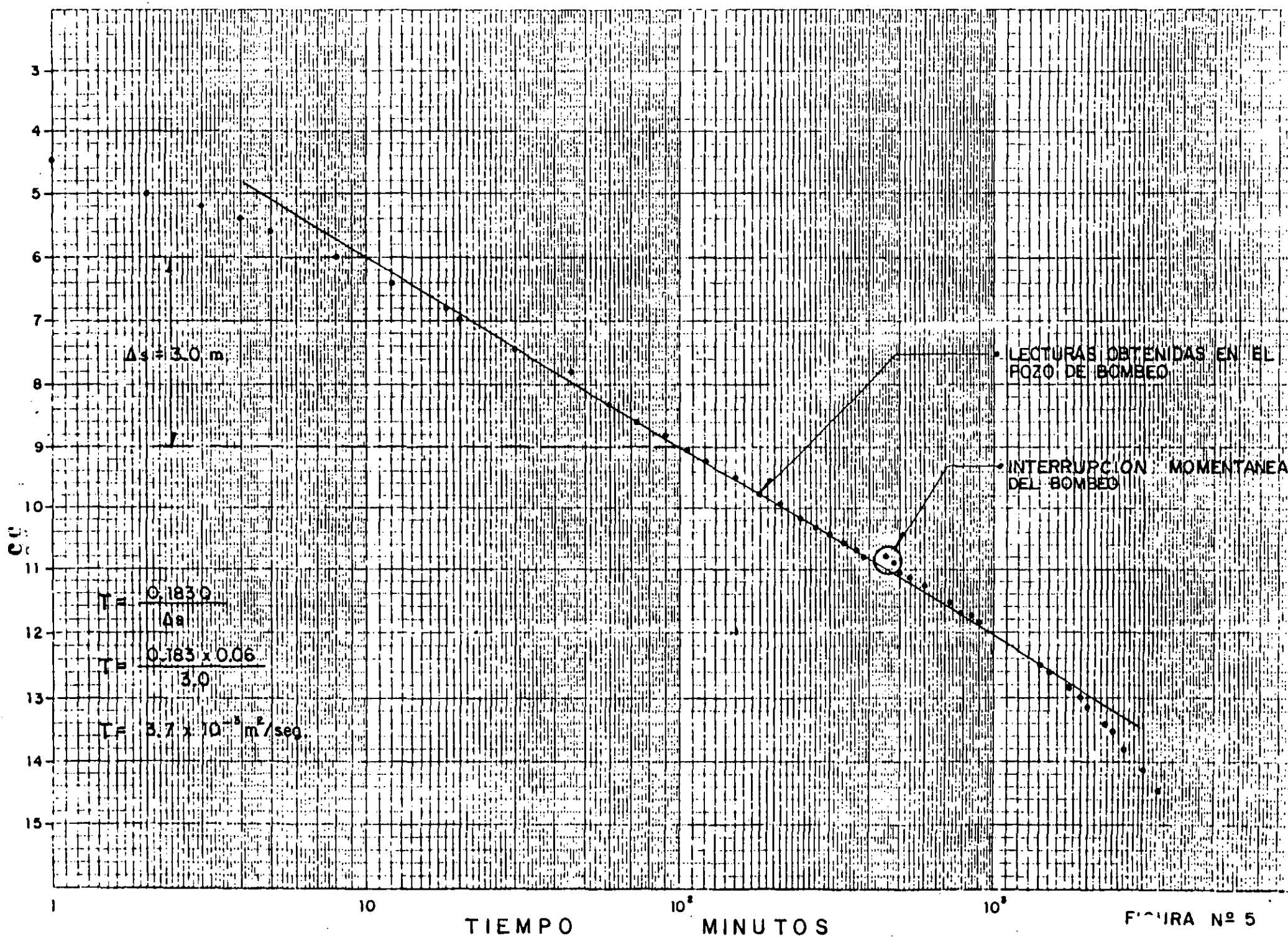


FIGURA No. 3

DEL POZO N° 5 PROVOCADO POR SU PROPIO BOMBEO

ABATIMIENTO EN METROS



DEL POZO Nº 2 PROVOCADO POR SU PROPIO BOMBEO

ABATIMIENTO EN METROS

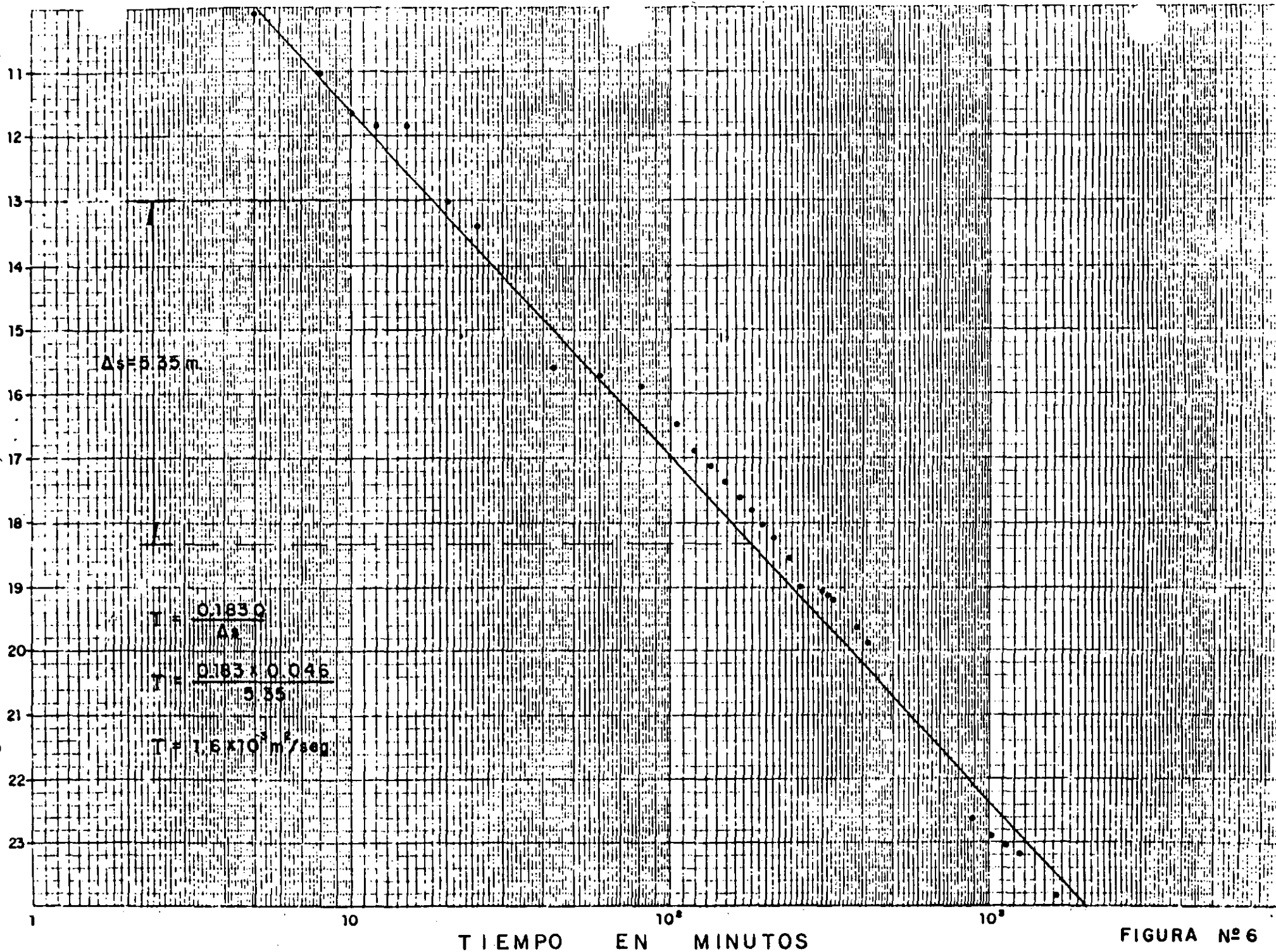


FIGURA Nº 6

DEL POZO Nº 3 PROVOCAO POR SU PROPIO BOMBEO

ABATIMIENTO EN METROS

0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22

PERDIDAS EN
EL POZO DE
BOMBEO

$\Delta s = 5.2$

$$T = \frac{0.183 Q}{\Delta s}$$

$$T = \frac{0.183 \times 0.066}{5.2}$$

$$T = 2.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{seg}$$

LECTURAS OBTENIDAS EN EL
POZO DE BOMBEO

TIEMPO

MINUTOS

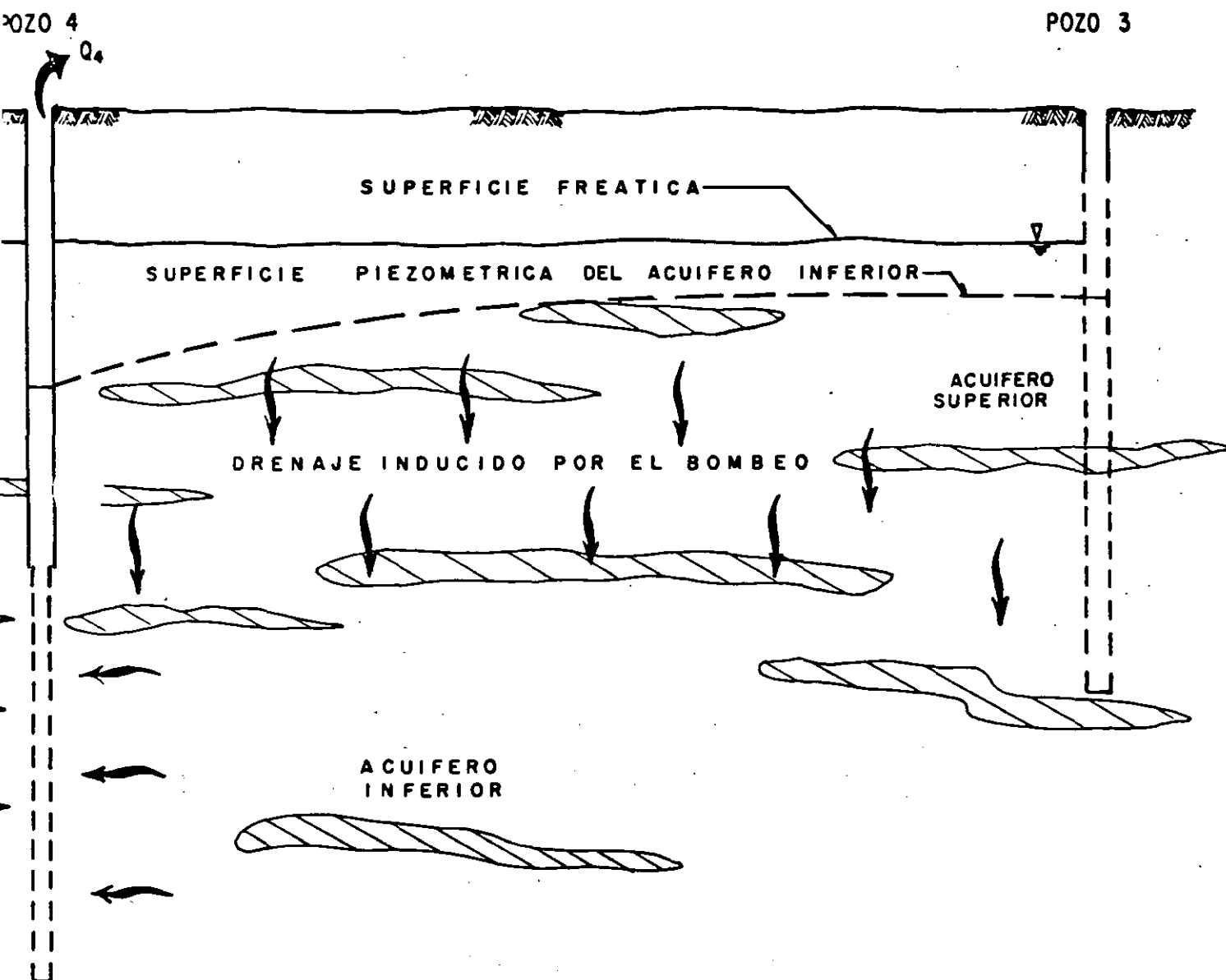
FIRA Nº 7

10

10²

10³

REPRESENTACION GRAFICA DEL DRENAJE VERTICAL PROVOCADO POR EL BOMBEO DE UN POZO PROFUNDO



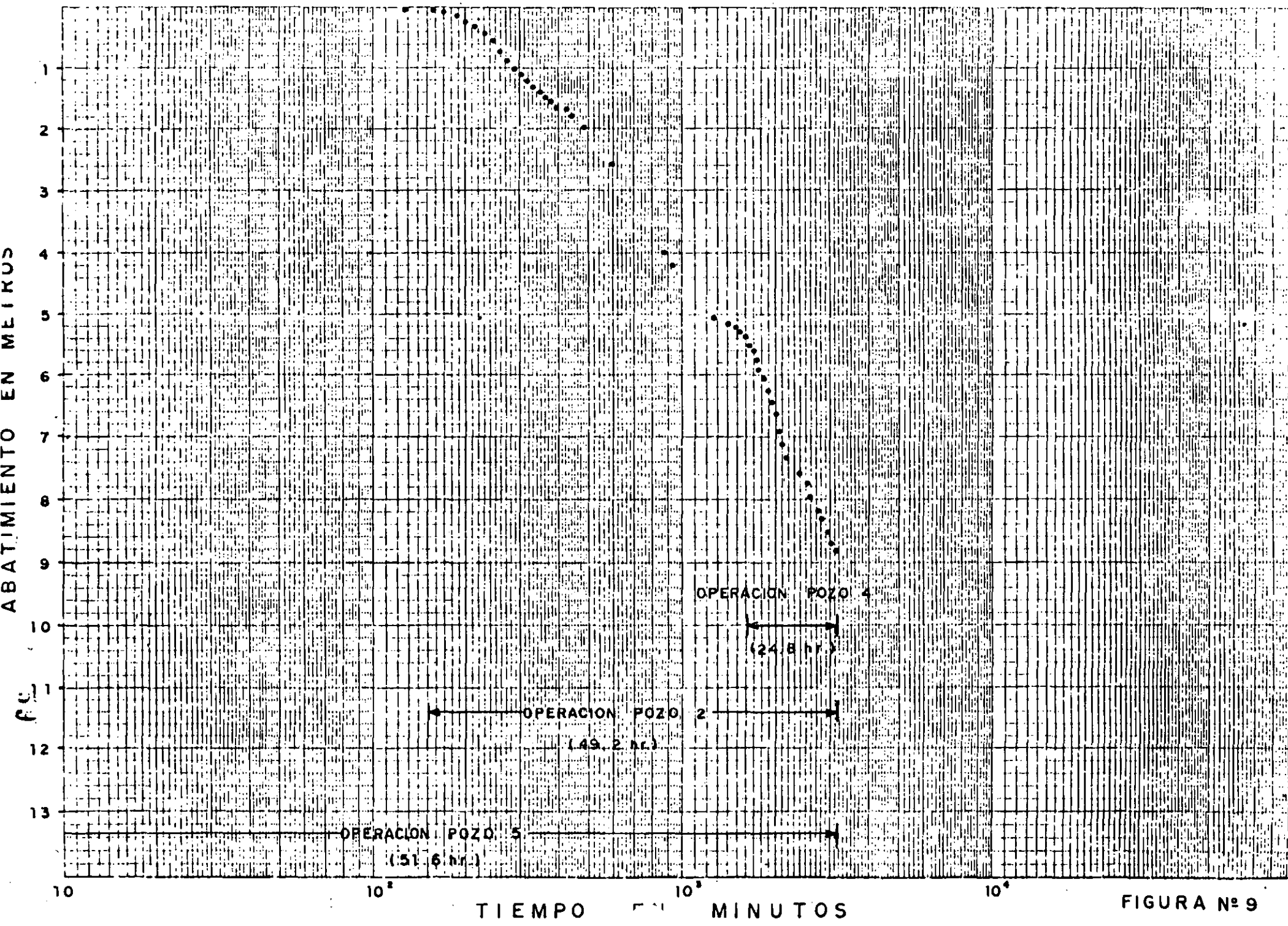


FIGURA Nº 9

CS
ABATIMIENTO EN METROS

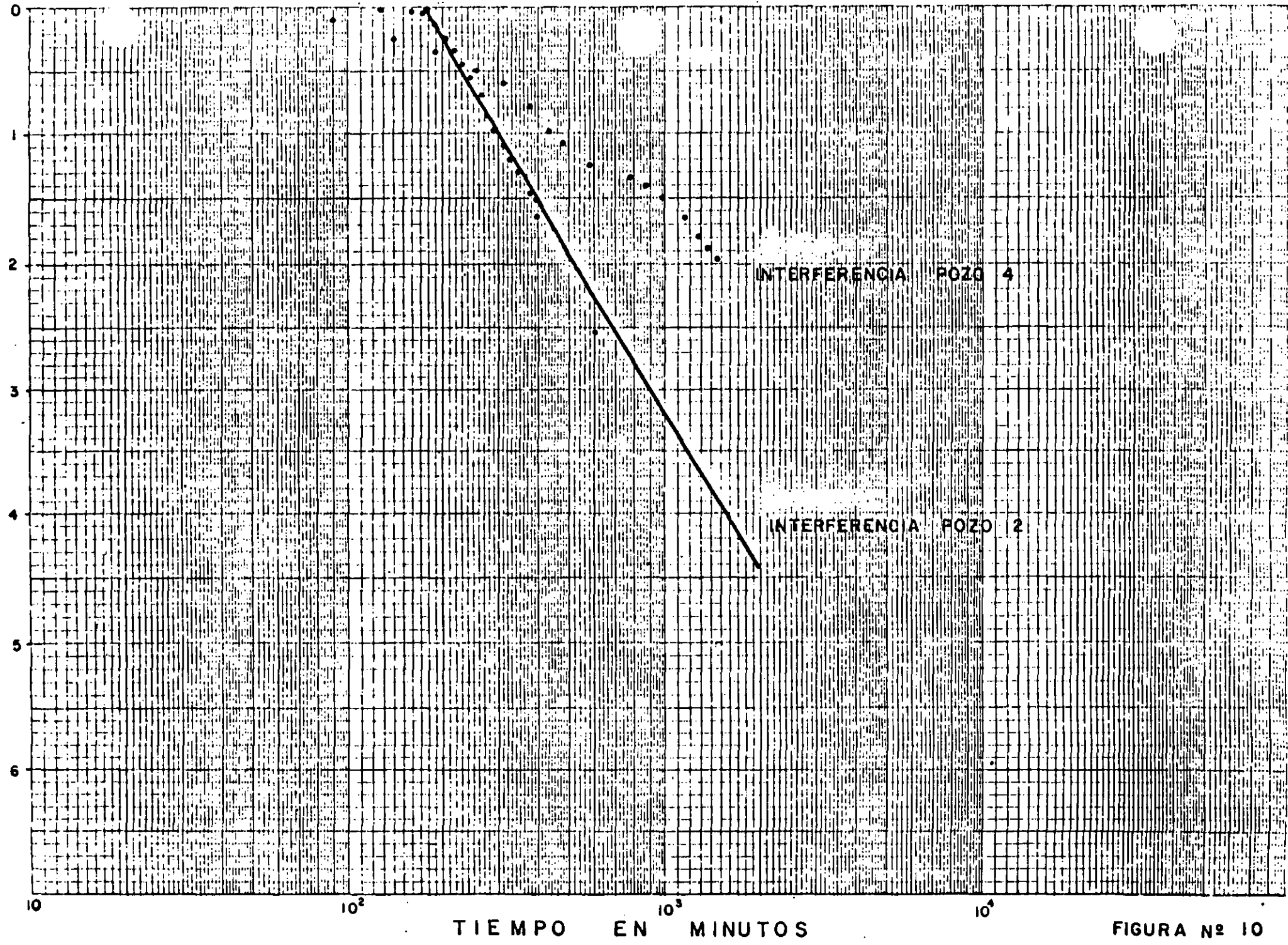


FIGURA N° 10

REPRESENTACION DE LA MAGNITUD DE LOS ABATIMIENTOS PROVOCADOS EN EL POZO 3 DESPUES DE 24 HORAS DE BOMBEO DE LOS POZOS 2, 3, 4, Y 5

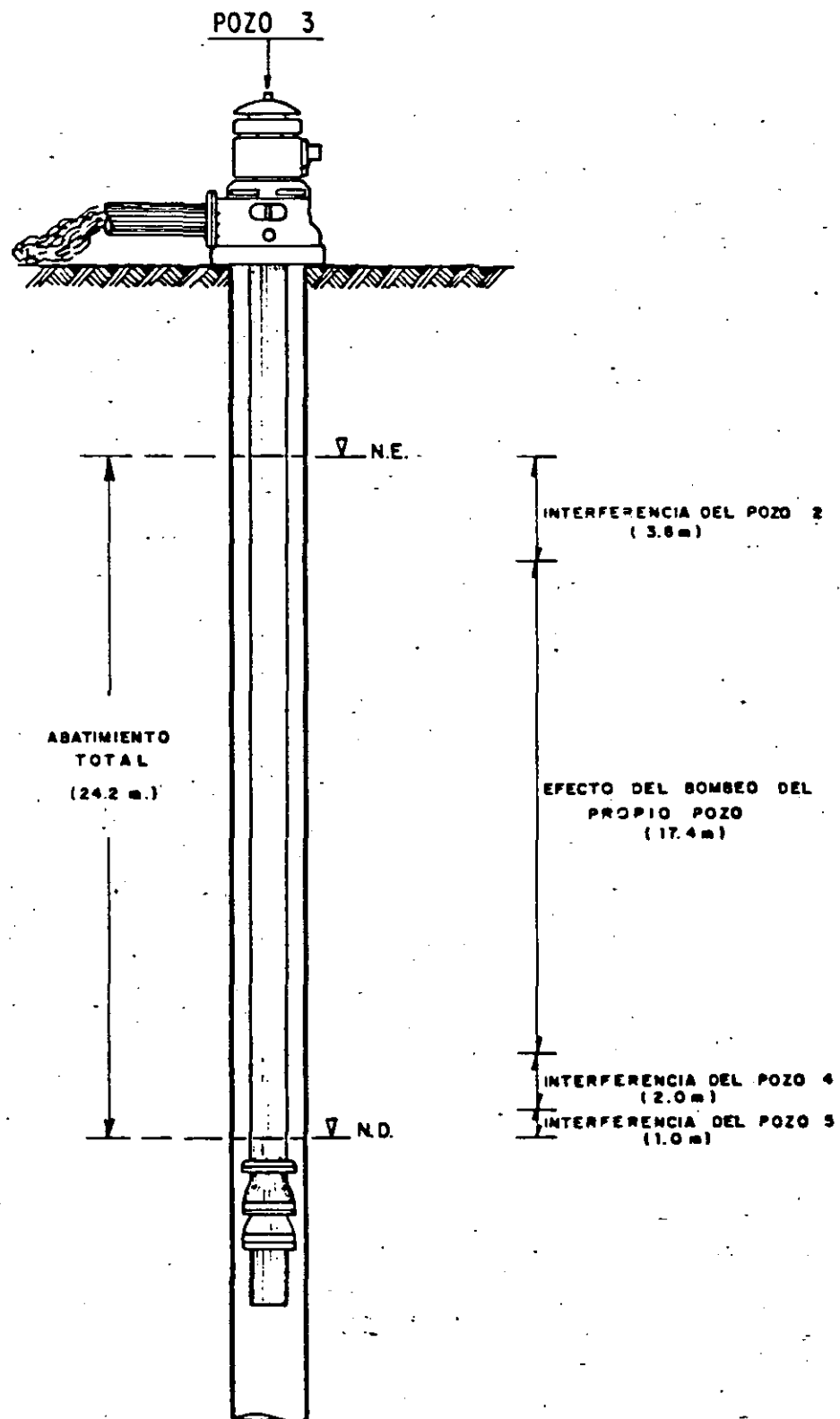


FIGURA No. 11



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

PRUEBA DE BOMBEO

INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS DE BOMBEO
CUANDO SE SOLICITEN

I.- OBJETO DE LA PRUEBA

Conocer las propiedades hidráulicas del acuífero, en el entorno de pozo utilizado.

II.- SELECCION DE POZOS PARA EFECTUAR LA PRUEBA

Para efectuar la prueba se utilizarán pozos que cumplan con el mayor número posible de los requisitos siguientes:

- a) Estén provistos de un equipo de bombeo en condiciones apropiadas para sostener un caudal de extracción constante durante el tiempo de duración de la prueba.
- b) Puedan ser fácilmente sondeados.
- c) Dispongan de un medidor de volúmenes de extracción o puedan ser aforados, para determinar el caudal de bombeo.
- d) El agua bombeada no se infiltre en las proximidades del pozo. En caso contrario se estudiará la posibilidad de colocar una instalación provisional para alejar el agua del sitio de la prueba.
- e) No hayan sido bombeados en las últimas 24 horas.
- f) Se encuentren a una distancia no menor de 1 Km. de pozos que se estén bombeando durante la prueba, o hayan estado bombeando hasta 24 hs. antes de la iniciación de la misma.
- g) Sean de características constructivas (profundidad, diámetro, entubado, etc.) y corte geológico, conocidos.
- h) Se encuentren próximos a pozos que no hayan operado en las últimas 24 hs. y que puedan ser fácilmente sondeados, para utilizarlos como pozos de observación.

III.- DURACION DE LA PRUEBA

3.1.- La prueba de bombeo constará de 2 etapas: una de bombeo y una de recuperación.

3.2.- De acuerdo con la disponibilidad del equipo de bombeo, la etapa de bombeo tendrá una duración entre 4 y 96 hs, cuando se tengan pozos de observación, y entre 4 y 24 hs, cuando no se tengan, tendiendo a la duración máxima siempre que sea posible. La duración fijada inicialmente podrá ser modificada en el transcurso de la etapa, de acuerdo con el criterio indicado en 4.5

3.3.- La etapa de recuperación tendrá, en principio, la misma duración que la etapa de bombeo; pero podrá modificarse de acuerdo con el criterio indicado en 4.7

3.4.- La prueba podrá tener una sola etapa (la de bombeo o la de recuperación) en caso de que no pueda disponerse del equipo de bombeo por un tiempo mayor o de que las condiciones existentes no sean favorables para ejecutar ambas etapas.

3.4.1.- Cuando la prueba consista solamente de la etapa de recuperación, deberá anotarse el caudal, así como la duración y la hora de suspensión del bombeo.

IV.- EJECUCION DE LA PRUEBA

Antes de iniciar la prueba, se revisará el equipo a utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, escuadra para aforo, etc.), para verificar su correcto funcionamiento. El cable de las sondas deberá ser previamente calibrado. Cuando se cuente con varias sondas se procurará, en lo posible, que todas las observaciones en un pozo se efectúen con la misma sonda.

4.1.- Inmediatamente antes de iniciar el bombeo, se medirá la profundidad al nivel estático en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre de los pozos a que corresponden.

4.2.- Se iniciará el bombeo, procurando mantener un

caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuencia de tiempos que se indica a continuación:

LECTURATIEMPO A PARTIR DE LA INICIACION DEL BOMBEO

Inmediatamente antes de iniciar el bombeo

2	15 segundos
3	30 segundos
4	1 minuto
5	2 minutos
6	4 minutos
7	8 minutos
8	15 minutos
9	30 minutos
10	1 hora
11	2 horas
12	4 horas
13	8 horas
14	16 horas
15	24 horas
16	32 horas
17	40 horas
18	48 horas

- 4.3.- A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo.
- 4.4.- Con las observaciones realizadas, se construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y para cada uno de los pozos de observación. En la graficación podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semilogarítmico (los tiempos se llevarán en la escala logarítmica). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto desarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medición, variaciones sensibles de caudal y otras anomalías causadas por factores externos, y constituyen un elemento de juicio para continuar o suspender una prueba.
- 4.5.- La duración de la etapa de bombeo, fijada inicialmente como se indicó en 3.2, podrá modificarse con el criterio siguiente:
- 4.5.1.- Si el caudal de bombeo varía apreciablemente, en forma continua e incontrolable, se suspenderá la prueba.
- 4.5.2.- Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo, del pozo bombeado (en trazado semilogarítmico o aritmético) se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 hs. podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada (ver gráfica anexa).
- 4.6.- Una vez concluida la etapa de bombeo, se iniciará la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones en los tiempos indicados a continuación:

LECTURATIEMPO A PARTIR DE LA
SUSPENSION DEL BOMBEO

1.

Inmediatamente antes de
suspender el bombeo.

2.

15 segundos

3.

30 segundos

LECTURA

TIEMPO A PARTIR DE LA
SUSPENSIÓN DEL POMO

4	1 minuto
5	2 minutos
6	4 minutos
7	8 minutos
8	15 minutos
9	30 minutos
10	1 hora
11	2 horas
12	4 horas
13	8 horas
14	16 horas
15	24 horas
16	32 horas
17	40 horas
18	48 horas

4.7.- La etapa de recuperación podrá suspenderse antes de la duración prefijada, cuando se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 2 horas.

4.8.- Los tiempos indicados en 4.2 y 4.6 son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede detectarse el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

V.- INFORMACION COMPLEMENTARIA.

Con objeto de tener bases suficientes para una correcta interpretación de la prueba de bombeo, se recopilará la información complementaria siguiente:

- 5.1.- Un croquis esquemático de la zona comprendida - en un radio de 1 Km alrededor del pozo de bombeo, en el que se indique la ubicación aproximada de ríos, canales, drenes, lagunas, manantiales, pozos, etc., así como el desnivel topográfico aproximado de cada uno de ellos con respecto al pozo de bombeo.
- 5.2.- Características constructivas (profundidad, ubicación de cedazos y de tramos cementados y engravados, etc.), cortes geológicos y registros eléctricos del pozo de bombeo y del (o los) de observación.
- 5.3.- Caudal de extracción y hora de inicio del bombeo, de los pozos próximos (a distancias menores de un kilómetro del pozo de prueba) que estén operando, o inicien su operación, en el transcurso de la prueba de bombeo.

EQUIPO PARA LA PRUEBA

EQUIPO

- Hoja de control
- Cronómetro
- Calculadora
- Multímetro tipo gancho

EQUIPO DE AFORO

- Sonda eléctrica
- Regla aforadora
- Flotadores
- Molinete
- Estructura aforadora

ACCESORIOS

- Marcador Craso
- Fluxómetro
- Rollo hilo plástico
- Escala
- Maskin Tape
- Libreta

HERRAMIENTAS

- Desarmador plano
- Desarmador cruz
- Pinzas
- Espátula

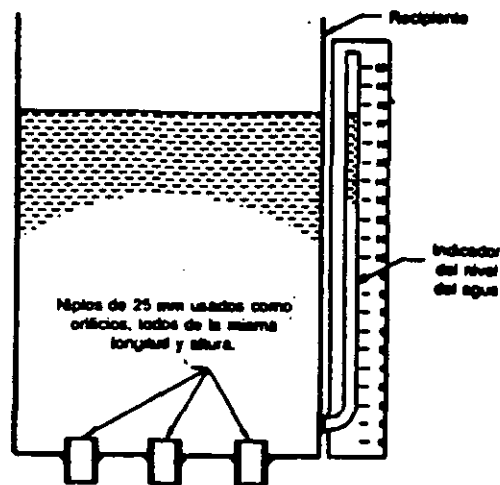


Fig. 54: Detalles de la construcción de un recipiente con orificios de aberturas múltiples. El indicador de niveles de agua muestra la carga en metros de agua durante la operación.

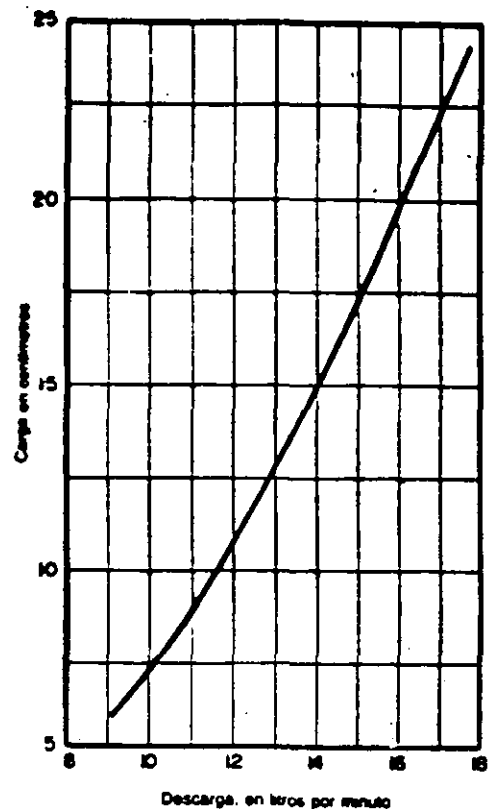


Fig. 56: Curva de calibración para cada orificio de 2.54 cm. de diámetro, en un recipiente de orificios. Los valores dados por la curva, al multiplicarse por el número de orificios en uso, darán la descarga total.

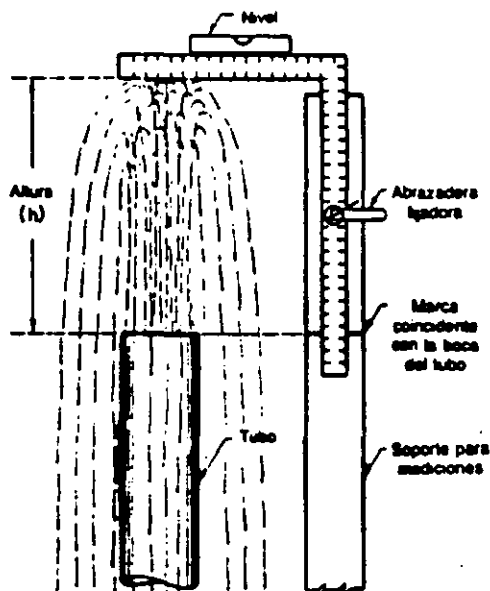


Fig. 62: Forma de medir la altura de la cresta en descarga a chorro de una tubería vertical.

Descarga en Tubos Verticales, en Metros Cúbicos por Minuto

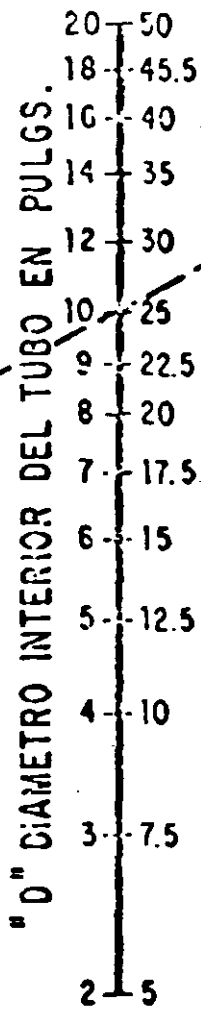
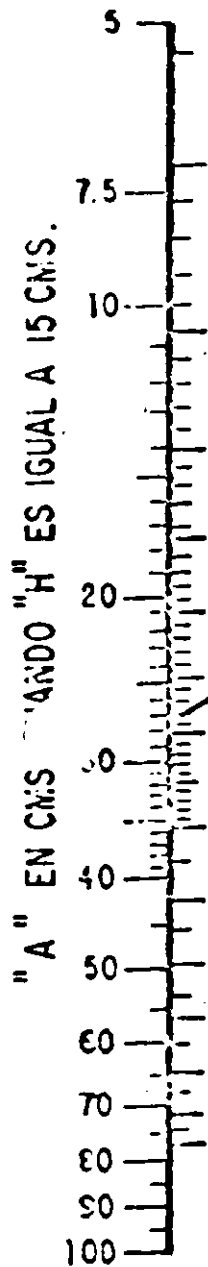
Altura de la Cresta en mm.	Diámetro Nominal del Tubo					
	2" = 50.8 mm	3" = 76.2 mm	4" = 101.6 mm	5" = 127.0 mm	6" = 152.4 mm	8" = 203.2 mm
38 (1.5")	0.083	0.163	0.257	0.322	0.416	0.606
51 (2")	0.098	0.208	0.352	0.454	0.606	0.871
76 (3")	0.125	0.280	0.492	0.700	0.926	1.457
102 (4")	0.144	0.333	0.587	0.871	1.211	1.978
127 (5")	0.167	0.375	0.662	1.022	1.438	2.385
152 (5")	0.182	0.416	0.719	1.136	1.628	2.763
203 (8")	0.212	0.473	0.852	1.363	1.930	3.407
254 (10")	0.235	0.530	0.965	1.514	2.195	3.974
305 (12")	0.261	0.606	1.060	1.665	2.422	4.353
381 (15")	0.295	0.662	1.192	1.893	2.650	4.921
457 (18")	0.322	0.738	1.325	1.908	2.952	5.299
523 (21")	0.352	0.795	1.438	2.251	3.217	5.867
609 (24")	0.379	0.879	1.514	2.422	3.482	6.245

DE UN TUBO

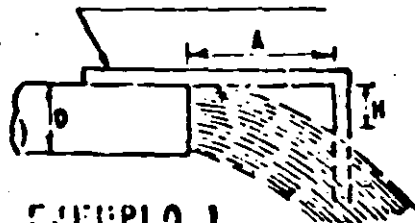
FORMULA RESUELTA

$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{H}}$$

H, A, EN CM.
Q EN LPS

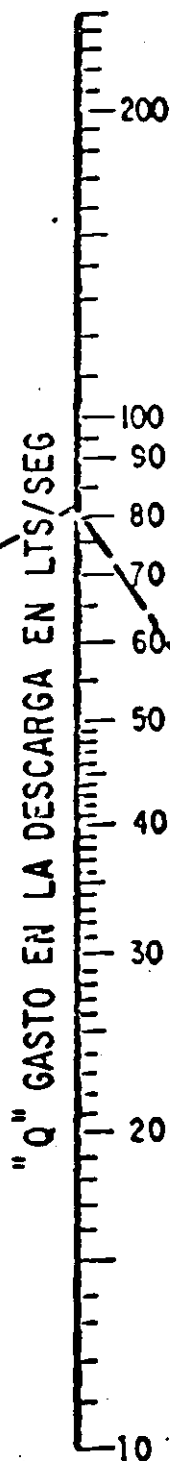


ESCUADRA DE CARPINTERO
O REGLA PLECADIZA

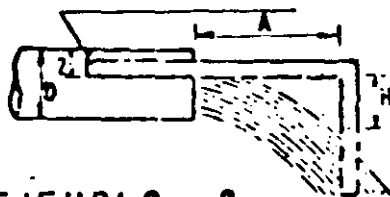


EJEMPLO 1 TUBO LLENO

- 1) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
- 2) "A" = 27.5 cm.
- 3) "H" = 15 cm.
- 4) "Q" = 100 LPS



ESCUADRA DE CARPINTERO

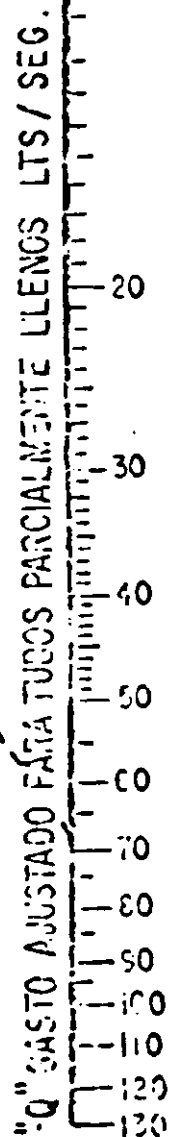
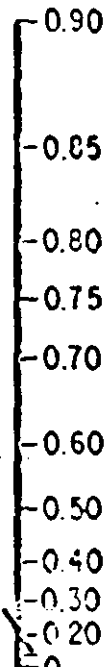
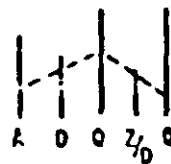


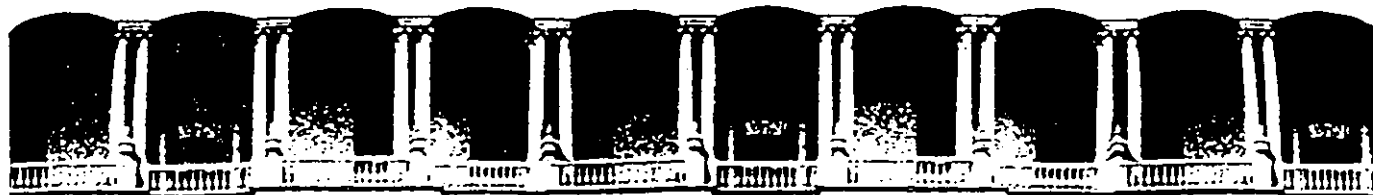
EJEMPLO 2 TUBO PARCIALMENTE LLENO

- 1) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
- 2) "A" = 27.5 cm.
- 3) "H" = 15 cm.
- 4) "Z" = 5 cm.

$$Z/D = \frac{\text{FALTANTE}}{\text{DIAMETRO}} = \frac{5}{25} = \frac{1}{5} = 0.20$$

SOLUCION





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

C A M P O S D E P O Z O S

CAMPOS DE POZOS

I.- INTRODUCCION.-

Generalmente, en las áreas de explotación de -- aguas subterráneas las captaciones son numerosas se encuentran re lativamente próximas entre sí, de tal manera que aun cuando se res peten ciertas restricciones en cuanto al espaciamiento mínimo en-- tre ellas, no puede evitarse la interferencia mútua, es decir, la superposición de los efectos inducidos por su operación, especial-- mente cuando ésta es continúa durante lapsos prolongados o cuando las características del acuífero propician la rápida propagación - de esos efectos. Debido a esto son de gran utilidad práctica las soluciones teóricas que consideran el bombeo simultáneo de pozos.

II.- FORMULAS GENERALIZADAS.-

El abatimiento total provocado en un punto dado de un acuífero por el bombeo de varios pozos, puede calcularse -- aplicando el Principio de Superposición de Causas y Efectos, como la suma de los abatimientos que en el mismo punto provocan indivi dualmente los pozos en cuestión, esto es:

$$a = \sum_{i=1}^n a_i \quad (1)$$

siendo: "a" , el abatimiento total en el punto "p" ; "a_i" , el abati-- miento provocado en el mismo punto por el pozo "i" ; "n" , el número de pozos en operación.

A su vez, "a" está dado por la solución corres-- pondiente al sistema de flujo de que se trate; por ejemplo, en el sistema de flujo analizado por Theis y Jacob:

$$a_i = \frac{Q_i}{4\pi T} w(u_i) ,$$

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

en que " Q_i " y " t_i " son el caudal y el tiempo de bombeo del pozo " i ", respectivamente, y " r_i ", la distancia de éste al punto considerado. Por tanto, en este sistema, el abatimiento total producido en el punto por la operación de los n pozos, está dado por la fórmula generalizada:

$$a = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^n Q_i w(u_i) \quad (2)$$

Para tiempos largos, es aplicable la solución de Jacob:

$$a_i = \frac{2.3 Q_i}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t_i}{r_i^2 S}$$

$$\frac{1}{u_i} > 20 \text{ o } t_i > 5 \frac{r_i^2 S}{T}$$

a partir de la cual puede calcularse el abatimiento total en el punto " p ", mediante la generalización:

$$a = \frac{2.3}{4\pi T} \sum Q_i \log \frac{2.25 T t_i}{r_i^2 S} \quad (3)$$

Analogamente, el abatimiento total en un punto cualquiera de un acuífero semiconfinado está dado por la expresión:

$$a = \frac{1}{4\pi T} \sum Q_i w(u_i, \frac{r_i}{B}) \quad (4)$$

Las expresiones (2), (3) y (4), así como las correspondientes a otros sistemas de flujo, son aplicables cuando se conocen la localización, el gasto y el tiempo de bombeo de cada uno de los pozos. El cálculo laborioso que implica este cúmulo de datos cuando se trata de un gran número de pozos, es relativamente fácil de programar para su procesamiento en una computadora digital; de hecho, por lo menos los programas para procesar las ecua--

ciones de Theis y de Jacob, han sido adaptados a la mayoría de las máquinas comerciales. Sin embargo, cabe advertir que la disponibilidad y facilidad de manejo de estos programas, no deben propiciar su aplicación indiscriminada a problemas relacionados con sistemas de flujo no descritos por esas ecuaciones.

III.- METODOS SIMPLIFICADOS.

Cuando se carece de información acerca de cada pozo y sólo se conocen el área de bombeo y la extracción global, los abatimientos regionales pueden estimarse por medio de métodos simplificados, en cuyo desarrollo se supone que todos los pozos tienen el mismo régimen de operación y que están uniformemente distribuidos en áreas de geometría sencilla. Tales hipótesis simplificadoras pueden cumplirse efectivamente, desde un punto de vista práctico, en las zonas de riego por bombeo donde los pozos están ampliamente distribuidos y tienen un régimen de operación más o menos común durante los ciclos de riego.

Método de Hantush.

M. S. Hantush obtuvo las soluciones siguientes para calcular el abatimiento provocado por el bombeo de pozos uniformemente distribuidos en un área de forma circular de radio R , en un punto situado a la distancia r del centro de la misma:

$$a = \frac{V}{4\pi T} F(u, u_R, r, R) \quad (5)$$

en que: V es el caudal total de extracción,

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

$$u_R = \frac{R^2 S}{4Tt},$$

$$F = W(u_R) + \frac{1}{u_R} (1 - e^{-u_R}) - \left(\frac{r}{R}\right)^2 e^{-u_R}$$

para $r \ll R$, y

$$F = W(u) + 0.5 u_R e^{-u}$$

para $r > R$

En la figura No. se muestran las gráficas adimensionales correspondientes a la ecuación (5). Cuando se conoce el caudal total de extracción y el abatimiento en uno o más puntos situados dentro o fuera del área de bombeo, estas curvas tipo permiten deducir valores de los coeficientes s y τ , siguiendo el procedimiento de superposición de curvas desarrollado por Theis: la curva abatimiento-tiempo se superpone a las curvas tipo y se busca la coincidencia entre ellas, manteniendo paralelos los ejes de las dos gráficas; si se logra la coincidencia se fija un punto de ajuste, se determinan sus coordenadas en los cuatro ejes y se calculan los valores de los coeficientes con las expresiones:

$$\tau = \frac{U}{4\pi a_A} F_A$$

$$s = \frac{4\tau t_A}{r^2} u_A$$

siendo a_A , F_A , t_A y u_A las coordenadas del punto de ajuste seleccionado.

Puesto que el método se basa en la interpretación de los abatimientos provocados a largo plazo por los pozos dispersos en áreas de gran tamaño, su aplicación equivale a la interpretación de una prueba de bombeo colectiva de muy larga duración (meses o años). En este rango de tiempos y a esa escala regional, la recarga del acuífero —natural o inducida— suele ser significativa, provocando efectos que contrarrestan a los del bombeo. Como en el desarrollo del método (basado en la ecuación de Theis) se presupone que la totalidad del caudal bombeado procede del almacenamiento del acuífero, los valores de s y τ , deducidos de su aplicación, están sobreestimados en alguna medida porque --

llevan implícito el efecto de la recarga; por tanto, deben ser considerados como parámetros aparentes, y aun puede darse el caso de que los valores resultantes queden fuera del rango en que esos coeficientes tienen sentido físico.

El efecto de la recarga puede ser descontado al aplicar el método, deduciendo su magnitud del volumen total de extracción, en cuyo caso el término " v " de la expresión (5) - así corregido representa la extracción neta, es decir, la tomada del almacenamiento subterráneo. Si se procede en esta forma los coeficientes s y r obtenidos ya no llevan implícito el efecto de la recarga y, por tanto, sus valores son más representativos de las características hidráulicas del acuífero.

Una vez valuados los parámetros buscados, la expresión (5) permite calcular el abatimiento regional correspondiente a otros caudales y tiempos de bombeo.

Método de Glover.

Otro método simplificado, derivado del anterior, fue desarrollado por Glover para calcular abatimientos originado por el bombeo de pozos uniformemente distribuidos en áreas rectangulares o que pueden ser subdivididas en rectángulos. Para el desarrollo de este método, cuyas hipótesis básicas son idénticas a las del anterior, el citado investigador partió de la ecuación (5), según la cual el abatimiento provocado en el centro de un área circular de bombeo es:

$$a_0 = \frac{qt}{S} \left[u_R W(u_R) + 1 - e^{-u_R} \right] \quad (6)$$

Puesto que hay simetría con respecto al centro del área, cada sector circular contribuye al abatimiento total en la proporción:

$$da = \frac{a}{2\pi} d\theta \quad (7)$$

siendo *da* la fracción del abatimiento total originado por el sector de bombeo $d\theta$.

Utilizando las expresiones (6) y (7), Glover calculó el abatimiento provocado en los vértices de un área rectangular de bombeo, descomponiéndola en un conjunto de sectores circulares que la circunscriben. Procediendo así con rectángulos de diferentes relaciones ancho/longitud (W/L), obtuvo la gráfica adimensional mostrada en la figura No. 2.

Tanto las fórmulas generalizadas como los métodos simplificados expuestos, son aplicables a la simulación preliminar de sistemas acuíferos relativamente homogéneos con respecto a sus características hidráulicas y cuyas condiciones de frontera sea compatibles con las hipótesis básicas de la ecuación de Theis. Para su adecuada aplicación es necesario determinar previamente valores representativos de los coeficientes S y T , mediante pruebas de bombeo de larga duración o, en su defecto, mediante varias pruebas cortas.

GRAFICA E GLOVER

ABATIMIENTO EN LA ESQUINA DE UN RECTANGULO CON BOMBEO UNIFORME

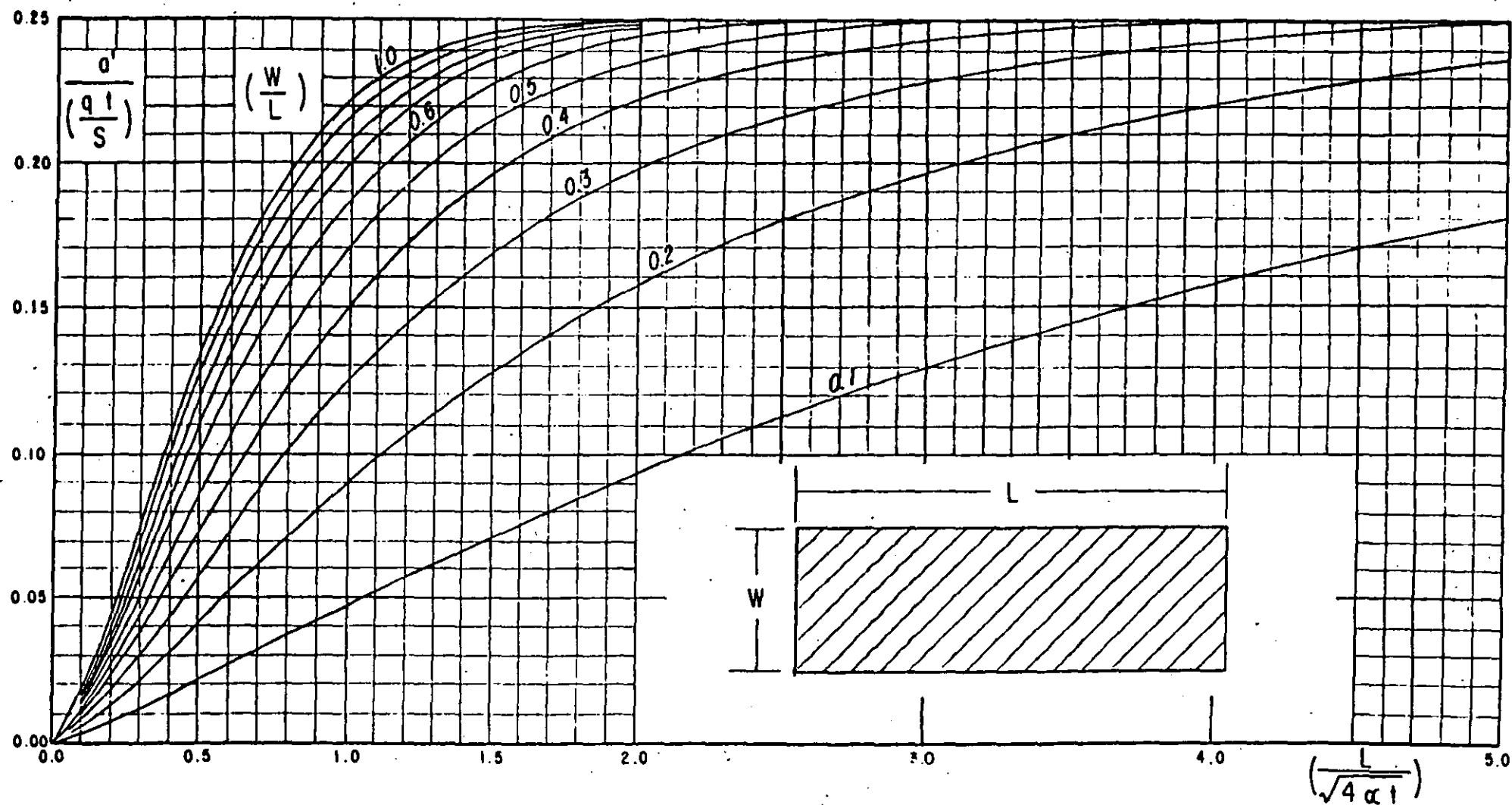
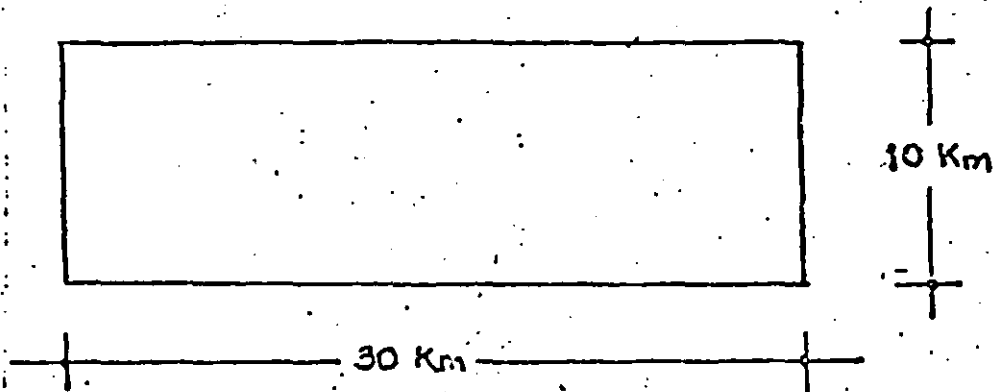


FIGURA No. 2

.- Resuelva por el Método de GLOVER los siguientes problemas:

4.1.-



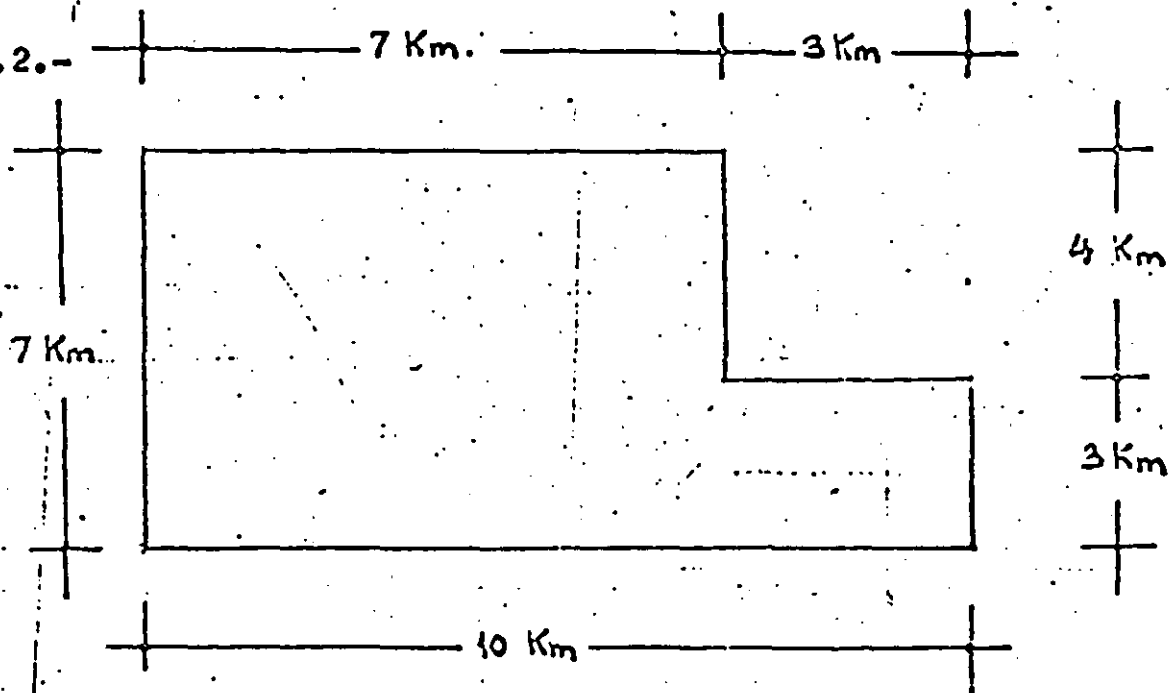
$$T = 0.02 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$S = 0.15$$

$$Q = 6 \text{ m}^3/\text{seg. (40 pozos de } 0.15 \text{ m}^3/\text{seg. c/u)}$$

$$t = 5 \text{ años}$$

4.2.-



$$T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$S = 0.1$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$t = 1 \text{ año}$$

PARA SIMPLIFICAR EL CÁLCULO, ESTIMARE PRIMEROS LOS SIGUIENTES PARÁMETROS:

$$\alpha = \frac{T}{S} = \frac{0.02}{0.15} = 0.133 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$t = 5 \text{ años} \approx 1.57 \times 10^8 \text{ seg.}$$

$$\sqrt{4\alpha t} = \sqrt{4(0.133)(1.57 \times 10^8)} = 0.915 \times 10^4 = 9150 \text{ m.}$$

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{6}{(30000)(10000)} = 2 \times 10^{-8} \text{ m/seg.}$$

$$\frac{qt}{S} = \frac{(2 \times 10^{-8})(1.57 \times 10^8)}{0.15} = 20.93 \text{ m}$$

TABULACIÓN AUXILIAR:

0.	RECTÁNGULO	W (m.)	L (m.)	$\frac{W}{L}$	$\frac{L}{\sqrt{4\alpha t}}$	$\frac{q}{S} \left(\frac{qt}{S} \right)$	a' (m.)	a (m.)
1	1-1	10000	30000	0.33	3.28	0.236	4.94	4.94
2	1-2-4	5000	15000	0.33	1.64	0.188	3.93 x 4	15.72
3	1-3-3-1	10000	15000	0.67	1.64	0.239	5.00 x 4	10.00
4	1-1'-4-4	5000	20000	0.17	3.28	0.185	3.37 x 2	7.74
5	1-5-5-1	7500	10000	0.75	1.09	0.216	4.52	9.52
	5-1'-1'-5	10000	22500	0.44	2.46	0.239	5.00	
6	1-1'-6-6	2500	30000	0.08	3.28	0.110	2.30	6.90
	6-6-1'-1	7500	30000	0.25	3.28	0.220	4.60	
	1-5-7-6	2500	7500	0.33	0.82	0.113	2.37	
	5-1'-6-7	2500	22500	0.11	2.46	0.118	2.47	13.68
	7-6-1'-5	7500	22500	0.33	2.46	0.221	4.63	
	6-7-5-1	7500	7500	1.00	0.82	0.201	4.21	
	1-3-8-6	2500	15000	0.17	1.64	0.118	2.47	14.36
	6-8-3-1	7500	15000	0.50	1.64	0.225	4.71	
	1-5-9-4	5000	7500	0.67	0.82	0.170	3.56	14.90
	5-1'-4-9	5000	22500	0.22	2.46	0.186	3.89	

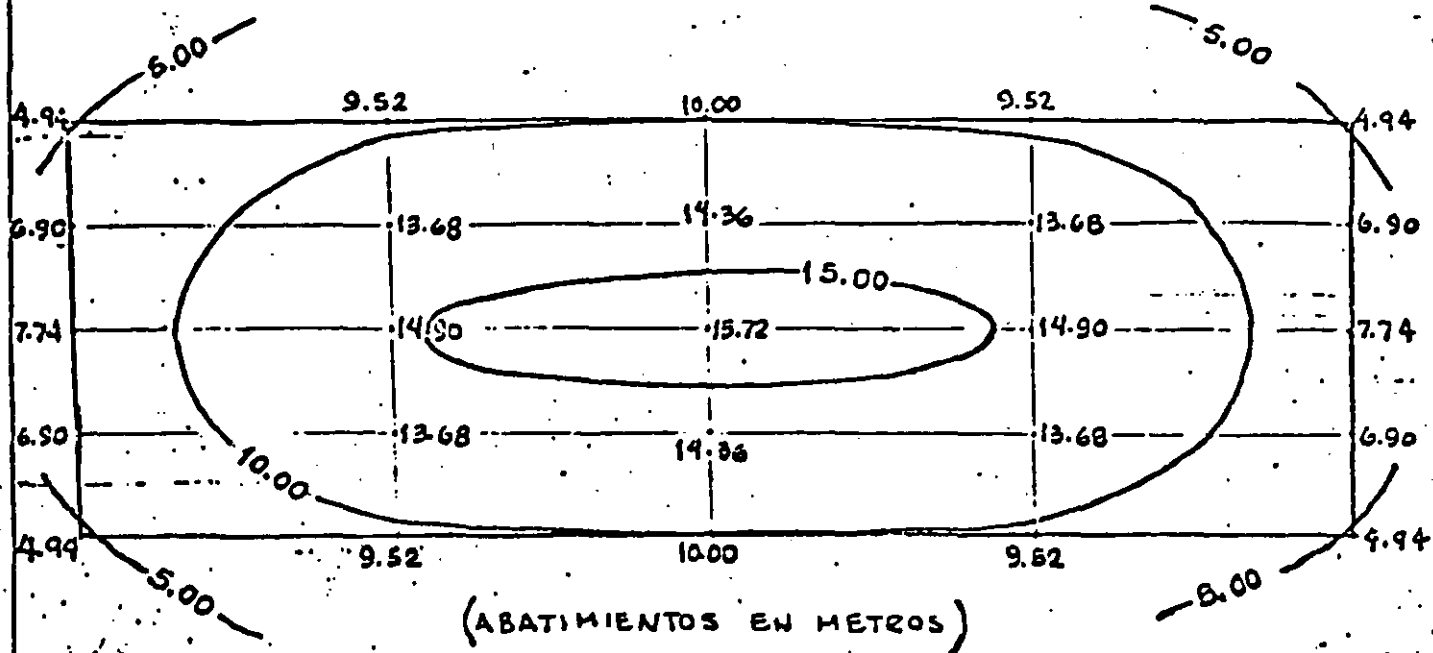
CON $\frac{W}{L}$ y $\frac{L}{\sqrt{4\alpha t}} \Rightarrow$ GRÁFICA $\Rightarrow \frac{q}{S} \left(\frac{qt}{S} \right)$

LUEGO:

$$a' = \left(\frac{a'}{qt/S} \right) \left(\frac{qt}{S} \right); \quad a' = \text{ABATIMIENTO PARCIAL, PROVOCADO POR EL RECTÁNGULO CONSIDERADO}$$

$a = \sum a'$ POR SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS, CONSIDERANDO EXCLUSIVAMENTE LAS a' CORRESPONDIENTES AL PUNTO PROBLEMA. ($a =$ ABATIMIENTO TOTAL)

CONFIGURACIÓN DEL NIVEL DINÁMICO PARA EL TERRENO DADO, DESPUÉS DE EXTRAER $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ DURANTE $t = 5 \text{ años}$.



NOTA: LAS CURVAS INDICAN O UNEN PUNTOS CON IGUAL ABATIMIENTO, MISMO QUE SE ENCUENTRA ESCRITO PARA CADA UNA, Y FUERON DIBUJADAS INTERPOLANDO LINEALMENTE ENTRE LOS PUNTOS CUYO ABATIMIENTO FUE CALCULADO Y, POR LO TANTO, ERA CONOCIDO.

INCISO 4.2.-

PARÁMETROS NECESARIOS:

$$\alpha = \frac{T}{S} = \frac{0.05}{0.1} = 0.5$$

$$t = 1 \text{ año} = 3.154 \times 10^7 \text{ seg.}$$

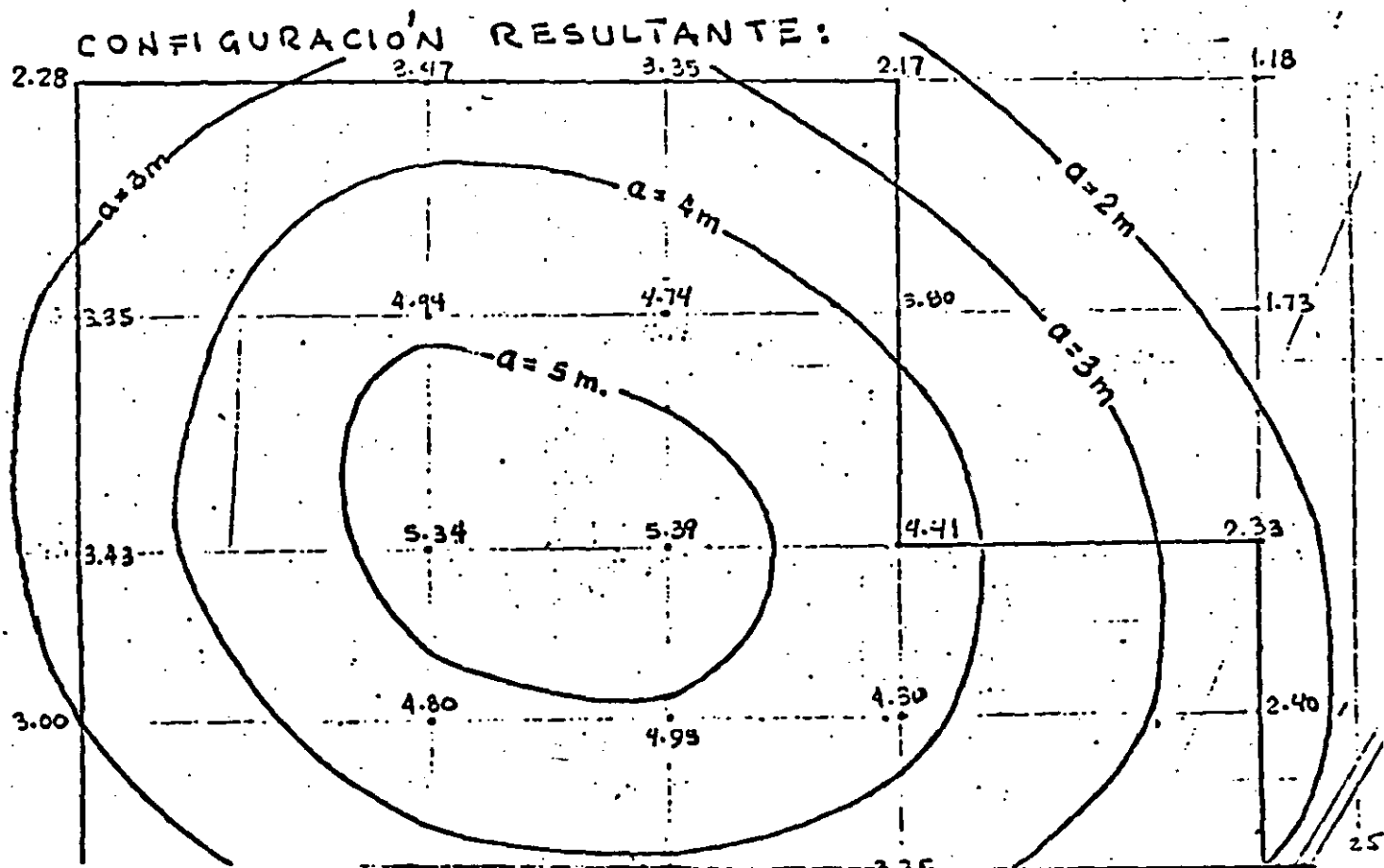
$$\sqrt{4\alpha t} = \sqrt{4(0.5)(3.154 \times 10^7)} = 7942 \text{ m.}$$

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{2}{(7000)^2 + (3000)^2} = 3.45 \times 10^{-8} \text{ m/seg.}$$

$$\frac{q t}{S} = \frac{(3.45 \times 10^{-8})(3.154 \times 10^7)}{0.1} = 10.88$$

P_{T0}	RECTÁNGULO	W (m.)	L (m.)	W/L	$L/\sqrt{4at}$	$C'/(0.5)$	$a' (m.)$	$a (m.)$
8	1-3-8-6	2000	5000	0.40	0.63	0.097	1.06	4.74
	6-8-23-21	5000	5000	1.00	0.63	0.158	1.72	
	3-4-9-8	2000	2000	1.00	0.25	0.060	0.65	
	8-10-25-23	5000	5000	1.00	0.63	0.158	1.72	
	8-9-14-13	2000	2000	1.00	0.25	0.060	0.65	
	8-10-15-13	2000	5000	0.40	0.63	0.097	1.06	
9	1-4-9-6	2000	7000	0.29	0.83	0.110	1.20	3.80
	6-9-21-21	5000	7000	0.71	0.98	0.186	2.02	
	9-10-25-24	3000	5000	0.60	0.63	0.130	1.41	
	9-10-15-14	2000	3000	0.67	0.38	0.076	-0.83	
10	1-5-10-6	2000	10000	0.20	1.26	0.112	1.22	1.73
	6-10-25-21	5000	10000	0.50	1.26	0.199	2.17	
	4-5-10-9	2000	3000	0.67	0.38	0.076	-0.83	
	9-10-15-14	2000	3000	0.67	0.38	0.076	-0.83	
11	1-4-14-11	4000	7000	0.57	0.83	0.165	1.80	3.43
	11-15-25-21	3000	10000	0.20	1.26	0.150	1.63	
12	1-2-12-11	3000	4000	0.75	0.50	0.116	1.26	5.34
	11-12-23-21	3000	3000	1.00	0.38	0.099	1.08	
	2-4-14-12	4000	4000	1.00	0.50	0.135	1.47	
	12-15-25-22	5000	7000	0.43	0.23	0.141	1.53	
12	1-3-13-11	4000	5000	0.80	0.63	0.150	1.63	5.39
	11-13-23-21	3000	5000	0.60	0.63	0.130	1.41	
	3-4-14-13	2000	4000	0.50	0.50	0.086	0.94	
	13-15-25-23	3000	5000	0.60	0.63	0.130	1.41	
14	1-4-14-11	4000	7000	0.57	0.83	0.165	1.80	4.41
	11-14-24-21	3000	7000	0.43	0.83	0.141	1.53	
	14-15-25-24	3000	3000	1.00	0.38	0.099	1.08	
15	1-5-15-11	4000	10000	0.40	1.26	0.180	1.96	2.33
	11-15-25-21	3000	10000	0.30	1.26	0.150	1.63	
	4-5-15-14	3000	4000	0.75	0.50	0.116	-1.26	
16	1-4-19-16	5500	7000	0.79	0.88	0.193	2.10	3.00
	16-20-25-21	1500	10000	0.15	1.26	0.087	0.95	
	11-15-20-16	1500	10000	0.15	1.26	0.087	-0.95	
	11-14-19-16	1500	7000	0.21	0.88	0.083	0.90	
17	1-2-17-16	3000	5500	0.55	0.69	0.131	1.43	4.80
	16-17-22-21	1500	3000	0.50	0.38	0.060	0.65	
	2-4-19-17	4000	5500	0.73	0.69	0.156	1.70	
	12-15-20-17	1500	7000	0.21	0.88	0.083	0.90	
	17-20-25-22	1500	7000	0.21	0.88	0.083	0.90	
	12-14-19-17	1500	4000	0.38	0.50	0.072	-0.78	
18	1-3-18-16	5000	5500	0.91	0.69	0.173	1.80	4.95
	16-18-23-21	1500	5000	0.30	0.63	0.080	0.87	
	3-4-19-18	2000	5500	0.36	0.63	0.091	0.99	
	13-15-20-18	1500	5000	0.30	0.63	0.080	0.87	
	18-20-25-23	1500	5000	0.30	0.63	0.080	0.87	
	13-14-19-18	1500	2000	0.75	0.25	0.049	-0.53	

P_{T0}	RECTANGULO	W (m.)	L (m.)	W/L	$L/\sqrt{4\alpha t}$	$a'/(\frac{9t}{5})$	a' (m.)	a (m.)
19	1-4-19-16	5500	7000	0.79	0.88	0.193	2.10	4.30
	13-19-24-21	1500	7000	0.21	0.88	0.023	0.45	
	14-15-20-19	1500	3000	0.50	0.38	0.060	0.65	
	13-21-25-24	1500	3000	0.50	0.38	0.060	0.65	
20	1-5-20-15	5500	10000	0.55	1.26	0.205	2.33	2.40
	16-20-25-21	1500	10000	0.15	1.26	0.087	0.95	
	14-15-20-19	1500	3000	0.50	0.38	0.060	0.65	
	4-5-20-19	3000	5500	0.55	0.69	0.131	1.43	
21	1-4-24-21	7000	7000	1.00	0.88	0.209	2.27	2.37
	11-15-25-21	3000	10000	0.30	1.26	0.150	1.63	
	11-14-24-21	3000	7000	0.43	0.88	0.141	1.53	
22	1-2-22-21	3000	7000	0.43	0.88	0.141	1.53	3.60
	2-4-24-22	4000	7000	0.57	0.88	0.165	1.80	
	12-15-25-22	3000	7000	0.43	0.88	0.141	1.53	
	12-14-24-22	3000	4000	0.75	0.50	0.116	1.26	
23	1-3-23-21	5000	7000	0.71	0.88	0.186	2.02	3.80
	3-4-24-23	2000	7000	0.29	0.88	0.110	1.20	
	13-15-25-23	3000	5000	0.60	0.63	0.130	1.41	
	13-14-24-23	2000	3000	0.67	0.38	0.076	0.83	
24	1-4-24-21	7000	7000	1.00	0.88	0.209	2.27	3.35
	14-15-25-24	3000	3000	1.00	0.38	0.099	1.08	
25	1-5-25-21	7000	10000	0.70	1.26	0.224	2.44	1.99
	14-15-25-24	3000	3000	1.00	0.38	0.099	1.08	
	4-5-25-24	3000	7000	0.43	0.88	0.141	1.53	



SYSTEM SETUP PARAMETERS

Please press the <Caps Lock> key and then hit <RETURN>.
Do you have a color monitor (Y=yes, N=no)? N

MICROCOMPUTER PLASM

Mode of input: The program is set up such that data are entered interactively. Then the program can store the data on an external file which can be used for subsequent runs. If you have no external file to begin with, then you must choose the interactive mode.

1. Interactive
2. Already in external file

Select mode of input (1 or 2): 1

PRELIMINARY DATA INPUT

Are you going to model a confined or unconfined aquifer?
(C-confined, U-unconfined)? C

Do you want the predictor in effect (Y=yes, N=no)? Y

Do you want the water balance in effect (Y=yes, N=no)? Y

Enter error percentage for water balance 5

USUALLY 1-2%

UNITS

You have the option of using English or Metric units for parameter values. The following table show units for each parameter data as used in this program.

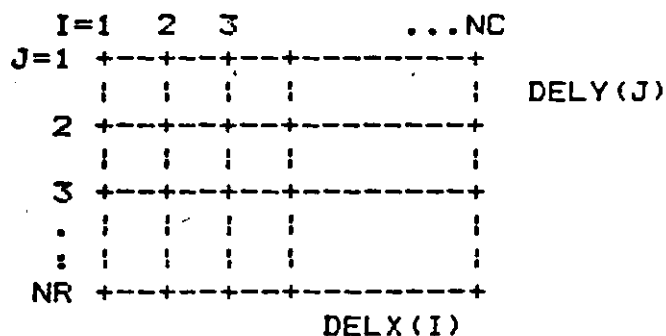
	English	Metric
Head	ft	m
Hydraulic Conductivity	gal/day/Sq.ft	m/day
Transmissivity	gal/day/ft	Sq.m/day
Withdrawal/node	gal/day	Cu.m/day
Withdrawal(per unit area)	gal/day/Sq.ft	m/day
Distance	ft	m
Time	day	day
Leakance	gal/day/Cu.ft	1/day

Storage coefficient is expressed as a decimal.

Enter selected system of units (E-English, M-Metric) E

Do you wish to redo this screen data (Y=yes, N=no)? N

GRID NOTATION



Overlay the grid shown above onto the map of the aquifer. NR and NC represent the number of rows and columns of the grid, respectively. The total number of nodes is given by the product of NC and NR. You must specify NC and NR to be at least 3. The spacing between the rows and columns of the grid may take on variable distances. Specification of the DELX and DELY spacings follows on the next screen.

Enter number of rows of grid 5

5

Enter number of columns of grid 7

7

The spacings, DELX(I), below are in the COLUMN direction.

Enter a spacing now or press <RETURN> to use the previous value

Enter spacing for DELX of 1 1000

delx(1) = 1000

Enter spacing for DELX of 2

delx(2) = 1000

Enter spacing for DELX of 3

delx(3) = 1000

Enter spacing for DELX of 4

delx(4) = 1000

Enter spacing for DELX of 5

delx(5) = 1000

Enter spacing for DELX of 6

delx(6) = 1000

Do you wish to reenter the DELX(I) spacings (Y=yes N=no)? N

The spacings, DELY(J), below are in the ROW direction.

Enter a spacing now or press <RETURN> to use the previous value

Enter spacing for DELY of 1 1000

dely(1) = 1000

Enter spacing for DELY of 2

dely(2) = 1000

Enter spacing for DELY of 3

dely(3) = 1000

Enter spacing for DELY of 4

dely(4) = 1000

Do you wish to reenter the DELY(J) spacings (Y=yes N=no)? N

Do you want to redo the entire grid and spacings (Y=yes, N=no)? N

DEFAULT PARAMETER DATA

Now let us fill the arrays of transmissivity, storage coefficient, head and withdrawal rate with default values. By default the aquifer is assumed homogeneous and isotropic.

Enter default transmissivity 50000
50000
Enter default storage coefficient .001
.001
Enter default elevation of head 0
0
Enter default withdrawal rate (per unit area) 0
0
Enter default leakance coefficient (P'/m') .001
.001
Enter default elevation of source bed head 0
0
Enter default confining layer bottom elevation -5
-5

Do you want to redo this screen data (Y=yes, N=no)? ? N

SPECIAL ZONES

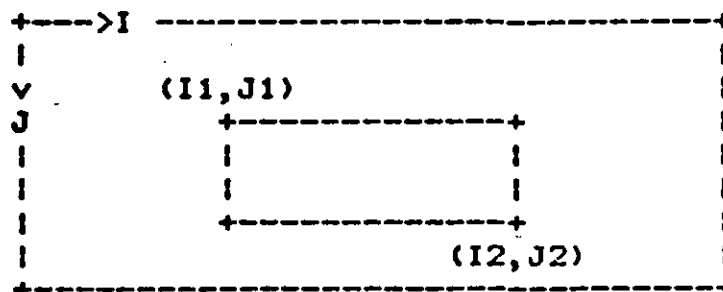
Is there a zone within the area of interest where any parameters shown on previous default value screen have a different value ?

(NOTE. If you want constant withdrawal rates differing from node to node, these are also treated as special zones.)

(Y=yes, N=no) ? Y

SPECIAL ZONE INPUT MENU

Fit a rectangle around the zone. Specify the corner nodes I1, J1, I2, and J2 such that $I1 \leq I2$ and $J1 \leq J2$. A line zone could be represented by either $I1=I2$ or $J1=J2$. Similarly a point could be made by both $I1=I2$ and $J1=J2$. Use the figure below for understanding program notation



Enter values of I1 and J1 (example: 3,5) 3,3

Enter values of I2 and J2 3,3
3, 3

If you want to keep the default value for any of the following parameters type 999 instead

Enter transmissivity in J direction 999
50000

Enter transmissivity in I direction 999
50000

Enter storage coefficient 999
.001

Enter head value 999
0

Enter withdrawal rate (per unit area) .1
.1

Enter leakance coefficient 999
.001

Enter source bed head 999
0

Enter confining bed bottom 999
-5

Do you want to redo this screen data (Y=yes N=no)? N

DO YOU HAVE MORE SPECIAL ZONES (Y=yes, N=no)?

Enter values of I1 and J1 (example: 3,5) 7,1
7, 1

Enter values of I2 and J2 7,5
7, 5

If you want to keep the default value for any of the following parameters type 999 instead

Enter transmissivity in J direction 999
50000

Enter transmissivity in I direction 999
50000

Enter storage coefficient 1E3
1000

Enter head value 999
0

Enter withdrawal rate (per unit area) 999
0

Enter leakance coefficient 999
.001

Enter source bed head 999
0

Enter confining bed bottom 999
-5

Do you want to redo this screen data (Y=yes N=no)? N

Do you have more special zones (Y=yes, N=no)? Y

Enter values of I1 and J1 (example: 3,5) 1,4
1, 4
Enter values of I2 and J2 2,5
2, 5

If you want to keep the default value for any of the following parameters type 999 instead

Enter transmissivity in J direction 0
0
Enter transmissivity in I direction 0
0
Enter storage coefficient 999
.001
Enter head value 999
0
Enter withdrawal rate (per unit area) 999
0
Enter leakance coefficient 999
.001
Enter source bed head 999
0

Enter confining bed bottom 999
-5

Do you want to redo this screen data (Y=yes N=no)? N

Do you have more special zones (Y=yes, N=no)? N

ERROR CHECK ON PREDICTED HEAD

As a rule of thumb, the following relationship may be used for determining convergence of predicted heads

ERROR = Implied accuracy per node times the number of model nodes.
At this point, let us assume that we want an implied node accuracy of 0.001 ft or m. The calculation of the convergence ERROR then becomes $0.01 * NC * NR$.

Using your entered data, the ERROR is computed as = .35 ft (or m)

Do you want to change this value (Y=yes, N=no)? Y

Enter error value:.4

Chosen error value= .4

Do you wish to redo this screen data (Y=yes, N=no)? N

VARIABLE WITHDRAWAL RATE DATA INPUT MODE

How many net withdrawal nodes do you wish? 1
How many rates should be included in the schedule? 2
How often, in days, do you want the rates to change in your schedule
(Example: for a different rate every 30 days enter 30)? 10
How many time increments do you want for each rate? 3
Do you wish to redo this screen data (Y=yes, N=no)? N

the I,J coordinate for pump number 1 ? 5,4
rate number 1 for well number 1 (gpd/node or cu.m/day/node) ? 50000
rate number 2 for well number 1 (gpd/node or cu.m/day/node) ? 70000
wish to redo the rates for well number 1 (Y=yes, N=no)? N
wi to redo your pumps and schedules (Y=yes, N=no)? N

INTERACTIVE MICROCOMPUTER PLASM

INPUT DATA PRINTOUT

System of units ;used = ENGLISH (gal-day-ft)
Number of time steps= 6
Initial time step= 2.747253 days
Number of rows and columns= 5 7
Allowed error in head between iteration= .4
Confined conditions.
Water balance in effect. Cutoff value = 5
Predictor in effect.

INITIAL HEAD

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			

TRANSMISSIVITY IN I-DIRECTION

0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			

TRANSMISSIVITY IN J-DIRECTION

0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.5000E+05	0.5000E+05	0.5000E+05
0.5000E+05	0.5000E+05			



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

*R E H A B I L I T A C I O N
D E P O Z O S*

ING: JUAN MANUEL LASSER ILLADES

C O N T E N I D O

1. CONTENIDO
2. VIDEOGRABACION DE POZOS
 - 2.1. EQUIPO UTILIZADO
 - 2.2. UTILIDAD DE LA VIDEOGRABACION
 - 2.3. EJEMPLOS DE VIDEOGRABACION
 - 2.4. CUANDO REALIZAR VIDEOGRABACIONES
3. REGISTROS DE VERTICALIDAD
 - 3.1. EL PROBLEMA
 - 3.2. EQUIPO Y METODO DE TRABAJO
 - 3.3. TOLERANCIAS Y EJEMPLOS
4. LIMPIEZA DE ADEMES
 - 4.1. INCRUSTACION QUIMICA
 - 4.2. INCRUSTACION BACTERIANA
5. SEPARADORES DE ARENA
6. REPARACION DE ADEMES Y ENCAMISADO
7. DESAZOLVES Y ELIMINACION DE OBSTRUCCION

REHABILITACION DE POZOS

POR: ING. JUAN MANUEL LESSER I.

1. INTRODUCCION

El aumento de la población y su consecuente demanda de agua ha ocasionado un incremento en la explotación de los mantos acuíferos. Actualmente existen varias decenas de miles de pozos que, en la mayoría de los casos, sobreexplotan a los acuíferos.

El alto costo constructivo de pozos nuevos, así como la sobreexplotación, hacen necesario el realizar actividades a fin de hacer más eficiente el uso del agua y de la infraestructura existente para su extracción y utilización.

Hasta hace pocos años, los pozos, después de su construcción, se operaban continuamente y por largo tiempo, hasta que sufrían algún desperfecto. Actualmente, son comunes los programas de rehabilitación que incluyen el mantenimiento periódico de las bombas, sin embargo, el pozo solo en raras ocasiones recibe atención. Parte de esta atención, mantenimiento o rehabilitación del pozo, es lo que a continuación se trata.

El pozo tiene una vida útil determinada, la cual puede ser alargada llevando a cabo tareas de mantenimiento como son desazolve, reparaciones de ademe, encamisado, instalación de separadores, etc., lo cual se puede programar en base a la observación del interior mediante una cámara de televisión.

2. VIDEORABACION DE POZOS

2.1. EQUIPO UTILIZADO

Consiste en una cámara de televisión adaptada dentro de un cilindro de acero - inoxidable de tal manera que puede ser introducida en el pozo y operada bajo - el agua.

La cámara consta de una fuente de luz proporcionada por un foco de halógeno de 100 Watts, colocado dentro de una bombilla que contiene aceite; el aceite previene el sobrecalentamiento. La fuente de luz se coloca aproximadamente 60 centímetros abajo de la cámara y se conecta a ésta por medio de dos barras metálicas que sirven para sujetarla, y para pasar la corriente eléctrica que requiere el foco.

La Figura 1 muestra el exterior del cilindro que contiene a la cámara de televisión, así como la fuente de luz. En la Figura No. 2 se presenta la forma como se adapta la fuente de luz al cilindro que contiene la cámara.

La cámara de televisión se introduce al pozo por medio de un cable de acero, - el cual en su interior incluye un cable coaxial a través del cual se transmiten las señales y la energía eléctrica. El cable es controlado por medio de un malacate eléctrico que se encuentra instalado dentro de una camioneta (Figura 3).

La cámara tiene adaptado un sistema electrónico que permite decodificar la señal observada por la cámara y transmitirla a la superficie.

Dentro de la camioneta, se encuentra la unidad de control que consiste en un sistema electrónico mediante el cual se codifica la señal enviada por la cámara, para ser observada en un monitor y grabada por medio de una videocasetera.

En las Figura 4 y 5 se muestran croquis de la unidad de control y de la distribución de los aparatos que constituyen el equipo dentro de la unidad móvil.

En el Anexo I se muestra un catálogo de un equipo para la videograbación de pozos, el cual incluye varias ilustraciones que muestran diversos aspectos y características del equipo utilizado.

2.2. UTILIDAD DE LA VIDEOGRABACION

La videograbación del interior de un pozo se realiza mediante una cámara especial de televisión. A partir de ella se determina el estado en que se encuentra, el tipo y profundidad de tubos de ademe, la posición del nivel del agua - y la profundidad total o de azolvamiento del pozo. Se detectan también los tramos de tubería de ademe donde las ranuras se encuentran obstruídas por costras de precipitados químicos; se identifican defectos o fallas en la construcción del pozo, en especial en el colocado y terminación de la tubería de ademe, así como colapsos o deformaciones. Se obtiene una idea sobre la verticalidad, se - marcan los sitios donde existen reducciones en diámetro del ademe, así como la presencia de objetos extraños. La videograbación es también de gran utilidad - para conocer la posición de herramientas de perforación atoradas, afin de improvisar las herramientas y métodos de pesca. (Figura 6).

Conociendo el interior del pozo se puede diagnosticar sobre las medidas más - convenientes de realizarse para que el pozo trabaje eficientemente con un consumo adecuado de energía.

2.3. EJEMPLOS DE VIDEOGRABACION

En las hojas del Anexo II se muestran, a manera de ejemplo, los resultados ob-

tenidos mediante las videograbaciones del interior de algunos pozos. El primer caso correspondiente al Pozo No. 14, en el cual se detectaron ligeras desviaciones en la verticalidad; zonas de incrustación que son la causa de la disminución del gasto de extracción y del abatimiento excesivo del nivel de bombeo, así como la profundidad al azolve a 250 metros, en un pozo de 630 metros de profundidad total. En relación al Pozo Garambullos, éste es un ejemplo típico de pozo colapsado en la unión de tuberías, estando el tubo inferior fuera de la vertical, lo cual llega a impedir el paso de la columna de bombeo. En el caso del Pozo El Zorrillo, incluye una tubería deformada y rota que dificulta la introducción del equipo de bombeo. La videograbación del Pozo 1, es el caso de un pozo que se encuentra en buen estado, en el cual se recomendó instalar un desarenador de acuerdo a los problemas que presenta.

2.4. CUANDO REALIZAR VIDEOGRABACIONES

Es recomendable realizar la videograbación de un pozo desde el momento mismo en que termina su construcción; con el objeto de conocer la calidad constructiva y terminado del interior del pozo. En varios organismos oficiales, se ha impuesto como requisito a la entrega del pozo, la revisión de éste mediante una videograbación.

Desafortunadamente en la práctica, se solicita la videograbación de pozos que actualmente se encuentran en uso, cuando se presentan problemas y muchas veces después de haber realizado actividades innecesarias tratando de solucionar un problema desconocido.

Es recomendable, realizar una videograbación del estado en que se encuentra el pozo, cada 5 ó 10 años, aprovechando la extracción de la bomba para mantenimiento.

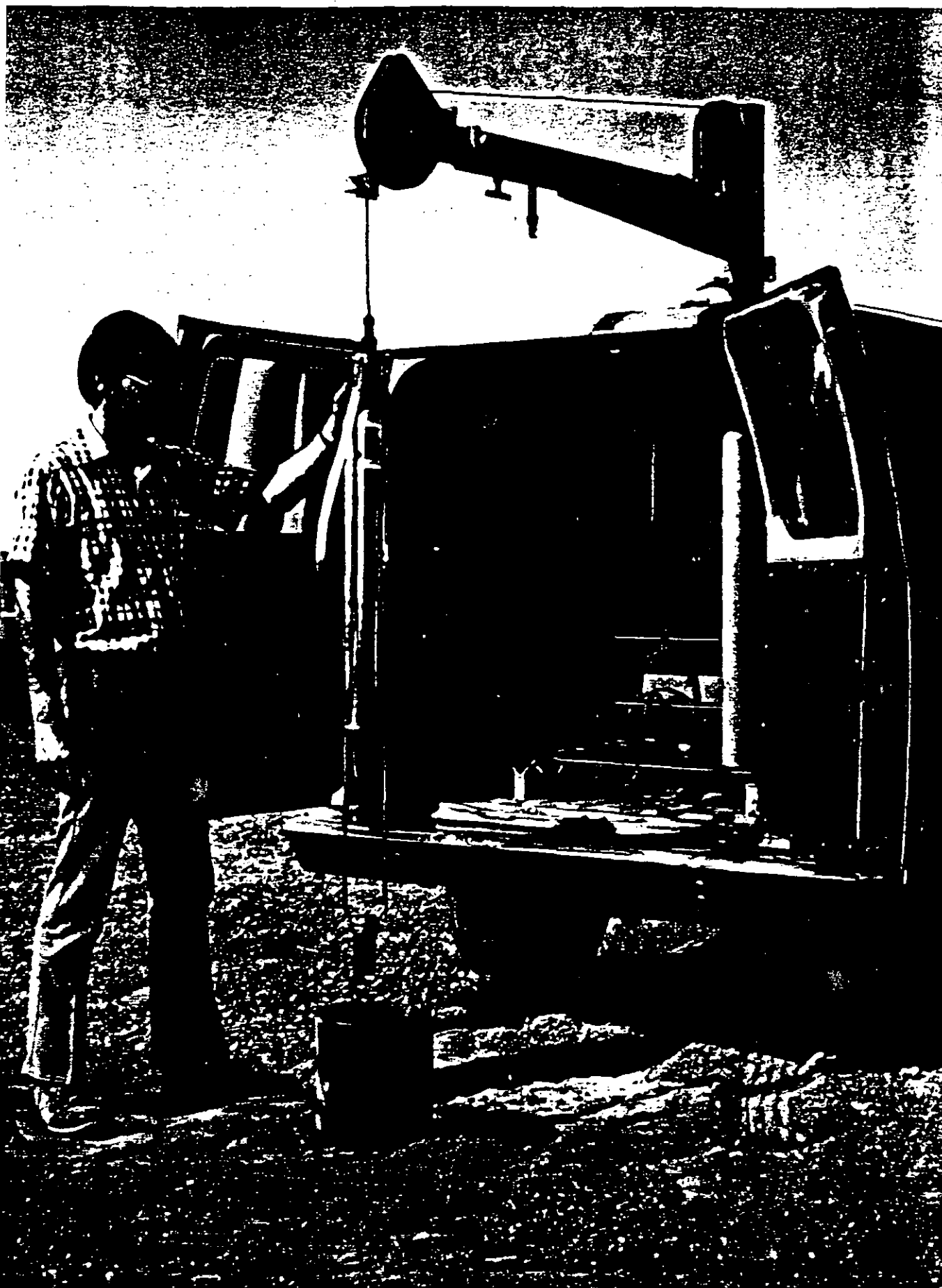
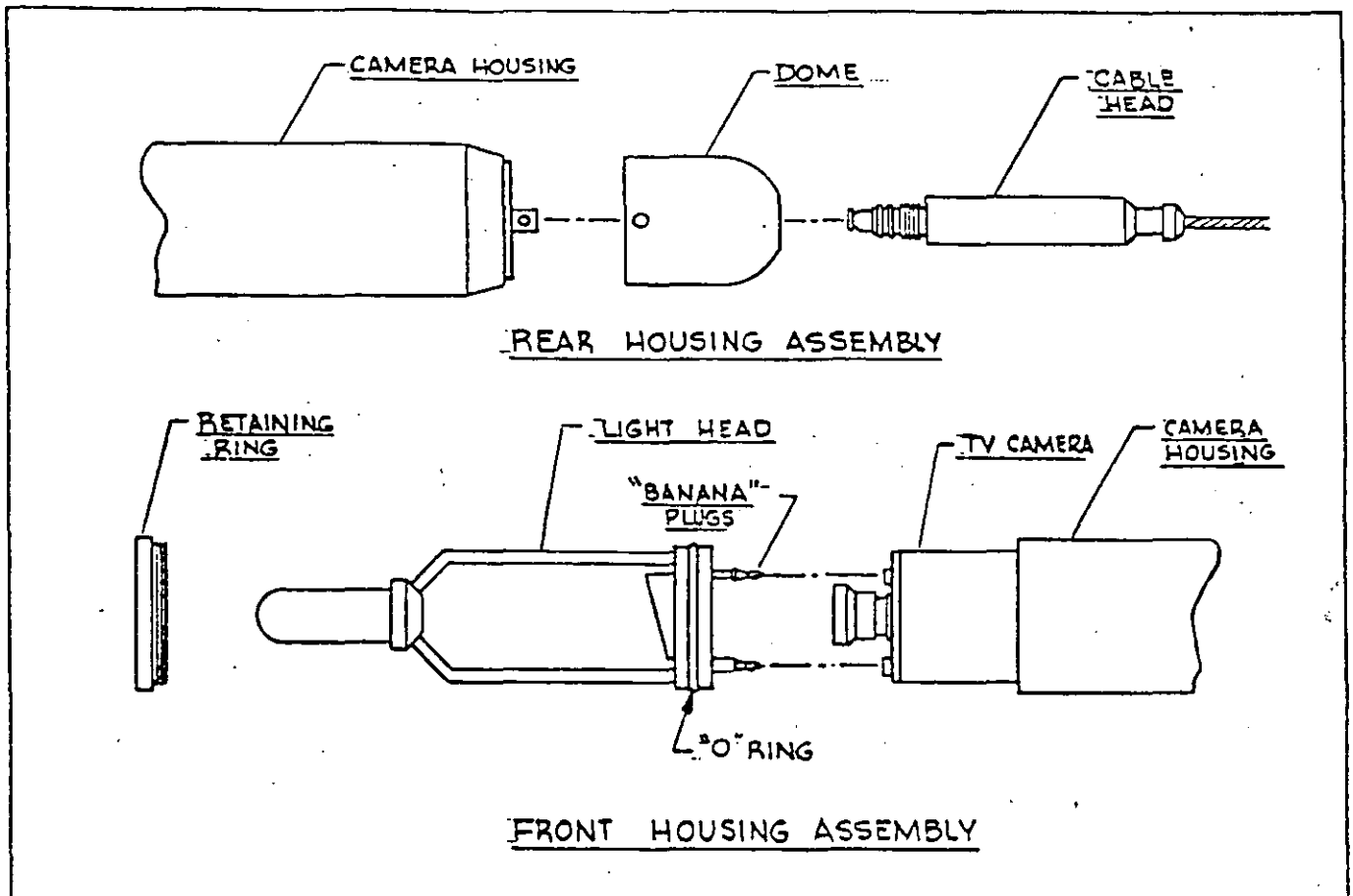


FIG
1

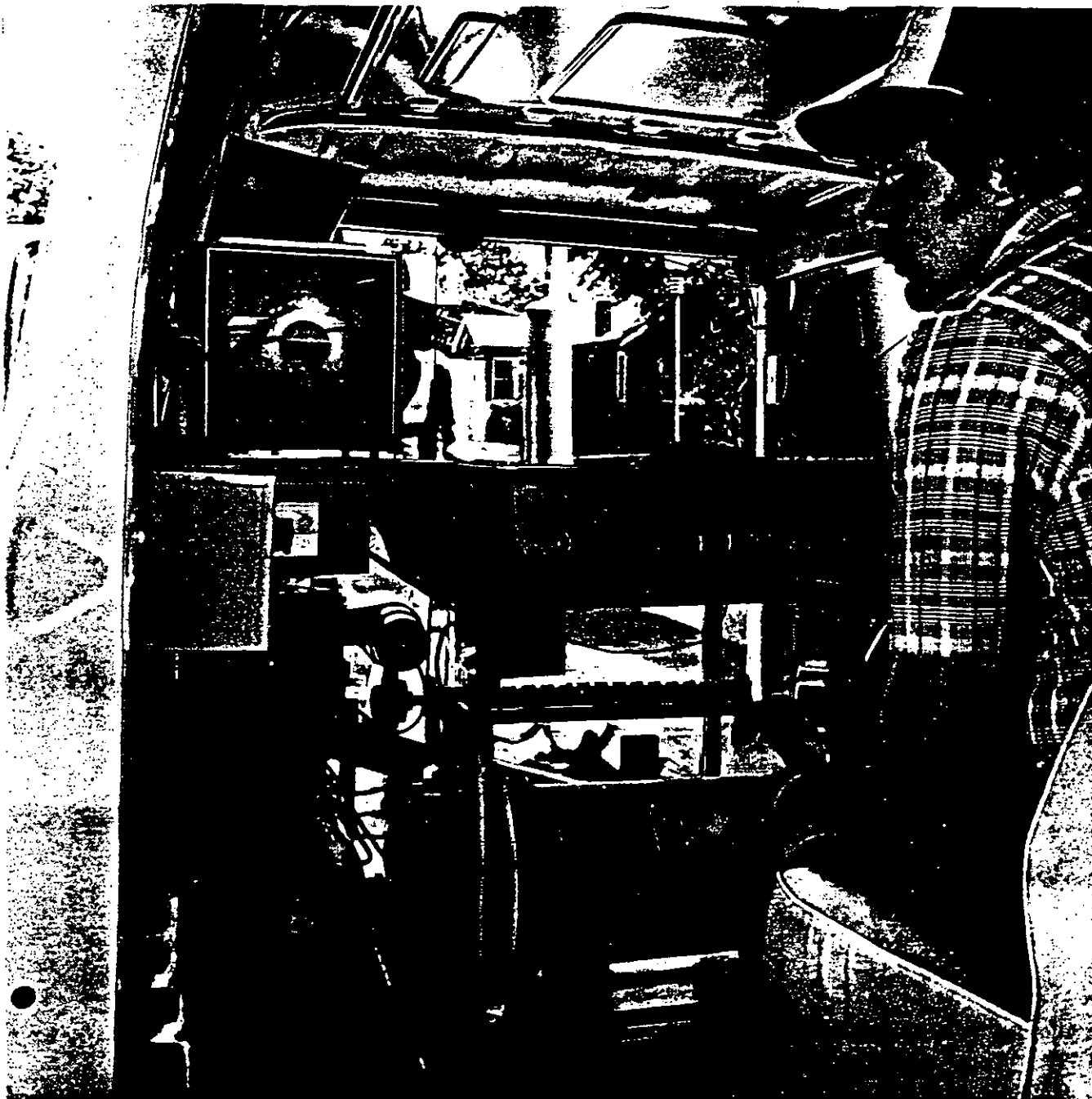


CAMERA HOUSING ASSEMBLY

ASSEMBLING CAMERA AND LIGHTHEAD TO OUTER HOUSING

FIGURE 2

Down-Hole Television



LOG-MASTER MODEL 306-TV

Portable Down-Hole Television Unit, Including:

Model LMH-20-POE Hoist
1500' of Coaxial Cable
Model LM-1750 Generator
Down-Hole Camera Housing
Television Camera
Model LMTV Power Supply Panel
Television Monitor
Video Tape Recorder and Player
Microphone and Speaker
Tool Kit
Spare Parts and Supply Kit
Operators Manual

OPTIONS

1. Model 346A-TV

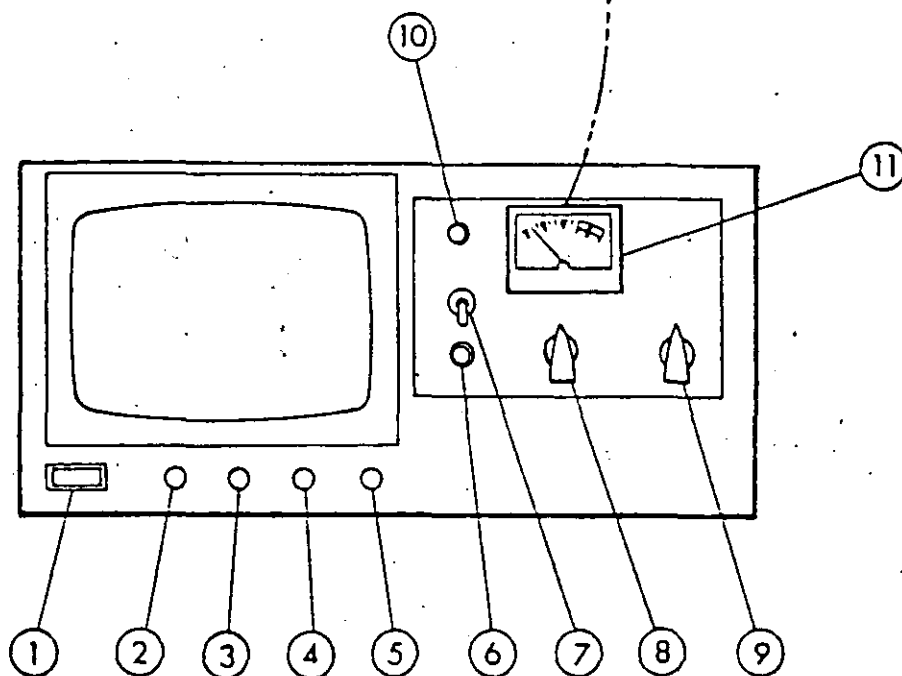
Model 306-TV plus LMR-D Recorder, Panel, and Down-Hole Tool to run Spontaneous Potential and Single Point Resistance Surveys.

2. Model 346B-TV

Model 346A-TV plus LMG-15-3 Gamma Ray Tool.

FIGURA 3

SWITCH AT:	METER WILL INDICATE :
1	Camera Video Output Level
2	Voltage at Lights
3	Amps Drawn by Lights & Camera
4	AC Input Voltage Level
5	12V Power Supply Output



CONTROLS:

- ① Pilot Light-TV Monitor Power
- ② Horizontal Hold
- ③ Vertical Hold
- ④ Brightness (Monitor Picture)
- ⑤ Contrast/ON-OFF (Pull knob to turn Monitor ON)
- ⑥ Footage Reset (Press to zero out number display)
- ⑦ ON-OFF Switch (Power to camera and lights)
- ⑧ Lamp Brightness Control
- ⑨ Test Meter Selector Switch
- ⑩ Pilot Light-Control Unit Power
- ⑪ Test Meter

FIG 4

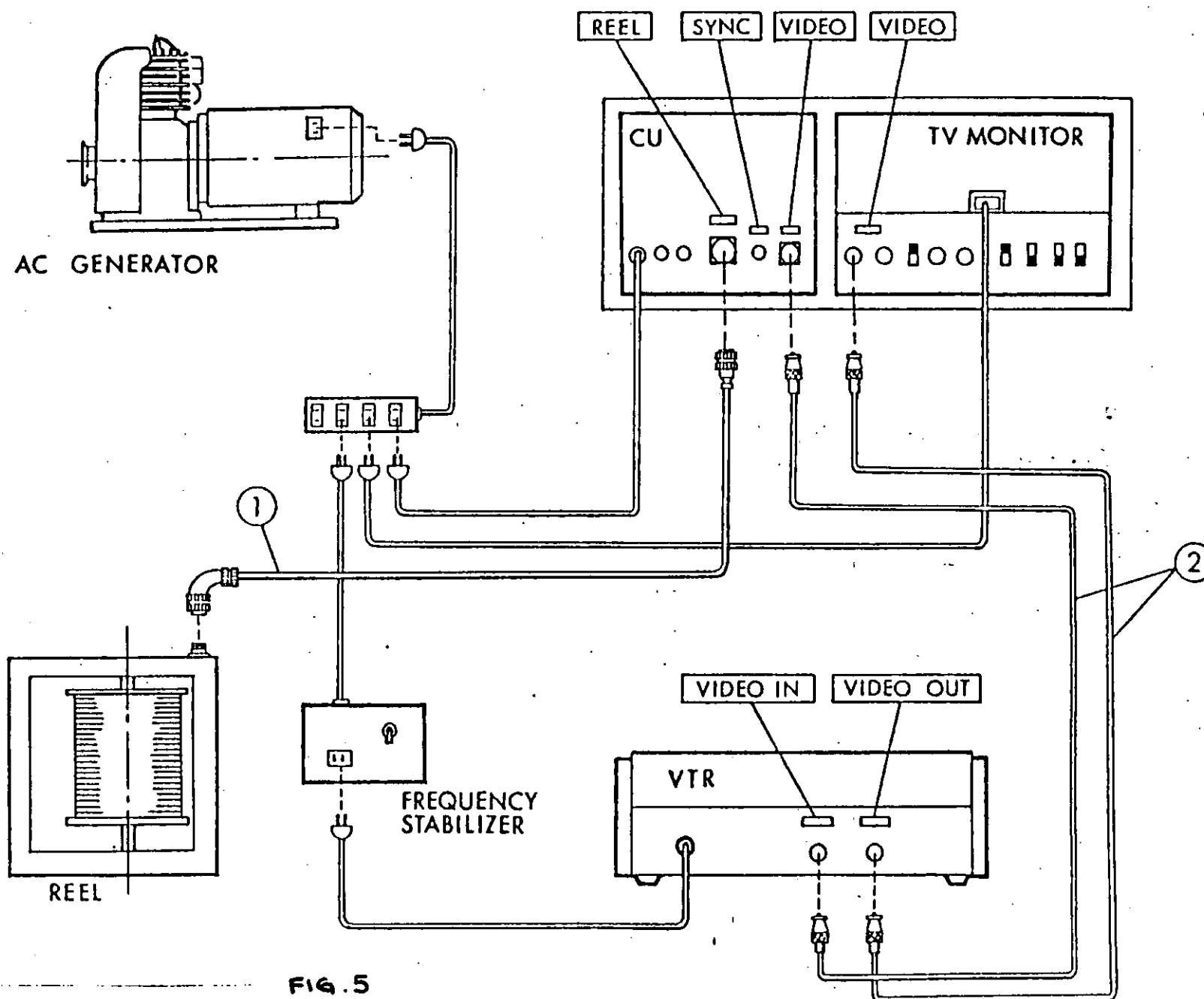


FIG. 5
Connections-Generator Powered System

VIDEOGRABACIONES Y DESINCRUSTACION DE POZOS CON EL METODO "SONAR-JET"

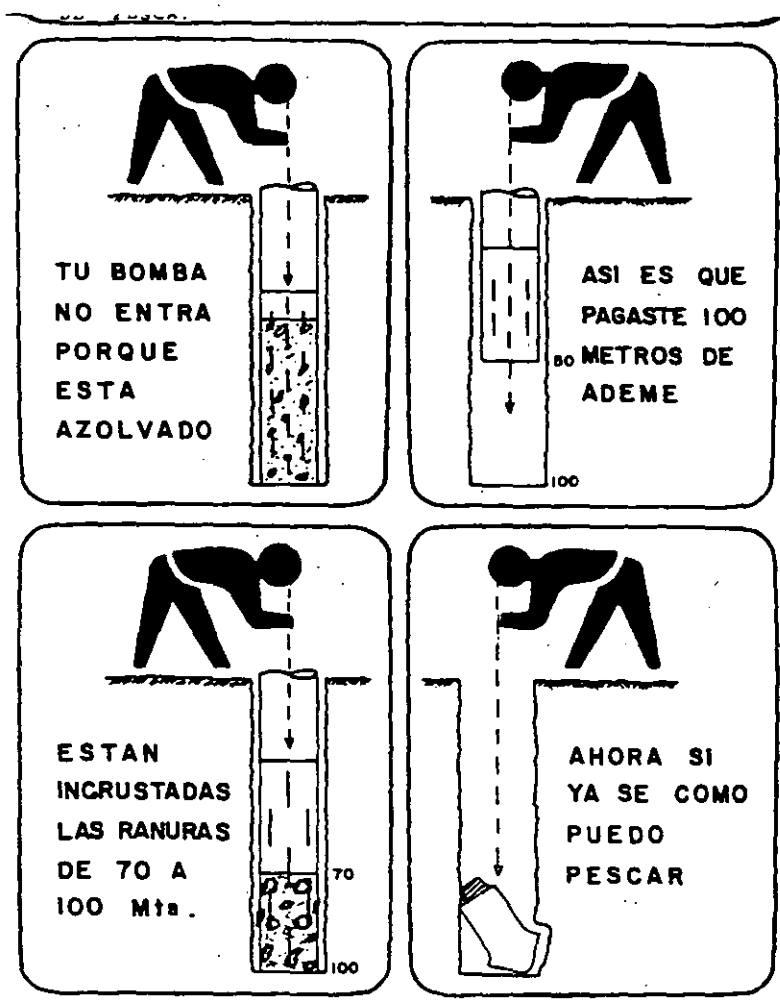


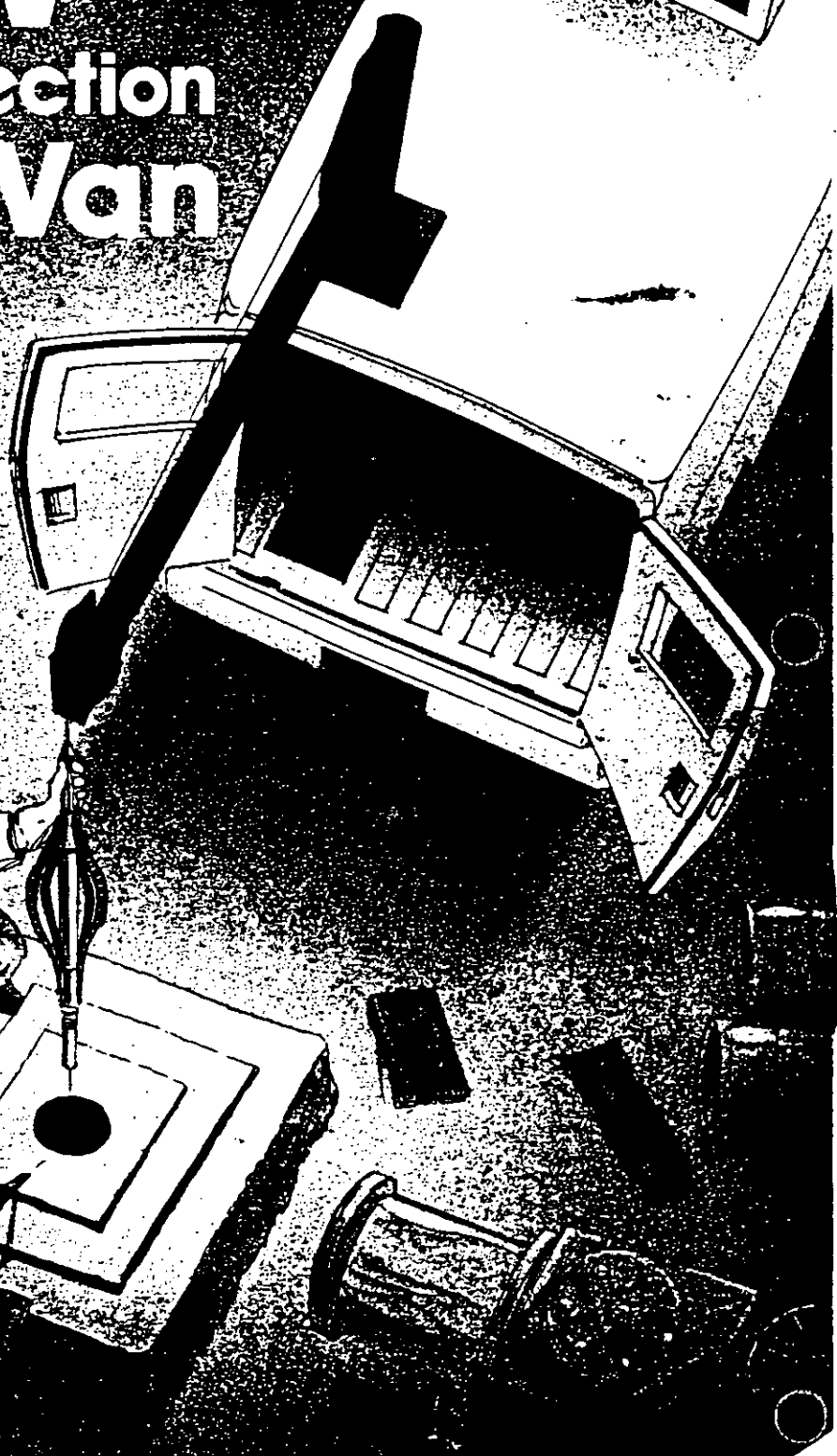
FIG. 6

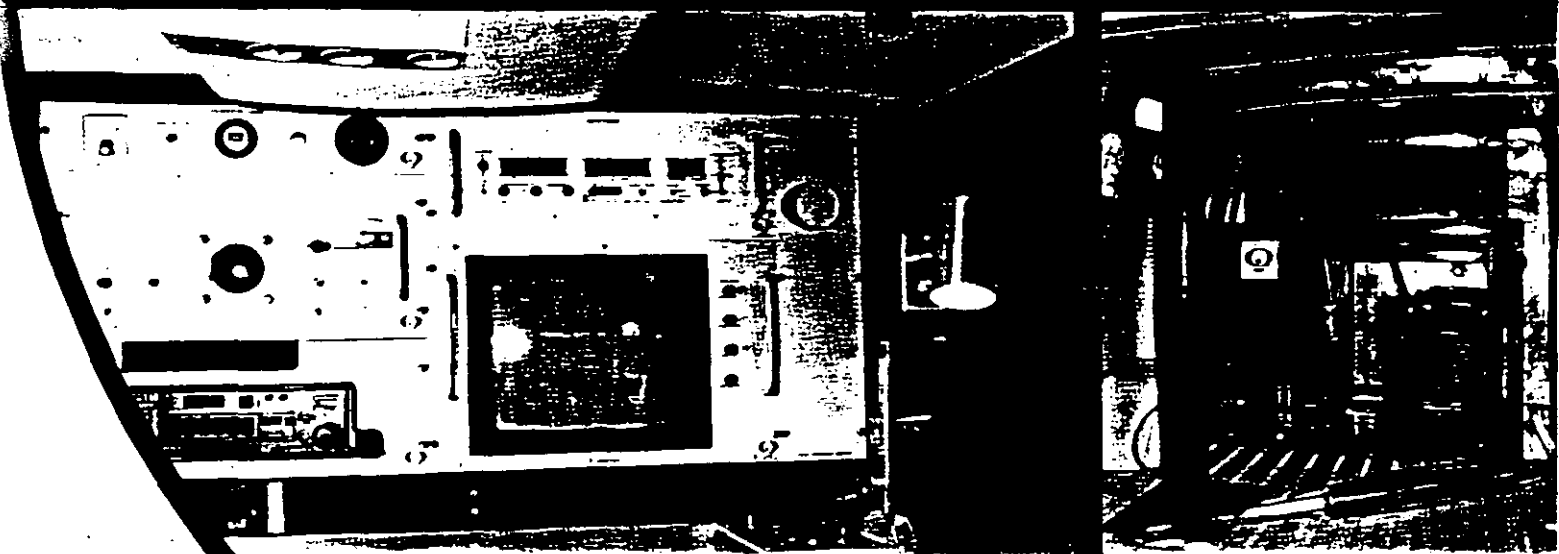
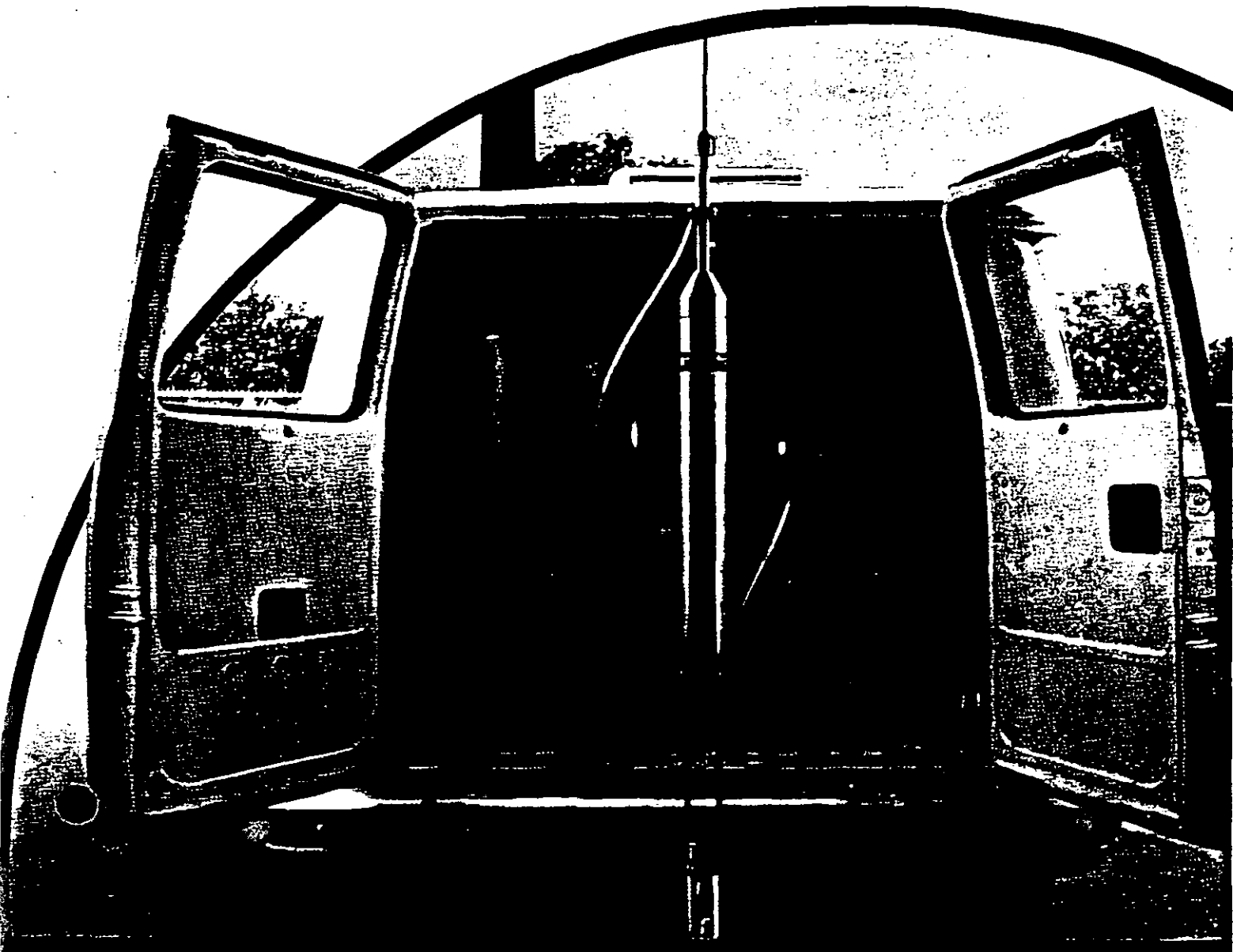


ANEXO I

Q-TV Well Inspection Utility Van

HOJA 1 DE 4





CUES now brings its 20 years of manufacturing and service skills to the well inspection industry

Q-TV

Well Inspection Utility Van

CUES, the world's leading supplier of underground utility television inspection equipment, now offers the well industry the most advanced down-the-hole equipment available. The key features that CUES now exclusively offers are:

High Resolution Camera that provides clear, detailed pictures.

Camera Focus remote controlled from operators station.

Automatic Light Compensating Camera Circuitry adjusts to various light conditions.

Stainless Steel Camera Housing, 3 inch diameter allows for 4 inch well or bore hole inspections.

Thick Wall Camera Housing to withstand pressures up to 2,500 p.s.i.

- Dual Sets of Centralizing Bars to accommodate hole sizes from 6" to 36".

- Dual Bulb, Oil Sealed Lighthead come in three sizes to illuminate small bore and large hole inspections.

- Data View Information Coding System to place the date, job code and footage data on the monitor screen.

- Cassette Video Tape Recorder to document inspections including date, job code and footage.

- Electric Power Draw works with a multiple gear transmission to give the operator a wide range of torque and speed settings.

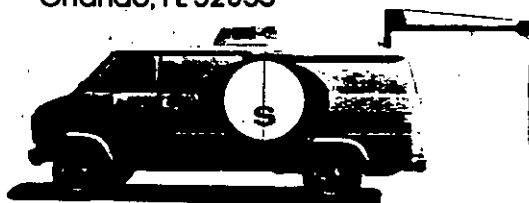
- Optional Equipment including color camera, telescoping boom and cable lengths from 2,000-5,000 feet.

- Complete Equipment Repair Service at both our Orlando and Sacramento facilities, including much of your present equipment.

- Free Electronic Loaner Service for the life of the equipment. No rental charge (except for freight) while yours is being repaired.

CUES - top quality equipment with a proven commitment to service for 20 years. See us at the National Water Well Show in Las Vegas, or call toll free 800/327-7791 for more details.

CUES, Inc.
P.O. Box 5516
Orlando, FL 32855



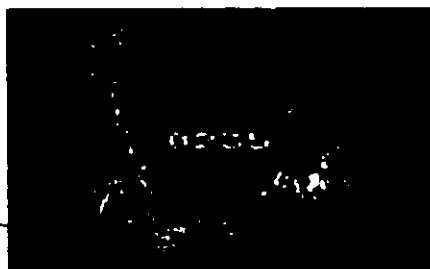
- Lost Production
- Declining Water Level
- Plugged Screens
- Clogged Perforations
- Objects in the Well
- Lost Equipment
- Broken Casings

With the CUES Well Inspection System, a television survey of the well or bore hole can be made quickly to take the guesswork out of well problems.

Detailed inspections at 4,000 feet are standard with the Q-TV Well System, as shown, using 1/4" cable. Depths of over 12,000 feet are possible with increased cable sizes and draw works.



The Q-TV Well Inspection System lets you look at the problems:



The camera is lowered down the hole at a speed controlled by the operator from inside the Van. The complete inspection is recorded on the cassette video tape recorder for a permanent record of the viewing. Also included in the CUES System is a three line data view that places the date, job code and depth on the screen to simplify the record keeping. This data is automatically recorded by the video tape recorder.

In the short time it takes to complete the inspection, the trouble can be pinpointed and the appropriate repair tools or procedures can be selected to solve the problem. The guesswork is eliminated.

CUES is the largest supplier of sewer and pipeline television inspection systems in the country with over 800 systems in operation. More contractors and municipalities use the CUES systems than all other manufactured brands combined. Proven equipment, performance and service have contributed greatly to this widespread acceptance of our systems.

Cues Inc.
3501 Vineland Rd.
Orlando, FL 32805
305/849-0190

Toll Free 800/327-7791
West Coast 800/824-5833
California 800/852-7727

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Rio Guadalquivir 3

Querétaro, Qro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

VIDEOGRABACION DEL POZO 14 BATERIA 2 CENTRAL

TERMoeLECTRICA SAN LUIS POTOSI

ANEXO II

HOJA 1 DE 15

1. DATOS GENERALES

FECHA DE TOMA : 11 de Marzo 1987
COORDENADAS : X 298,457.65 Y 2'417,723.53 Z 1843.75
PROPIETARIO : COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
NIVEL ESTATICO ORIGINAL: 66.79 metros
NIVEL ACTUAL : 77 metros
NIVEL DINAMICO : 140.8 metros
PROFUNDIDAD ORIGINAL : 630 metros
DIAMETRO SUPERFICIAL
DEL ADEME : 16"
DIAMETRO Y LONGITUD
DE ADEME (DATOS CONSTRUCC
TIVOS) : De 0 a 108 metros liso de 16"
De 108 a 250 metros ranurado en 16"
De 250 a 630 metros ranurado en 10"
FECHA DE CONSTRUCCION: Octubre de 1981 a noviembre de 1982
EQUIPO : Bomba de turbina con 150 metros de profundidad
ACUIFERO IMPORTANTE: A partir de los 215 metros

2. DESCRIPCION POR INTERVALOS DE PROFUNDIDAD

De 0 a 77 metros

Tubería de ademe lisa de 16" de diámetro.

A los 60 y 70 metros ligeras desviaciones en la verticalidad del pozo.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Guadalquivir. 3

Querétaro, Oro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

77 metros

Nivel Estático

De 77 a 111 metros

Tubería de ademe lisa de 16" de diámetro

De 111 a 250 metros

Tubería de ademe de 16" de diámetro con ranura de canastilla vertical. Se presentan desviaciones leves en la verticalidad, a los 129, 151, - 170 y 232. La tubería se encuentra limpia de 111 a 140 metros; poco - incrustada de 140 a 158 y severamente incrustada de 158 a 250 metros. A los 149 y 153 metros una parte del ademe que abarca 7 ranuras pre- - senta una rotura horizontal; en total se encuentran 3 roturas; esta - porción de tubería aparentemente se encuentra deformada.

De 190 a 250 metros se presentan abundantes grumos suspendidos que - disminuyen la visibilidad. Estos corresponden a crecimientos de la ba - tería del fierro.

250 metros

Nivel de azolvamiento. Se hace notar que a esta profundidad se reduce el diámetro del ademe, por lo que se debe considerar la posibilidad - de que la campana reductora corresponda a una zona de debilidad que - haya fallado y a través de ella se haya azolvado el pozo.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Rio Guadalquivir. 3

Querétaro, Oro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

CONCLUSIONES

- Pozo azolvado de los 250 a los 630 metros de profundidad.
- Presenta desviaciones leves en su verticalidad. Aparentemente sin llegar a ser nocivas.
- El ademe se encuentra severamente incrustado, lo cual fue una de las causas de la disminución del gasto de extracción y del abatimiento excesivo del nivel de bombeo.

RECOMENDACIONES

- Desincrustar el tramo entre los 158 y 250 metros, para destapar las ranuras del ademe.
- Inyectar hipoclorito de sodio..20 litros cada 10 metros, de 190 a 250 metros de profundidad, para eliminar el crecimiento de bacterias que obturan el ademe.
- Vigilar periódicamente el tramo entre 149 y 153 metros de profundidad, que podría presentar deformaciones y colapsos futuros.
- Colocar la columna de bombeo arriba de la posible zona de colapso.

NOTA: El desazolve del pozo y reparación de la campana reductora se consideran operaciones costosas y complejas.

LESSER Y ASOCIADOS, S. A.

VIDEOGRABACION DEL INTERIOR DEL POZO GARAMBULLOS.

1. DATOS GENERALES

LOCALIZACION	:	Dolores Hidalgo, Gto.
PROPIETARIO	:	Dr. Jorge Carrillo
FECHA DE LA TOMA	:	21 de Junio 1987
DIAMETRO SUPERFICIAL DEL ADEME	:	10"
NIVEL ESTATICO ORIGINAL	:	39 metros (1970)
NIVEL ESTATICO ACTUAL	:	57 metros (1987)
NIVEL DINAMICO ACTUAL	:	Aproximadamente 62 metros
GASTO ACTUAL	:	36 lps
PROFUNDIDAD ORIGINAL	:	150 metros
PROFUNDIDAD ACTUAL:	:	136 metros
EQUIPO DE BOMBEO	:	Turbina vertical de 6" de diámetro y 62.5 metros de longitud.

2. DESCRIPCION POR INTERVALOS DE PROFUNDIDAD

De 0 a 40 metros

Tubería de ademe lisa de 10" de diámetro. A los 6 metros, 2 tubos de ademe se encuentran desprendidos.

De 40 a 57 metros

Tubería de ademe de 10" de diámetro con ranuras verticales aparentemente hechas con soplete; cortas y separadas. Las paredes del ademe se encuentran cubiertas por una capa de material incrustante que impide la observación clara de las ranuras. A los 42, 48 y 54 metros se presentan desviaciones ligeras de la vertical.

LESSER Y ASOCIADOS, S. A.

57 metros

Nivel Estático.

De 57 a 65 metros

Tubería de ademe de 10" de diámetro con ranuras verticales cortas y escasas, cubiertas por una capa de material incrustante.

65 metros

Colapso. Dos tubos de ademe se encuentran separados dejando un tramo libre de aproximadamente 30 centímetros. El tubo inferior se encuentra ligeramente fuera de la vertical. El centro de la cámara, al pasar por el colapso pega a la pared del pozo, donde podrían existir atorones al introducir el equipo de bombeo.

De 65 a 83 metros

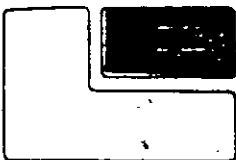
Tubería de ademe de 10" de diámetro con ranuras verticales. Las paredes del ademe se encuentran severamente incrustadas, llegando a impedir la observación de las ranuras.

83 metros

Colapso. Dos tubos del ademe se encuentran desprendidos y separados aproximadamente 20 centímetros.

De 83 a 136 metros

Tubería de ademe de 10" de diámetro con ranuras verticales poco visibles; se encuentran severamente incrustadas excepto en el intervalo entre 98 y 128 metros, donde están un poco más limpias. A partir de los 85 metros, se presentan desviaciones constantes en la verticalidad.



LESSER Y ASOCIADOS, S. A.

136 metros

Nivel de azolvamiento.

CONCLUSIONES

- Pozo severamente incrustado, aunque esta incrustación no afecta la productividad actual.
- Presenta constantes desviaciones fuera de la vertical
- Colapsos a los 65 y 83 metros de profundidad.
- A los 65 metros la tubería se encuentra despegada y el tubo inferior fuera de la vertical, lo cual impidió el paso de una bomba de 6" de diámetro.
- El nivel de bombeo con la bomba de 6" se encontraba cerca de los tazonos, o sea alrededor de 58 metros, lo que ocasionaba que el pozo "boqueara".
- El nivel estático tiene un abatimiento regional de aproximadamente 1 metro por año.
- La vida útil del pozo bombeando arriba del colapso (65 metros) es muy corta por lo que será necesario equipar a mayor profundidad, lo que implica reducir el diámetro de la bomba y por lo tanto el caudal de extracción.

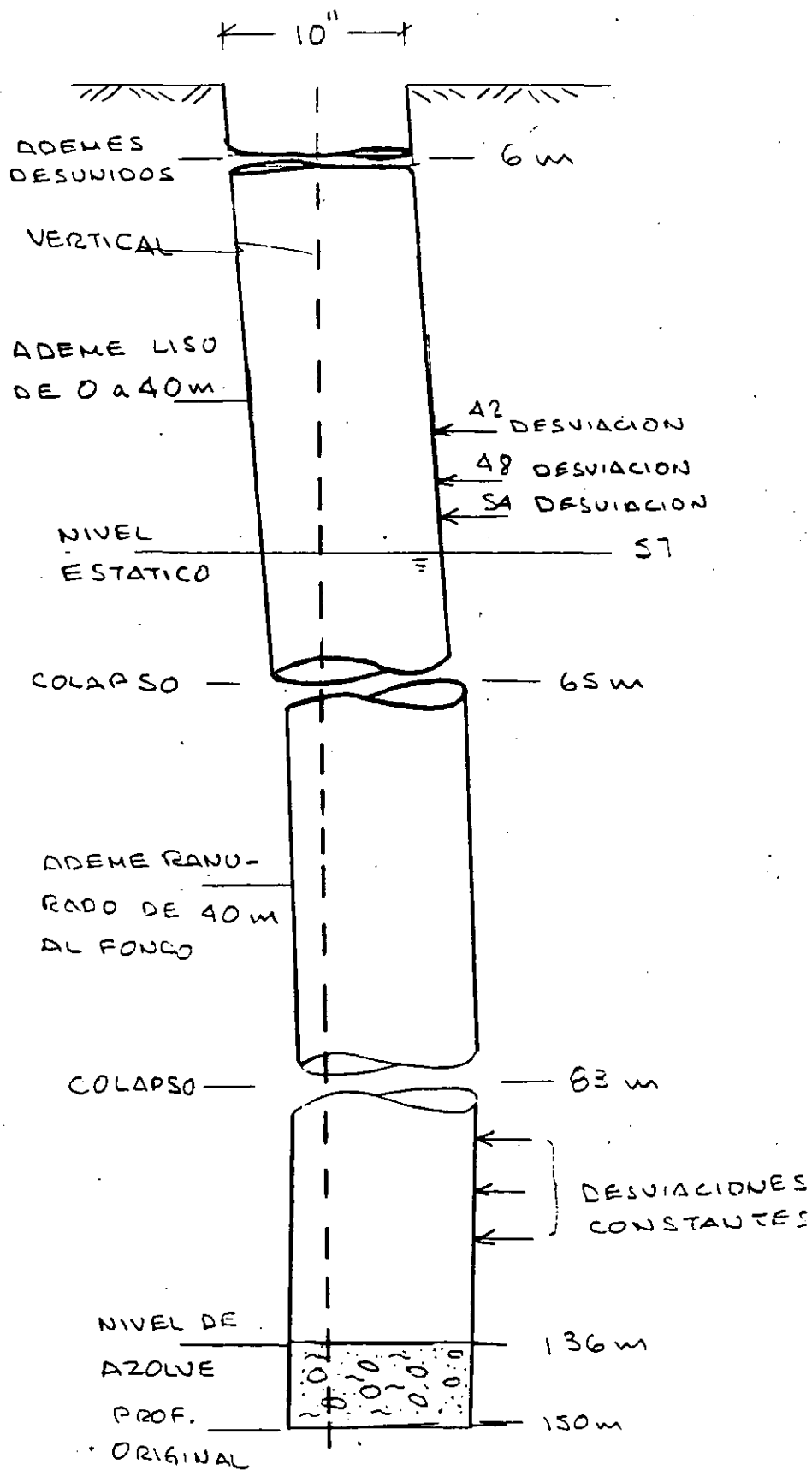


LESSER Y ASOCIADOS, S. A.

RECOMENDACIONES

- Equipar con bomba sumergible de 4" de diámetro.
- Hacer del conocimiento del instalador de bombas el problema - - existente a los 65 metros, para que si es necesario, diseñe alguna "guía" que permita el paso de la bomba a profundidad.
- Introducir un tubo de 12 metros de longitud y 4" de diámetro a fin de determinar hasta que profundidad puede introducirse y a partir de ello determinar la longitud de la columna de la bomba.

POZO RANCHO EL GARAMBULLO
DOLORES HIDALGO, GTO.



PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A
Rio Guadalquivir 3

México, D. F.
Querétaro, Qro.

C. P. 06140
C. P. 76020

Tel. 553-04-90
Tel. (91-463) 43522

VIDEOGRABACION DEL INTERIOR DEL POZO EL ZORRILLO

1. DATOS GENERALES

LOCALIZACION : Rancho Santa Ma. Magdalena, Qro.
PROPIETARIO : Lic. Carlos Sánchez Navarro
FECHA DE LA TOMA : 20 de Julio 1987
DIAMETRO SUPERFICIAL DEL ADEME : 14"
NIVEL ESTATICO ACTUAL: 56 metros
GASTO ACTUAL : 40 lps.
PROFUNDIDAD ACTUAL : 162 metros
EQUIPO DE BOMBEO : Bomba de turbina vertical con 100 metros de longitud y 8" de diámetro.
NOTA : Al extraer la bombaba se tuvieron atorones a los 60-65 metros de profundidad.

2. DESCRIPCION POR INTERVALOS DE PROFUNDIDAD

De 0 a 47 metros

Tubería de ademe lisa de 14" de diámetro, con costura helicoidal. Presenta ligeras desviaciones fuera de la vertical.

De 47 a 56 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro con ranuras horizontales.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

o Guadalquivir 3

Querétaro, Oro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

56 metros

Nivel Estático.

De 56 a 65 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro con ranuras horizontales. Se observaron ligeras desviaciones en la verticalidad del pozo.

65 metros

Tubería de ademe deformada y rota.

De 65 a 162 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro, con ranuras sensiblemente horizontales, aisladas. El pozo presenta desviaciones en su verticalidad.

162 metros

Nivel de azolvamiento.

CONCLUSIONES

- El pozo presenta constantes desviaciones ligeras fuera de la vertical.
- A los 65 metros, la tubería se encuentra deformada y rota.
- Se considera difícil volver a equipar el pozo con la bomba de 8" de diámetro. Se correría el riesgo de que no entre abajo de 65 metros o bien que se atore y se pierda el equipo.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Rio Guadalquivir 3

Querétaro, Qro.

C. P. 76020

Tel. (91 463) 43522

RECOMENDACIONES

- Instalar un equipo de bombeo de 6" de diámetro, lo cual disminuirá el caudal de extracción original, pero permitirá equipar el pozo con mayor facilidad y menores riesgos.
- En caso de que se adquiriera un nuevo equipo, se recomienda sea de tipo sumergible, ya que el pozo presenta continuas desviaciones fuera de la vertical.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Guadalquivir 3

Querétaro, Oro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

VIDEOGRABACION DEL INTERIOR DEL POZO No. 1

RANCHO LA REDONDA DE ABAJO

1. DATOS GENERALES

LOCALIZACION : 2 Kilómetros al Sur de Ezequiel Montes
PROPIETARIO : Sr. Claudio Bortuluz Orlandi
FECHA DE LA TOMA : 6 Octubre 1987
FECHA DE PERFORACION: 1972
DIAMETRO SUPERFICIAL DEL ADEME : 14"
NIVEL ESTATICO ORIGINAL: 101 metros (1973)
NIVEL ESTATICO ACTUAL : 120 metros
NIVEL DINAMICO ORIGINAL: 125 metros (1984)
NIVEL DINAMICO ACTUAL : 130 metros (aproximadamente)
GASTO ACTUAL : 60 lps (aproxim.)
PROFUNDIDAD ORIGINAL : 216 metros
PROFUNDIDAD ACTUAL : 188 metros
LONGITUD AZOLVADA : 28 metros
EQUIPO DE BOMBEO : Turbina vertical de 8" de diámetro y -
aproximadamente 140 metros de columna.
DATOS CONSTRUCTIVOS SEGUN DISEÑO : Tubería lisa de 14" de 0 a 146 metros;-
ranurada de 146 a 216 metros.
TEMPERATURA DEL AGUA : 37° C
NOTA : Al bombear arroja arena.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89 A
Rio Guadalquivir 3

México, D. F.
Querétaro, Oro.

C. P. 06140
C. P. 76020

Tel. 553-04-90
Tel. (91-463) 43522

2. DESCRIPCION POR INTERVALOS DE PROFUNDIDAD

De 0 a 94 metros

Tubería de ademe lisa de 14" de diámetro y costura elicoidal. A los 63 metros la unión entre dos tubos de ademe se encuentra despegada. Se presenta ligera desviación de la vertical a los 67 metros.

De 94 a 120 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro con ranuras inclinadas, cortas y aisladas. Ligera desviación a los 111 metros.

120 metros

Nivel estático. Cubierto por una capa de aceite.

De 120 a 152 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro con ranuras inclinadas, cortas y aisladas. Presenta intervalos con costras de incrustación sobre las paredes del ademe. Ligera desviación a los 139 metros.

De 152 a 188 metros

Tubería de ademe de 14" de diámetro, aparentemente lisa, ya que no se llegan a observar ranuras. Las paredes se encuentran incrustadas con diferentes grados de intensidad.

188 metros

Nivel de azolvamiento.

PERFORACIONES LEOR, S.A.

Cuernavaca 89-A

México, D. F.

C. P. 06140

Tel. 553-04-90

Guadalquivir. 3

Querétaro, Qro.

C. P. 76020

Tel. (91-463) 43522

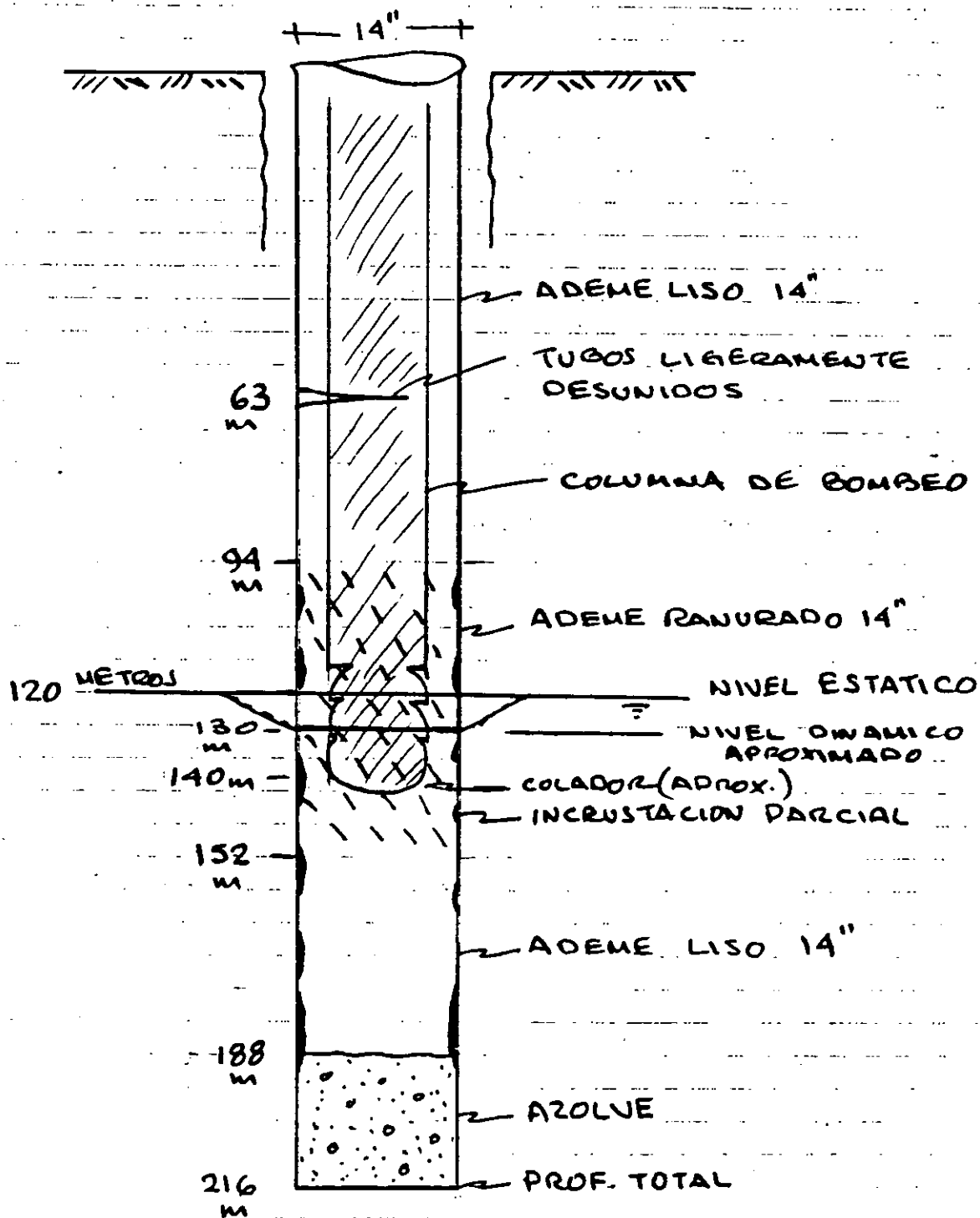
CONCLUSIONES

- El pozo se encuentra en general en buen estado.
- Ademe liso de 0 a 94 y $\pm$ 152 metros hasta el fondo; ranurado de 94 a $\pm$ 152 metros.
- Las ranuras se encuentran parcialmente cubiertas por costras de incrustación, sin embargo, este taponamiento no ha disminuido el rendimiento del pozo.
- En el futuro se requerirá desazolvar.
- El único problema del pozo es la extracción de arenas las cuales podrían formar cavernas y ocasionar el colapso de la tubería.

RECOMENDACIONES

- Colocar un desarenador en el extremo inferior de la columna con lo cual se protegería el equipo de bombeo.
- Añadir grava en el espacio anular pozo-ademe, lo cual probablemente rellene las cavernas ocasionadas por la extracción de arenas.

DATOS DE LA VIDEOGRABACION
6 OCTUBRE 1987
POZO 1 RANCHO LA REDONDA DE ABAJO



3. REGISTROS DE VERTICALIDAD

3.1. EL PROBLEMA

La mayor parte de los pozos no presentan una vertical perfecta. Durante su - - construcción, las barreras de perforación se llegan a desviar, presentando desviaciones que pueden variar desde unos cuantos centímetros hasta varios metros.

La falta de verticalidad de un pozo es un problema que se refleja al equiparlo y operarlo. Las tradicionales bombas de flecha consisten en una columna metálica rígida que por lo general tiene longitudes de entre 50 y 100 metros; lleva en su interior una flecha que gira a un determinado número de revoluciones por minuto. Esta larga flecha está diseñada para trabajar bajo una vertical perfecta y a falta de ésta, existirán desgastes prematuros y en ocasiones rotura de ella.

Las bombas sumergibles presentan cierta flexibilidad ya que no utilizan la larga flecha, lo cual permite cierta tolerancia a las desviaciones.

El primer problema de la falta de verticalidad de un pozo, se presenta en el momento de su construcción, ya que si su desviación es notable puede impedir su ademado.

Es conveniente conocer la verticalidad del pozo para hacer las recomendaciones necesarias sobre su equipamiento.

3.2. EQUIPO Y METODO DE TRABAJO

Para determinar cuantitativamente las desviaciones fuera de la verticalidad de un pozo, se utiliza un equipo que consta de: un tripie, un malacate, una retícula y calibradores o canastillas de diferentes diámetros. (Figura 7)

El método de trabajo consiste en introducir una canastilla de 2" de diámetro - menor que el ademe, la cual se baja como plomada en el pozo. Se coloca una retícula de medición sobre el brocal del pozo y se miden los desplazamientos del cable que sujeta la canastilla. Por trigonometría se deduce la desviación del pozo a partir de la altura del tripie, la profundidad a la canastilla y el desplazamiento en la retícula.

En la Figura 7 se ilustra el equipo al iniciar el registro, se mide h, que es la altura de la polea del tripie de la retícula; se centra el calibrador con el ademe de tal forma que las coordenadas "x", "y" sean igual a cero y orientadas "y" al norte y "x" al este; se inicia el descenso del calibrador; se seleccionan las profundidades a tomar medición, cada 1, 2 ó 3 metros, según la precisión requerida.

Al existir desviaciones en el ademe, entre el cable del malacate y la vertical se forma un ángulo ABC, que es semejante al triángulo ADE. (Figura 8). Cada triángulo tiene una resultante (r) cuyas componentes "x" y "y" son proporcionales, de tal forma que si medimos dichas componentes a la altura de la retícula, podemos deducir las componentes a cualquier profundidad a que se encuentre el calibrador. Los componentes de éste, serán el desplazamiento real; "y" corresponde a la dirección norte-sur y "x" a la dirección este-oeste.

Las fórmulas para obtener los desplazamientos en x' y y' son los siguientes:

$$\frac{(P + h) x}{h} = x' \quad (\text{Desviación E-W})$$

$$\frac{(P + h) y}{h} = y' \quad (\text{Desviación N-S})$$

$$(x')^2 + (y')^2 = r^2 \quad (\text{Resultante})$$

La orientación de la resultante, está dada por el arc. $\tan \frac{y}{x}$, y los signos de las componentes x, y.

3.3. TOLERANCIAS Y EJEMPLOS

Para la aceptación de un pozo algunos organismos dan una tolerancia máxima de un diámetro de desviación por cada 100 metros de longitud.

Otro criterio que se considera más acertado consiste en que la verticalidad de un pozo es aceptada, si permite la introducción y operación correcta del equipo de bombeo.

Conociendo el registro de verticalidad se puede recomendar sobre el equipo más conveniente a instalar, incluyendo profundidades y diámetros. Posiblemente en ciertos casos de pozos desviados, sea conveniente o necesario introducir bombas de reducido diámetro. En ciertos casos, se podrá recomendar la instalación de bombas sumergibles, las cuales tienen tolerancia a desviaciones.

En el Anexo II se muestran ejemplos sobre registros de verticalidad.

En el primero de ellos correspondiente al Pozo Peñón 2, se introdujo inicialmente una canastilla de 6" de diámetro, la cual se atoró a los 223 metros de profundidad, razón por la que se cambió a una de 8" que también se atoró y posteriormente a una de 6". La razón por la que se atoraron las canastillas fue que existe una reducción en el diámetro del ademe a dicha profundidad, lo cual fue observado por medio de una videograbación. En la gráfica de la hoja 3 de dicho registro, se muestra la desviación del pozo en la dirección este-oeste; en cambio, en la dirección norte-sur, prácticamente no existe desviación. En la última hoja de gráficas, se representa, en planta, la posición del ademe a diferentes profundidades, en este caso a 0, 63, 123 y 183 metros de profundidad.

En el segundo ejemplo, correspondiente al Pozo Xotepingo 5-B, se muestra el cálculo para obtener la resultante, así como diferentes puntos en los que se

cambió de diámetro de canastilla; posteriormente con una videograbación, se observó que a la profundidad de 46 metros, el primer atorón y cambio de canastilla se debió a la existencia de un colapso de la tubería de ademe.

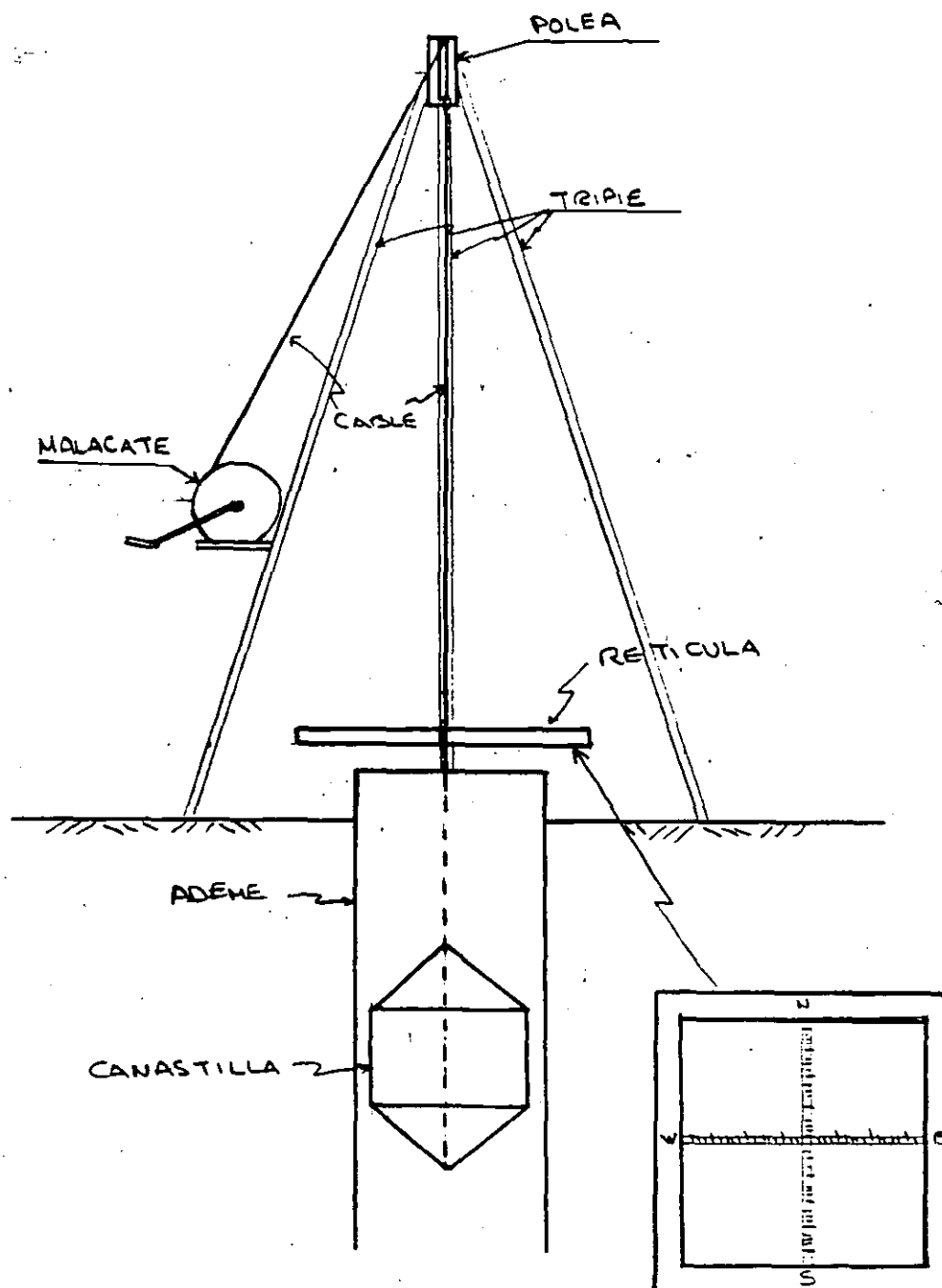


FIGURA 7. REGISTRO DE VERTICALIDAD

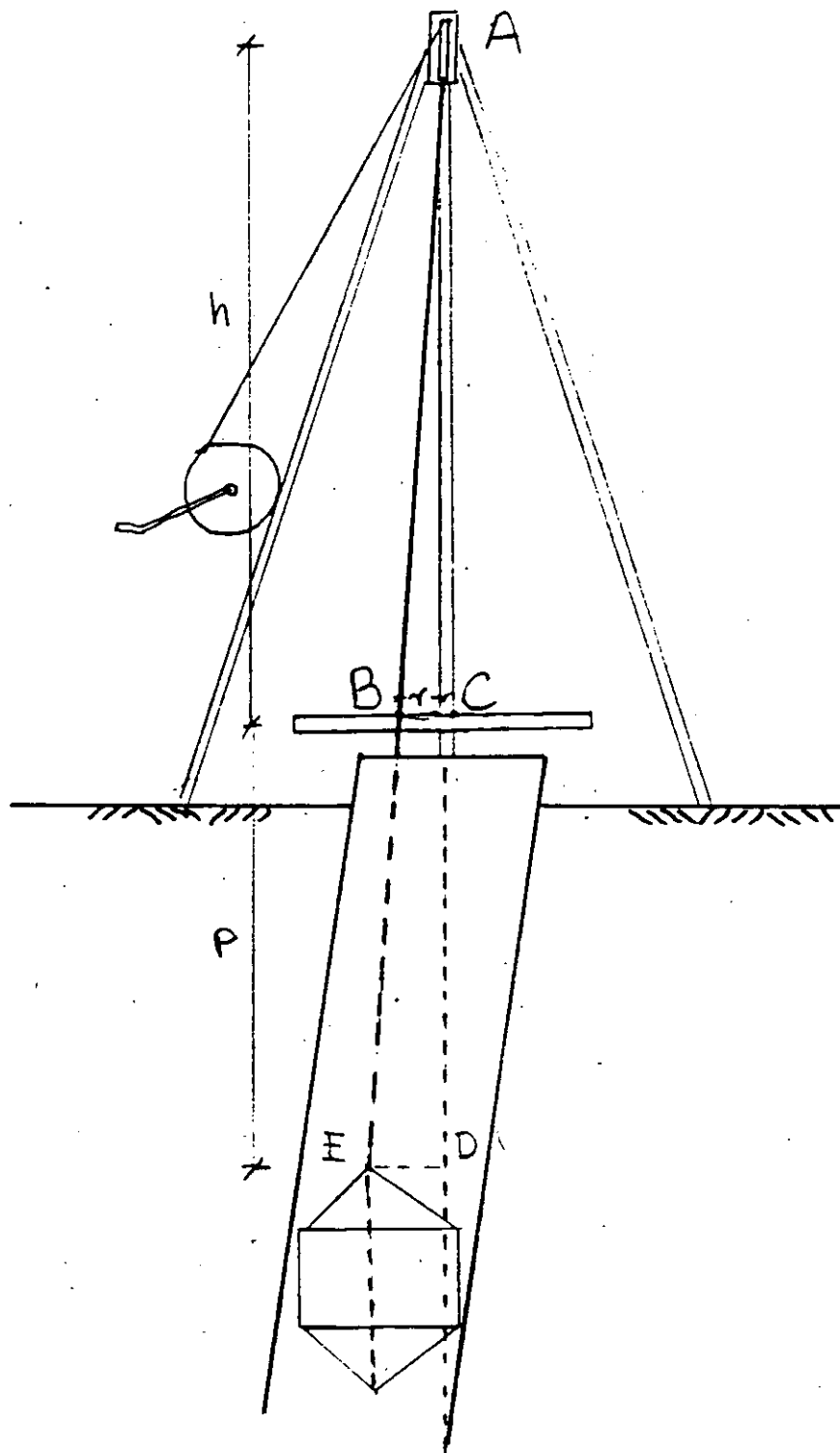


FIGURA 8. REGISTRO DE VERTICALIDAD

REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE PEÑON 2 (ESCUELA)

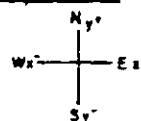
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 2.25 m.

DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10" 6"

PROFUNDIDAD _____ FECHA 27 de Julio 1987

ANEXO III

HORA 1 DE 10



PROFUNDIDAD EN m.	LECT. X E W m.	LECT. Y N S m.	DESVIACION arc. tan $\frac{Y}{X}$	DESPLAZAMIENTO m.		DESPLAZAMIENTO m.		RESULTANTE m.
				E (+)	W (-)	N (+)	S (-)	
3	0.000	0.000						
6	+ 0.008	0.000	0	0.022		0		0.022
9	+ 0.010	+ 0.001	5.7	0.050		0.005		0.050
12	+ 0.012	0.000	0	0.071		0		0.071
15	+ 0.012	- 0.001	4.8	0.092			0.008	0.092
18	+ 0.012	- 0.003	14.0	0.108			0.027	0.111
21	+ 0.011	- 0.004	20.0	0.114			0.041	0.121
24	+ 0.011	- 0.004	20.0	0.128			0.047	0.136
27	+ 0.010	- 0.003	16.7	0.130			0.039	0.136
30	+ 0.008	- 0.003	20.5	0.115			0.043	0.123
33	+ 0.007	- 0.003	23.2	0.110			0.047	0.120
36	+ 0.007	- 0.003	23.2	0.119			0.051	0.129
39	+ 0.006	- 0.003	26.6	0.110			0.055	0.123
42	+ 0.007	- 0.003	23.2	0.138			0.059	0.150
5	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.147			0.042	0.153
48	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.156			0.045	0.162
51	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.166			0.047	0.172
54	+ 0.007	0.000	0	0.175			0	0.175
57	+ 0.008	0.000	0	0.184			0	0.184
60	+ 0.008	+ 0.001	7.1	0.221		0.028		0.223
63	+ 0.010	+ 0.001	5.7	0.290		0.029		0.291
66	+ 0.008	+ 0.001	7.1	0.243		0.030		0.245
69	+ 0.008	+ 0.001	7.1	0.253		0.032		0.255
72	+ 0.007	0.000	0	0.231		0		0.231
75	+ 0.008	+ 0.001	7.1	0.275		0.034		0.277
78	+ 0.008	0.000	0	0.285		0		0.285
81	+ 0.008	0.000	0	0.296		0		0.296
84	+ 0.006	- 0.001	9.5	0.230			0.038	0.233
87	+ 0.006	- 0.002	18.4	0.238			0.079	0.251
90	+ 0.008	- 0.001	7.1	0.328			0.041	0.330
93	+ 0.007	- 0.001	8.1	0.296			0.042	0.299
96	+ 0.007	- 0.001	8.1	0.306			0.044	0.309
99	+ 0.005	- 0.002	21.8	0.225			0.090	0.242
102	+ 0.007	- 0.001	8.1	0.324			0.046	0.327
105	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.334			0.095	0.347
108	+ 0.008	- 0.001	8.1	0.343			0.049	0.346
111	+ 0.007	- 0.001	8.1	0.352			0.050	0.355
114	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.362			0.103	0.376
117	+ 0.007	- 0.002	15.9	0.371			0.106	0.386

A diagram showing a coordinate system with four axes. The vertical axis is labeled N at the top and S at the bottom. The horizontal axis is labeled E on the right and W on the left. The axes intersect at a central point.

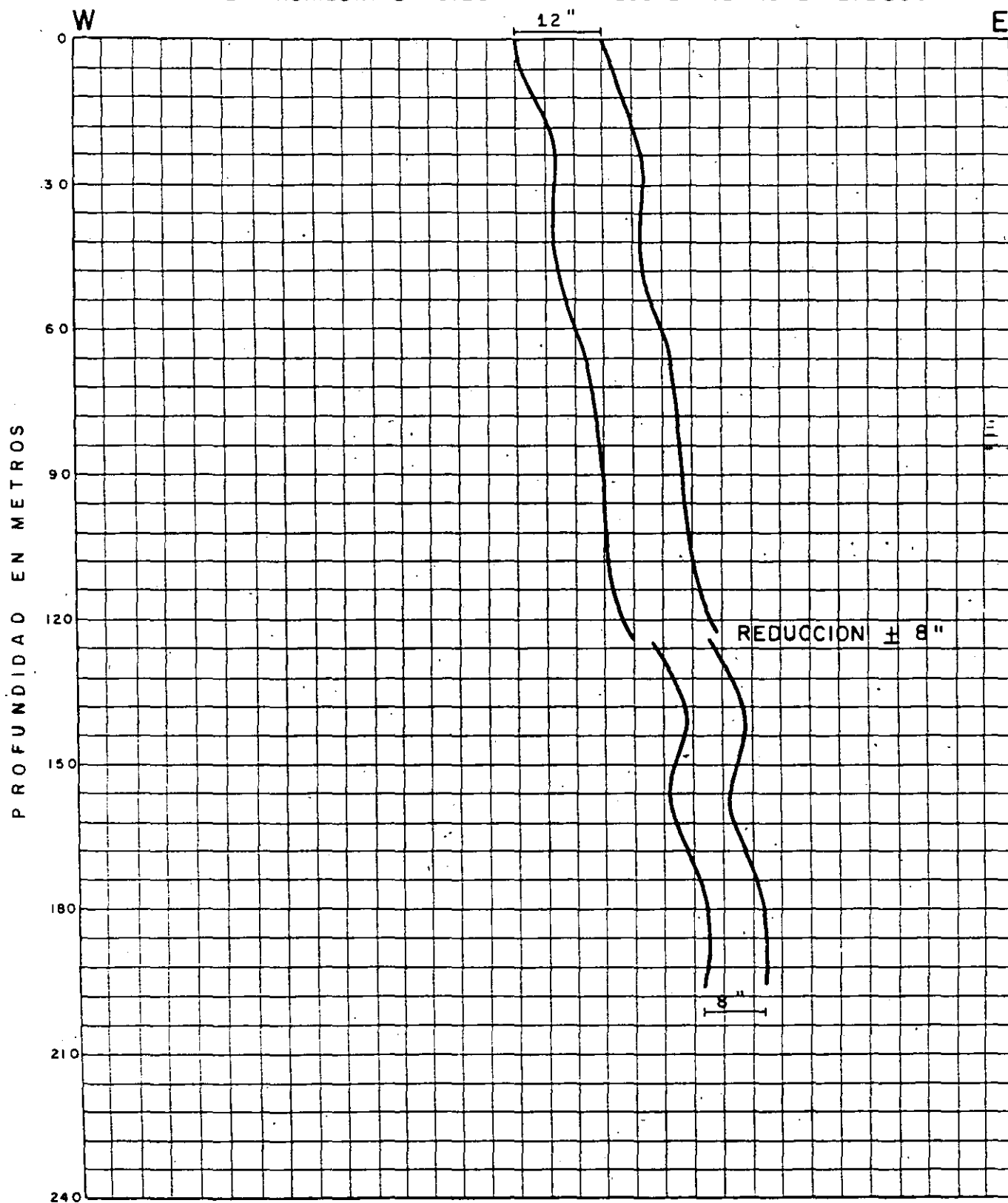
36

REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° 104 NOMBRE PEÑON 2 (ESCUELA)
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 2.25 m.
DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 6"
PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 27 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL — 1:20

ESCALA VERTICAL — 1:1200



REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE PEÑON 2 (ESCUELA)

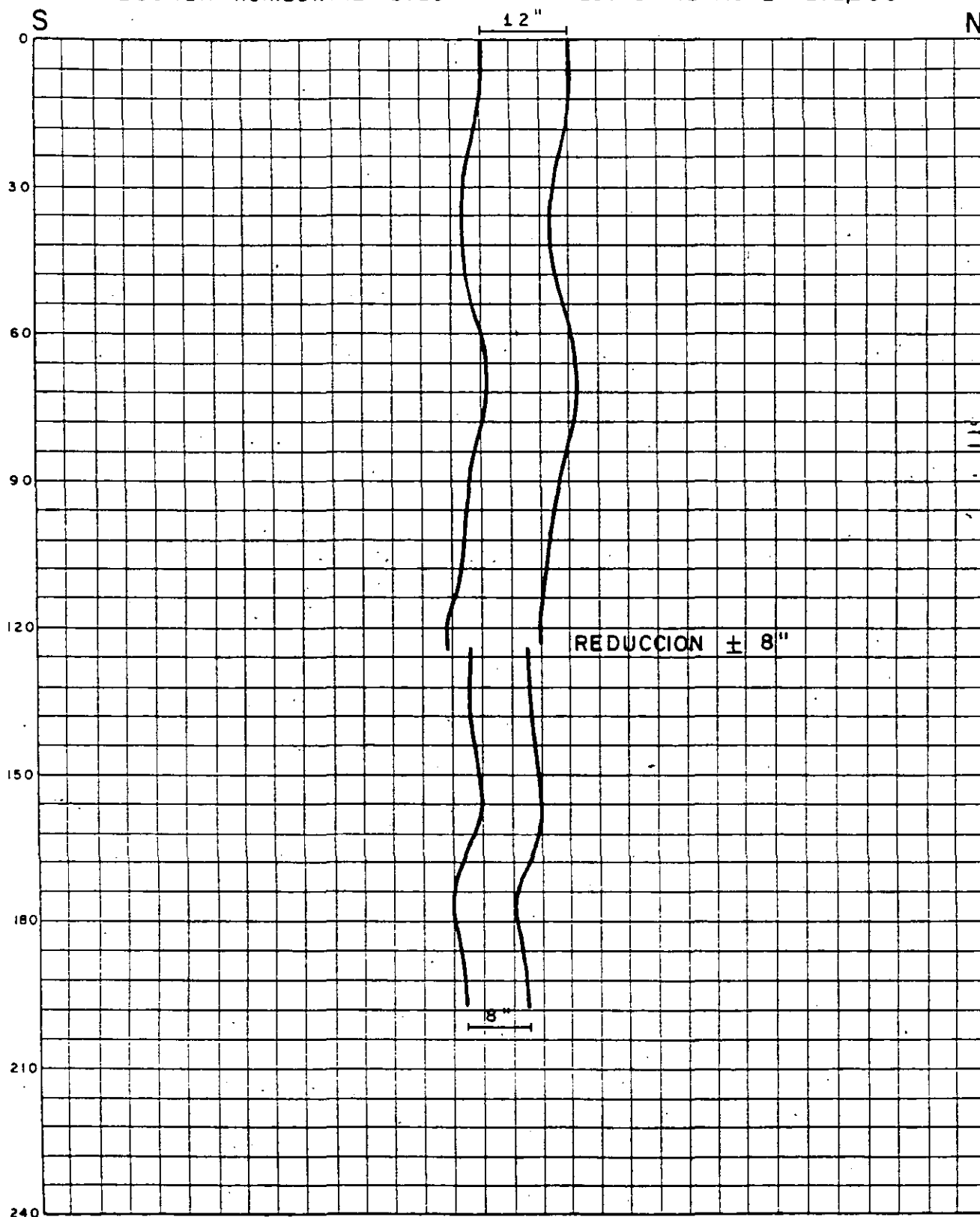
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 2.25 m.

DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 6"

PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 27 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL—1:20

ESCALA VERTICAL—1:1,200

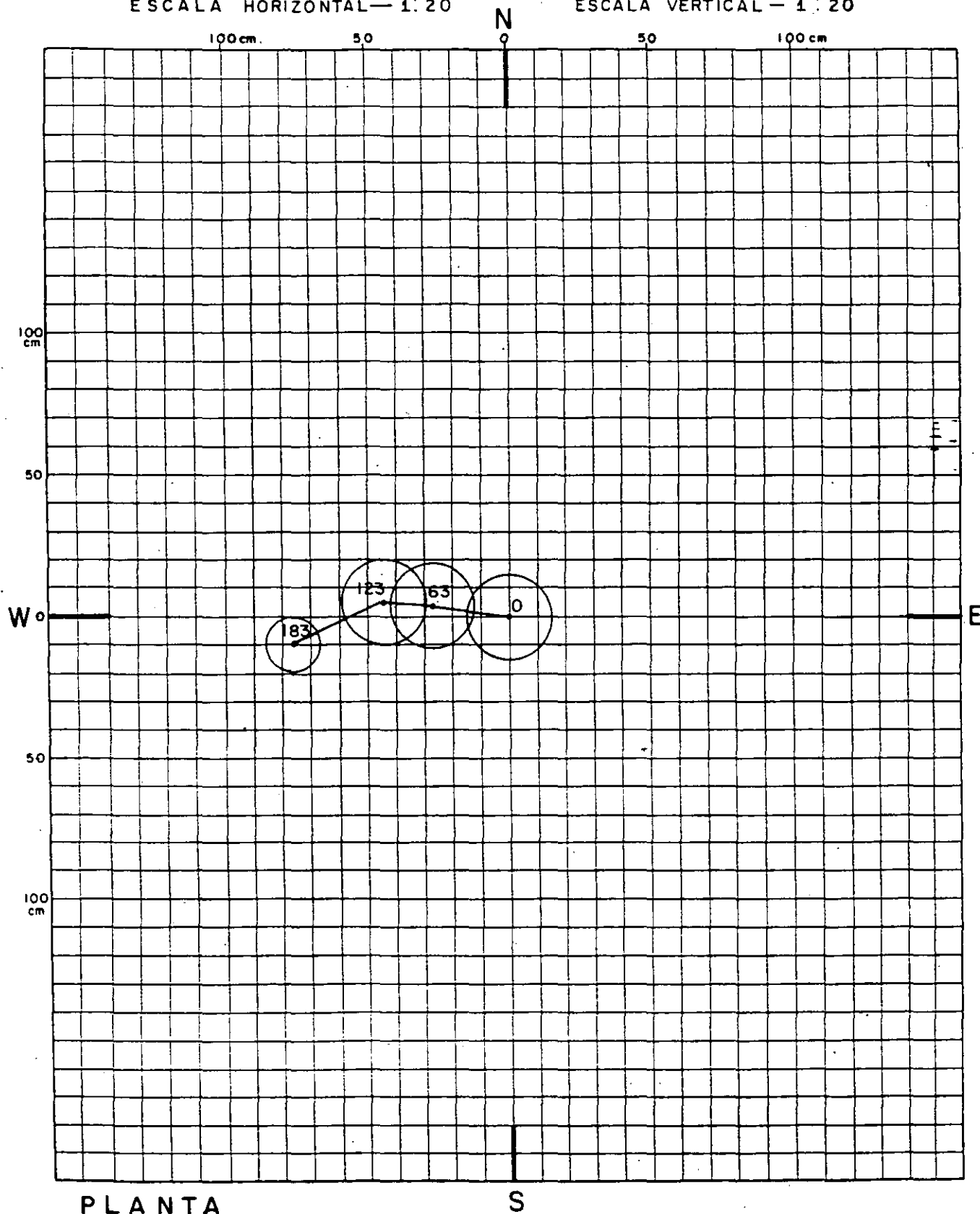


REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE PEÑON 2 (ESCUELA)
 ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 2.25 m.
 DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 6"
 PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 27 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL — 1:20

ESCALA VERTICAL — 1:20



PLANTA

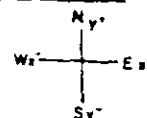
REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE XOTEPINGO 5-B

ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 1.72 m.

DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 8", 6"

PROFUNDIDAD _____ FECHA 9 de Julio 1987



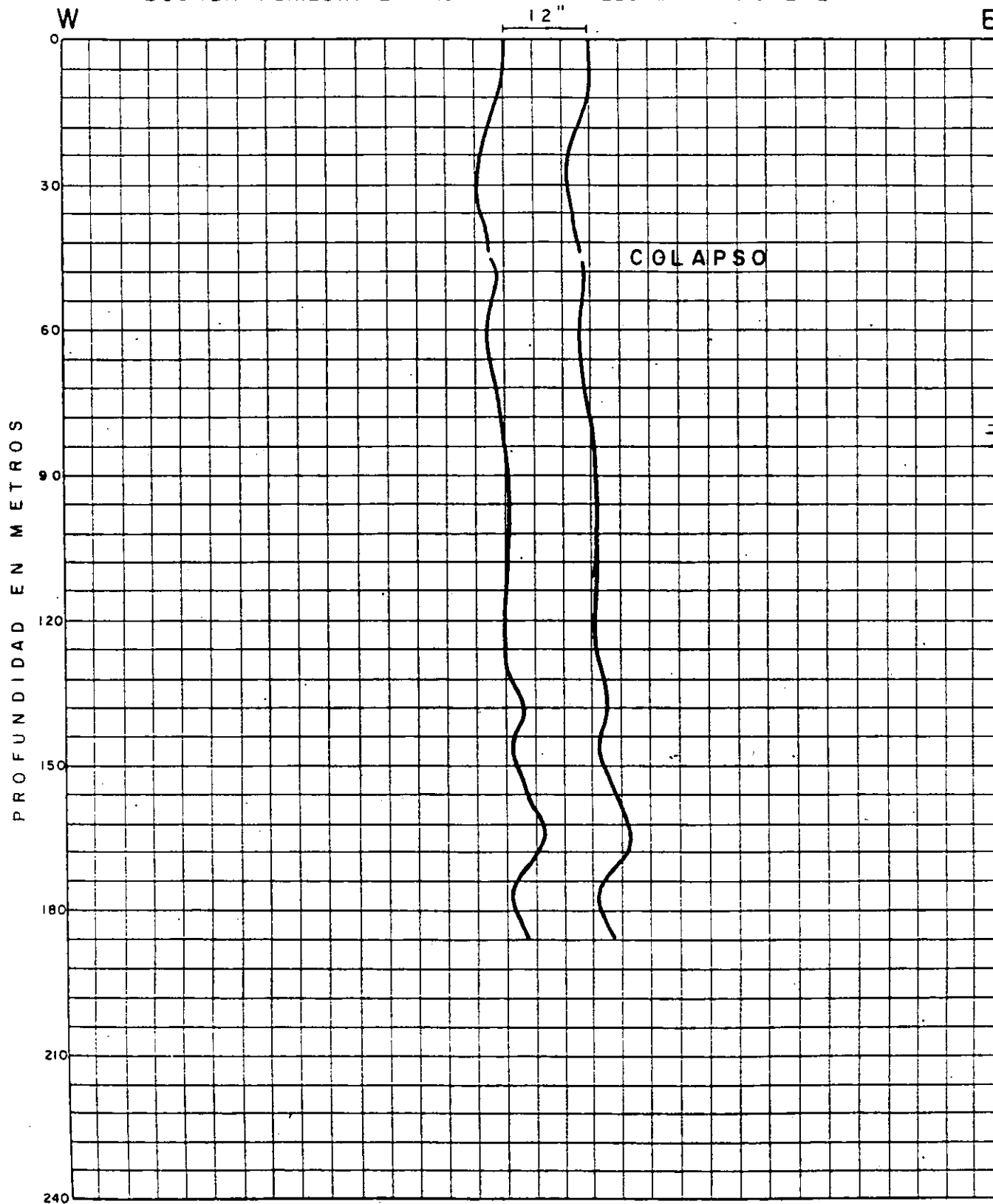
PROFUNDIDAD EN m.	LECT. X E W m.	LECT. Y N S m.	★ DESVIACION arc. tan $\frac{Y}{X}$	DESPLAZAMIENTO m.		DESPLAZAMIENTO m.		RESULTANTE m.
				E (+)	W (-)	N (+)	S (-)	
3	0.000	0.000	0		0		0	0
6	0	0	0		0		0	0
9	- 0.001	0.000	0		0.006		0	0.006
12	- 0.005	- 0.001	11.3		0.040		0.008	0.041
15	- 0.005	- 0.003	31.0		0.049		0.029	0.057
18	- 0.005	- 0.003	31.0		0.057		0.034	0.067
21	- 0.006	- 0.003	26.6		0.079		0.040	0.089
24	- 0.005	- 0.002	21.8		0.075		0.030	0.080
27	- 0.005	- 0.002	21.8		0.083		0.033	0.090
30	- 0.005	0.000	0		0.092		0	0.092
33	- 0.005	+ 0.001	11.3		0.101	0.020		0.103
36	- 0.005	+ 0.002	21.8		0.110	0.044		0.118
39	- 0.002	+ 0.002	45.0		0.047	0.047		0.067
42	- 0.004	+ 0.002	26.6		0.102	0.051		0.114
45	- 0.002	+ 0.002	45.0		0.054	0.054		0.077
NO PASO CANASTILLA DE 10" SE CAMBIO POR UNA DE 8"								
48	0.000	0.000	0		0		0	0
51	- 0.001	- 0.002	63.4		0.031		0.061	0.068
54	- 0.001	- 0.002	63.4		0.032		0.065	0.072
57	- 0.001	- 0.002	63.4		0.034		0.068	0.076
60	- 0.001	- 0.001	45.0		0.036		0.036	0.051
63	- 0.001	- 0.001	45.0		0.038		0.038	0.053
69	0.000	- 0.002	90.0		0		0.082	0.082
72	- 0.001	- 0.002	63.4		0.043		0.086	0.096
75	- 0.001	- 0.002	63.4		0.045		0.089	0.100
78	- 0.000	- 0.001	90.0		0		0.046	0.046
SE ATORA CANASTILLA DE 8" SE BAJA UNA DE 6"								
81	0.000	0.000	0		0		0	0
84	0.000	0.000	0		0		0	0
87	0.000	0.000	0		0		0	0
90	0.000	- 0.001	90.0		0		0.053	0.053
93	0.000	- 0.001	90.0		0		0.055	0.055
96	+ 0.001	- 0.001	45.0	0.057			0.057	0.080
99	0.000	+ 0.001	90.0	0		0.058		0.058
102	0.000	- 0.001	90.0	0			0.060	0.060
105	0.000	+ 0.001	90.0	0		0.062		0.062
108	0.000	0.000	0	0		0		0
111	0.000	0.000	0	0		0		0

REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE XOTEPINGO 5-B
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 1.72 m.
DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 8", 6"
PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 9 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL-1:20

ESCALA VERTICAL-1:200

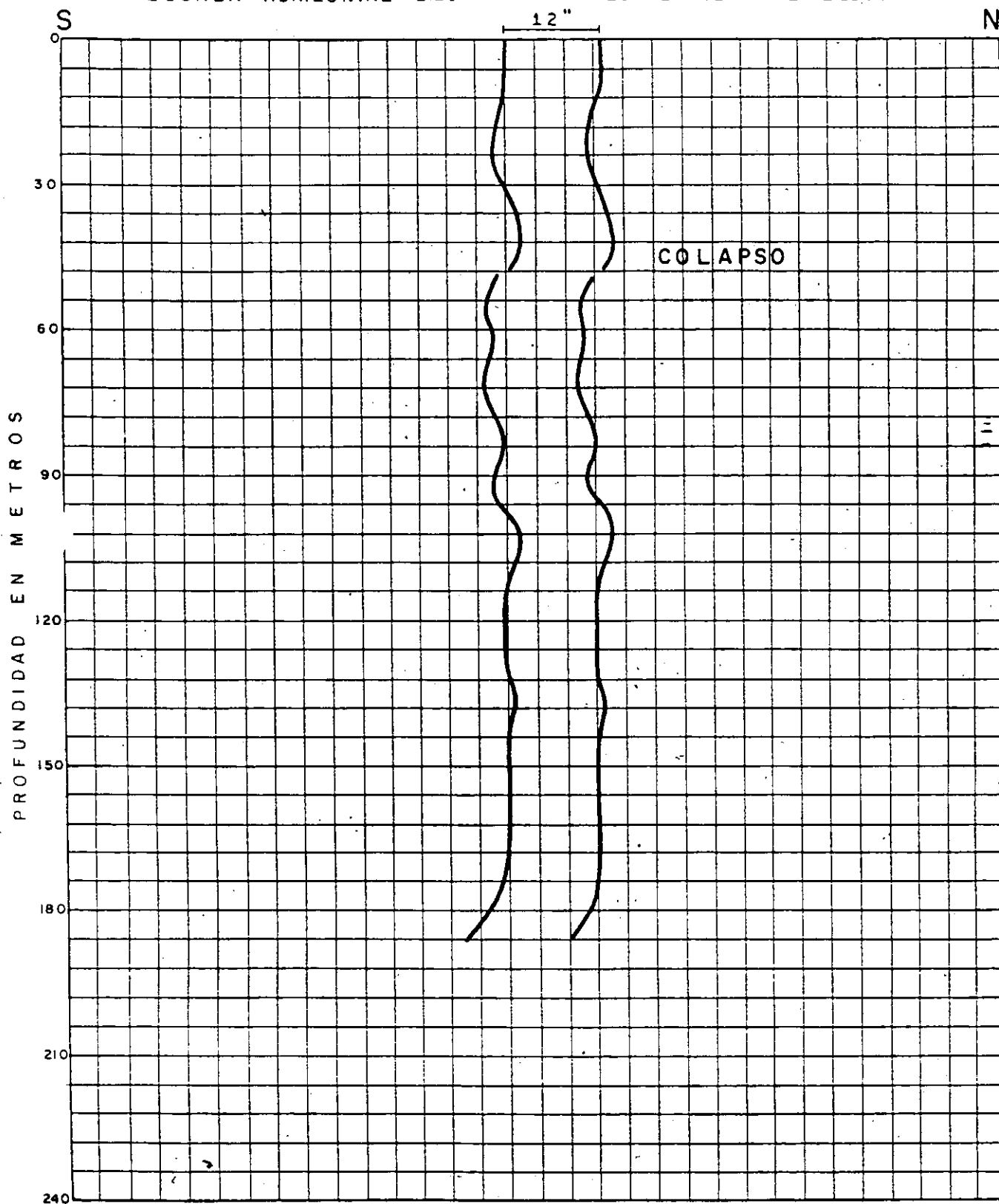


REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE XOTEPINGO 5-B
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 1.72 m.
DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 8", 6"
PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 9 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL- 1:20

ESCALA VERTICAL- 1:1200

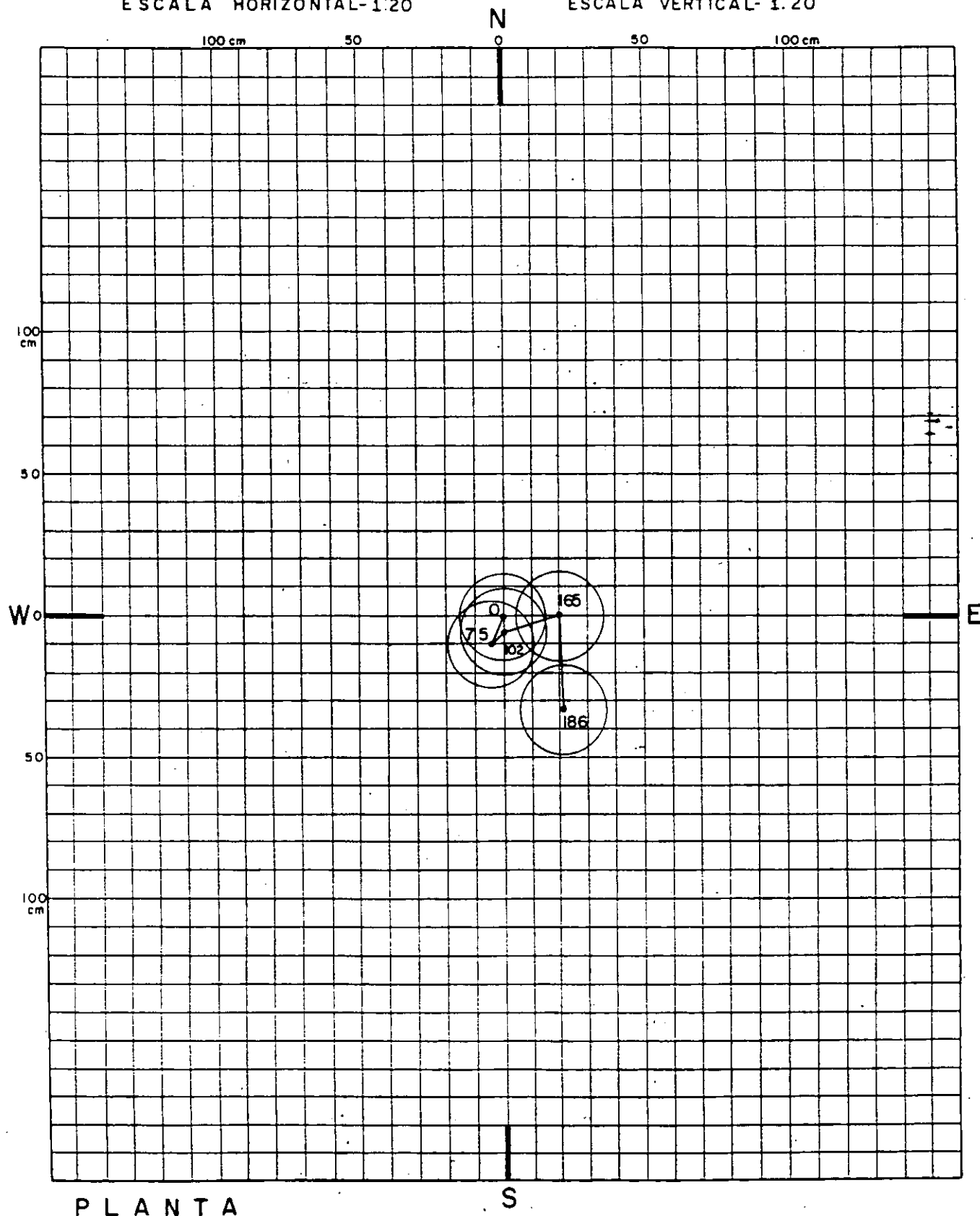


REGISTRO DE VERTICALIDAD

POZO N° _____ NOMBRE XOTEPINGO 5-B
ALTURA DE LA POLEA A LA RETICULA 1.72 m.
DIAMETRO ADEME 12" DIAMETRO CANASTILLA 10", 8", 6"
PROFUNDIDAD _____ m. FECHA 9 de Julio 1987

ESCALA HORIZONTAL-1:20

ESCALA VERTICAL-1:20



4. LIMPIEZA DE ADEMES

Las tuberías de ademe de los pozos pueden llegar a ser cubiertas por algún pre cipitado químico o por el desarrollo de colonias bacterianas, ocasionando la obturación o taponamiento de la tubería, lo cual produce una disminución del caudal de extracción.

4.1. INCRUSTACION QUIMICA

Una de las causas más comunes del taponamiento es la precipitación de compuestos químicos que forman una costra de incrustación sobre la pared del ademe, disminuyendo el espacio libre de las ranuras, llegándolas, en ocasiones, a cubrir por completo. Este efecto es más común en terrenos calcáreos, aunque también se detecta en terrenos constituidos por otros tipos de material.

Cuando a partir de una videograbación del interior del pozo se detectan tramos obstruidos, se puede efectuar una desincrustación mediante explosiones controladas, las que producen vibraciones de frecuencia armónica de ondas de impacto, que junto con aire a gran velocidad desprenden las incrustaciones, limpiando el ademe y parte del entorno del pozo. La desincrustación, además de incrementar el caudal de extracción del pozo, hace que baje la velocidad de entrada del agua, disminuyendo los futuros efectos de incrustación, así como el arrastre de arenas.

Un método moderno para la desincrustación por medio de ultrasonido, conocido como "Sonar-Jet", consiste en sartas explosivas que se introducen al pozo y que se hacen detonar a la profundidad seleccionada, produciéndose las ondas armónicas de impacto que producen la desincrustación (Figura 9). Las sartas están especialmente diseñadas y estudiadas para producir la vibración requerida.

De acuerdo a su longitud y a la sumergencia que tenga, se llegan a utilizar diferentes tipos. En la Figura 10 se muestra una tabla que relaciona la sumergencia mínima que deben de presentar diferentes tipos de sartas de acuerdo al diámetro del ademe.

Experiencias tenidas en cientos de pozos donde se ha aplicado este método, han mostrado que se incrementa el caudal de operación de los mismos. El método se emplea cuando se ha disminuido el caudal de extracción de un pozo y se observa mediante la videograbación que las ranuras del ademe se encuentran incrustadas. El caudal que se recupera después de la aplicación del método de desincrustación varía dependiendo del agrado de taponamiento del pozo y características del acuífero, en general se puede considerar que se llega a recuperar entre un 50% y 80% del caudal perdido.

En el caso de los ademes incrustados por medio de costras de sales minerales, otro método común aunque no recomendable, consiste en el cepillado mecánico del interior del pozo. Con la tecnología actual, además de haber desarrollado métodos de desincrustación como el denominado "Sonar-Jet", la videograbación del interior de los pozos ha permitido observar que el cepillado además de no ser efectivo puede destruir el ademe, llegando en casos extremos a inutilizar los pozos.

4.2. INCRUSTACION BACTERIANA

En muchos pozos se ha observado la presencia de desarrollos orgánicos de la bacteria del fierro, (bacterias Crenotrix y Gallionella) que utilizan al fierro en solución como una fuente de energía. Crecen y se desarrollan en el interior de los pozos formando costras gelatinosas o lamosas que taponan las ranuras de los ademes y disminuyen el rendimiento del pozo. En estos casos, la aplicación del hipoclorito de sodio es una de las medidas más recomendables y

y eficaces, aunque debido al rápido crecimiento de las colonias bacterianas, - generalmente los problemas se vuelvan a presentar poco tiempo después.

5. SEPARADORES DE ARENA

La extracción de arenas es un problema frecuente en la operación de los pozos de agua. La arena debido a que en su mayoría está constituida por cuarzo, actúa como un abrasivo que desgasta las partes metálicas de la bomba. De acuerdo a la cantidad de arena extraída y a la velocidad de circulación, el desgaste en los tazones y otros implementos de la bomba, puede llegar a inutilizar el equipo rápidamente, en unos cuantos días para casos extremos. Son comunes los pozos areneros que requieren reparación del equipo entre cada 3 y 6 meses.

La extracción de arenas es un problema de diseño constructivo, ya que al seleccionar las aberturas en las ranuras del ademe y el filtro de grava, se debe prevenir el paso de éstas hacia el interior del pozo.

En pozos que no se encuentran bien diseñados o bien áreas donde el problema de arenas es tan fuerte, que puede persistir a pesar de un buen diseño constructivo, es recomendable instalar en la parte inferior de la columna de bombeo un desarenador. El separador consiste en un cilindro alargado que tiene una longitud generalmente de 6 a 12 metros; en la parte superior presenta unas ranuras a través de las cuales entra al agua; bajo ellas, se encuentra propiamente el separador, donde se realiza la separación de líquidos y sólidos; en la parte inferior, se encuentra un tubo de aproximadamente 1" de diámetro que funciona como descarga de arena.

El desarenador o separador de arena, está diseñado con el propósito específico de separar los sólidos en el líquido antes de la succión de la bomba. Los sólidos y líquidos son succionados a través de las ranuras de entrada del separa--

rador, formando una turbulencia circular que, por fuerza centrífuga, impulsa los sólidos hacia la pared del separador; al perder velocidad se decantan en el fondo hacia la salida de purga. La baja presión causada por la acción centrífuga, impulsa al líquido ya libre de sólidos hacia la salida del separador y a la succión de la bomba.

Los separadores descargan la arena hacia el fondo del pozo y, para evitar que las partículas desalojadas vuelvan a entrar al separador, se instala un tubo en la descarga.

El separador se coloca abajo de los tazones o bien de la bomba sumergible, con el objeto de que se produzca el movimiento centrífugo, se decante la arena y el agua libre de sólidos sea succionada por la bomba y enviada a la superficie.

Los separadores se adaptan tanto a bombas sumergibles como en bombas de turbina.

En el catálogo del Anexo IV, se presentan tanto las características de funcionamiento como instalación de los separadores de arena, además de un croquis de las partes que lo constituyen y una tabla con especificaciones de diferentes tipos de separadores, de acuerdo al diámetro mínimo del ademe en que se desea instalar y al gasto de operación de la bomba.

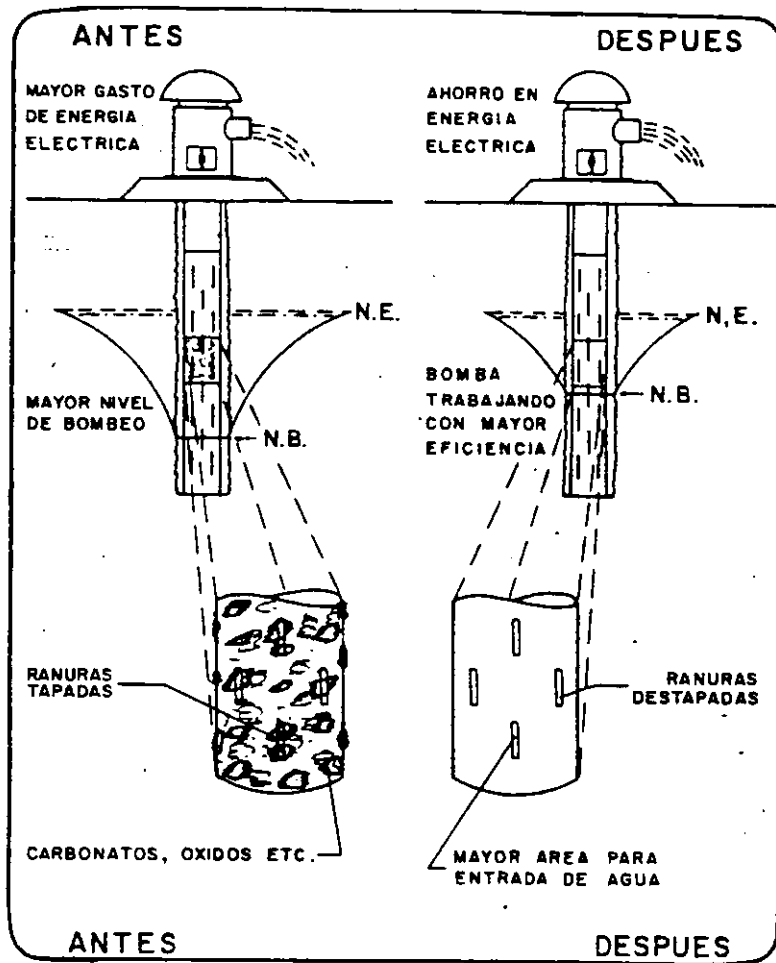


FIGURA 9

Water Well Redevelopers, Inc.

5583 PEBBLE BEACH LANE
YORBA LINDA, CALIFORNIA 92686

TELEPHONE
(714) 779-2425
(714) 996-1462

Supersedes 12-1-77

S O N A R - J E T

Effective 5-1-83

MINIMUM SUBMERGENCE CHART

LINE TYPE	COLOR CODE	DIAMETER OF PERFORATED CASING					
		4" to 6"	8" to 10"	12" to 14"	16" to 18"	20" to 24"	26" to 30"
10-1	Blue	5	5	5	5	5	5
10-2		220	210	200	190	180	170
10-3		420	410	400	390	380	370
25-1	Red	5	5	5	5	5	5
25-2		220	210	200	190	180	170
25-3		420	410	400	390	380	370
50-1	Green	70	60	50	40	30	20
50-2		220	210	200	190	180	170
50-3		420	410	400	390	380	370
75-1	Orange	70	60	50	40	30	20
75		420	410	400	390	380	370
75-3		820	810	800	790	780	770
100-1	Black	70	60	50	40	30	20
100-2		420	410	400	390	380	370
100-3		820	810	800	790	780	770
150-1	White	420	410	400	390	380	370
150-2		820	810	800	790	780	770
200-1	Yellow	420	410	400	390	380	370
200-2		820	810	800	790	780	770

CHART SHOWS, MINIMUM NUMBER OF FEET, TOPMOST PORTION OF A DEVICE MUST BE SUBMERGED BELOW FLUID LEVEL FOR SAFE OPERATION.

WARNING

1. Submergence requirements include a reasonable safety factor, however it is suggested that when extremely old wells or wells with known thin weak casings are encountered, the next lower strength units be used where possible.
2. Always read and understand your SONAR-JET FIELD OPERATION INSTRUCTIONS, before using any SONAR-JET cleaning device.

FIG. 10



SEPARADORES DE ARENA

Para bombas tipo turbina y sumergible

SELECCION E INSTALACION

1.- FUNCIONAMIENTO :

Los separadores de arena están diseñados con el propósito específico de separar los sólidos en el líquido ANTES de la succión de la bomba. Los líquidos y sólidos son succionados a través de las ranuras de entrada del separador formando una turbulencia circular, que por fuerza centrífuga impulsa los sólidos hacia la pared del separador, que al perder velocidad se decantan en el fondo hacia la salida de purga. La baja presión causada por la acción centrífuga, impulsa al líquido ya libre de sólidos hacia la salida del separador y a la succión de la bomba.

2.- INSTALACION :

A) Los separadores descargan la arena hacia el fondo del pozo y, para evitar que las partículas desalojadas vuelvan a entrar al separador, debe instalarse un tubo en la descarga, (ver pág. 2). Durante la instalación de la tubería de descarga de los sólidos, ésta debe estar equipada con un dispositivo que la mantenga en el centro para asegurarse que no se dañe o rompa.

Para descarga en la superficie u otro lugar remoto, se puede utilizar un sistema EDUCTOR (periódico) ó un sistema EYECTOR (continuo).

B) MODELOS PARA BOMBA TURBINA

Los separadores se fabrican con un acoplador en la salida del agua libre de sólidos (ver tabla 2). El separador se proporciona con soportes para levantar en el acoplador en los modelos "E" al "KKA" que sirven para introducir y sostener el separador y tubería de descarga de sólidos, en el ademe del pozo.

Una vez asegurados, proceda a la conexión a la succión de la bomba y continúe con la instalación del equipo de bombeo.

C) MODELOS PARA BOMBA SUMERGIBLE

Para hacer funcionar de manera adecuada los separadores, la motobomba sumergible debe ser introducida en una coraza (ver diagrama pág. 2 y 3) y ésta conectada al separador (ver pág. 3). Con la motobomba asegurada en la coraza, el acoplador de salida de agua libre de sólidos, se conecta a la columna. Continúe la instalación del equipo de bombeo.

D) Una vez instalados los separadores de arena, NO requieren de mantenimiento constante.- Los eductores o eyectores deben ser operados de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

Los separadores de arena deben ser operados de acuerdo al rango de flujo indicado en la tabla de la pág. 2, colocando el collarín de flujo ajustable en la posición adecuada (ver pág. 3).

Estas instrucciones se aplican únicamente para la instalación de separadores de arena en pozos profundos. Sin embargo se pueden usar en otras aplicaciones (ver contra portada).

M.R.



por

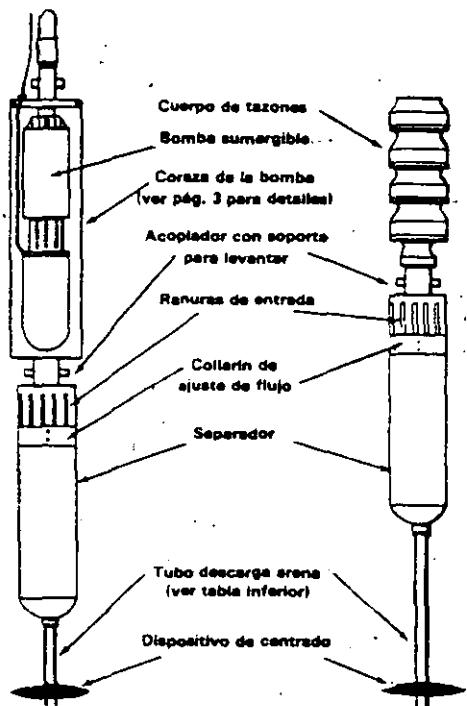
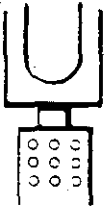
Separadores Lakos de México, S.A. de C.V.

Colina de las Termas No. 167 Desp. 2

Fracc. Boulevares Naucalpan, Edo. de Méx.

C.P. 53140. Tel. 560 37 98

SEPARADOR PARA BOMBA SUMERGIBLE



SEPARADOR PARA BOMBAS TURBINA



ESPECIFICACIONES.

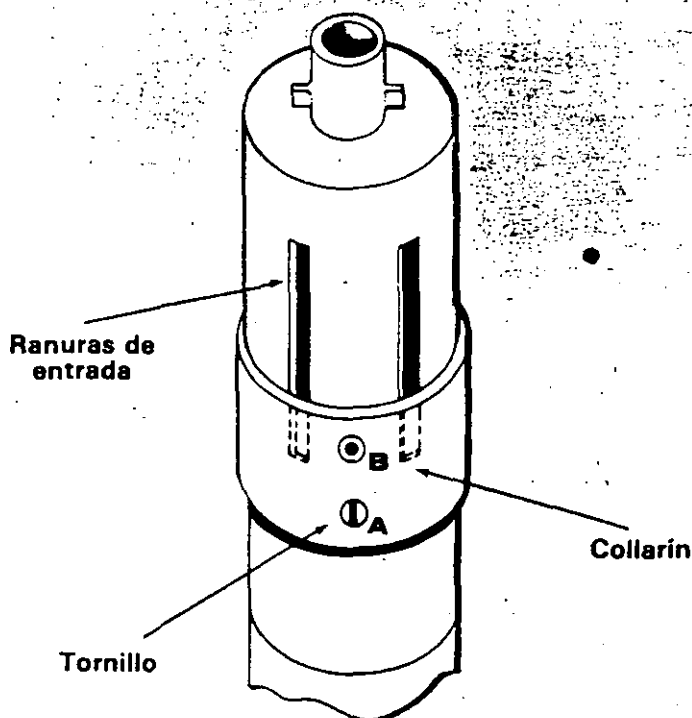
La siguiente tabla se aplica al separador básico de bomba turbina y bomba sumergible.
La bomba sumergible debe estar introducida en una coraza (ver pág. 3).

Modelo	Diámetro mínimo del ademe pg/mm.	Gasto ó Rango de flujo US gpm/lps	Diámetro exterior pg/mm	Longitud con acoplador pg/mm	Diámetro acoplador NPT pg.	Diámetro acoplador de descarga NPT pg.	Long. Req. Tubo Desc. Arena pies/mt.	Peso lb/kg.
D	6 152.4	100-175 8.3-11.1	4 1/2 114.3	65-3/8 1660.5	2 1/2 pg.	3/4 pg.	20 6.1	72 32.7
E	7 177.8	125-250 7.9-15.9	5-9/16 141.3	85 3/4 2178.1	3 pg.	1 pg.	20 6.1	114 51.7
F	8 203.2	150-325 9.5-20.8	6-5/8 168.3	95 3/4 2432.1	4 pg.	1 pg.	20 6.1	195 88.5
GSA	9 3/4 247.6	325-520 20.6-33.0	7 1/2 190.5	119 3022.6	6 pg.	1 1/4 pg.	40 12.2	295 133.8
GGA	9 3/4 247.6	520-710 33.0-45.1	7 1/2 190.5	125 3175.0	6 pg.	1 1/4 pg.	40 12.2	307 139.3
G	10 3/4 273.1	325-650 20.6-41.3	8-5/8 219.1	105 1/2 2679.7	6 pg.	1 1/4 pg.	20 6.1	285 129.3
HSA	12 304.8	600-910 38.1-57.8	9-5/8 244.5	136 3/4 3467.1	8 pg.	1 1/2 pg.	60 18.3	340 154.2
HHA	12 304.8	880-1375 55.9-87.4	9-5/8 244.5	148 1/2 3771.9	8 pg.	1 1/2 pg.	60 18.3	355 161.0
H	13 3/4 336.6	550-1110 34.9-70.8	10 3/4 273.1	116 2946.4	8 pg.	1 1/2 pg.	20 6.1	345 156.5
ISA	13 3/4 336.6	1290-1700 82.0-108.1	10 3/4 273.1	145 1/2 3695.7	8 pg.	1 1/2 pg.	60 18.3	465 210.9
I	15 1/4 387.4	825-1450 52.4-92.2	12 3/4 323.8	128 3251.2	8 pg.	1 1/2 pg.	20 6.1	443 200.9
JSA	15 1/4 387.4	1460-2040 98.8-129.7	13 3/4 342.9	168 4267.2	10 pg.	2 pg.	60 18.3	518 234.9
J	17 1/4 438.2	1010-1800 64.2-114.4	14 3/4 355.6	142 1/2 3619.5	10 pg.	2 pg.	20 6.1	525 238.1
KSA	17 1/4 438.2	1780-2420 113.1-153.9	14 3/4 374.6	165 4191.0	10 pg.	2 pg.	60 18.3	628 284.9
K	19 1/4 488.9	1640-2560 104.2-182.8	16 406.4	156 3962.6	10 pg.	2 pg.	20 6.1	670 303.9
KKA	19 1/4 488.9	2520-3180 160.2-202.2	16 406.4	172 4368.8	12 pg.	2 pg.	60 18.3	715 324.3

NOTA.- La pérdida de presión típica es de 9-14 pies (2.74 - 4.27 m) excepto modelos con tubos de descarga de arena más largos los que experimentaran una notable pérdida de presión. Consultenos si es pertinente.

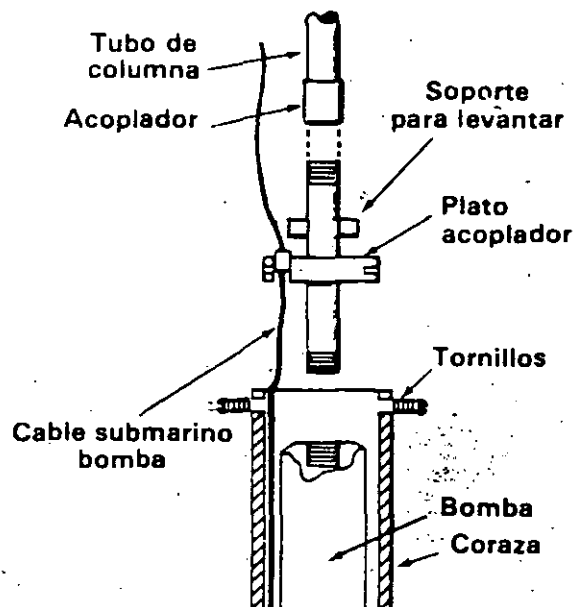
COLLARIN DE AJUSTE DE FLUJO.

Incluido en todos los modelos, le permite ajustar el rendimiento de su separador de arena y está diseñado específicamente para absorber cualquier variación del gasto de su bomba. Normalmente este ajuste es hecho en la fábrica de acuerdo a los datos proporcionados, algún cambio en el rango de flujo puede indicar que debe hacerse un ajuste (ver tabla de recha).



Modelo	Rango de flujo USgpm/lps.	Posición del collarín
E	125-200 7.9-12.7	Cerrado
	200-250 12.7-15.9	Abierto
F	150-210 9.5-13.3	A
	210-275 13.3-17.5	B
	275-325 17.5-20.6	Abierto
G	300-425 19.0-27.0	A
	425-525 27.0-33.4	B
	525-650 33.4-41.3	Abierto
H	550-675 34.9-42.9	A
	676-825 42.9-52.4	B
	826-1100 52.4-69.9	Abierto
	1100-1275 69.9-92.2	Abierto
I	1275-1450 81.0-92.2	A
	1450-1800 92.2-114.4	B
	1800-2250 114.4-143.0	Abierto
	2250-2560 143.0-162.8	Abierto
J	2560-3000 162.8-190.0	A
	3000-3500 190.0-225.0	B
	3500-4000 225.0-266.0	Abierto
	4000-4500 266.0-303.0	Abierto
K	4500-5000 303.0-338.0	A
	5000-5500 338.0-375.0	B
	5500-6000 375.0-412.0	Abierto
	6000-6500 412.0-450.0	Abierto

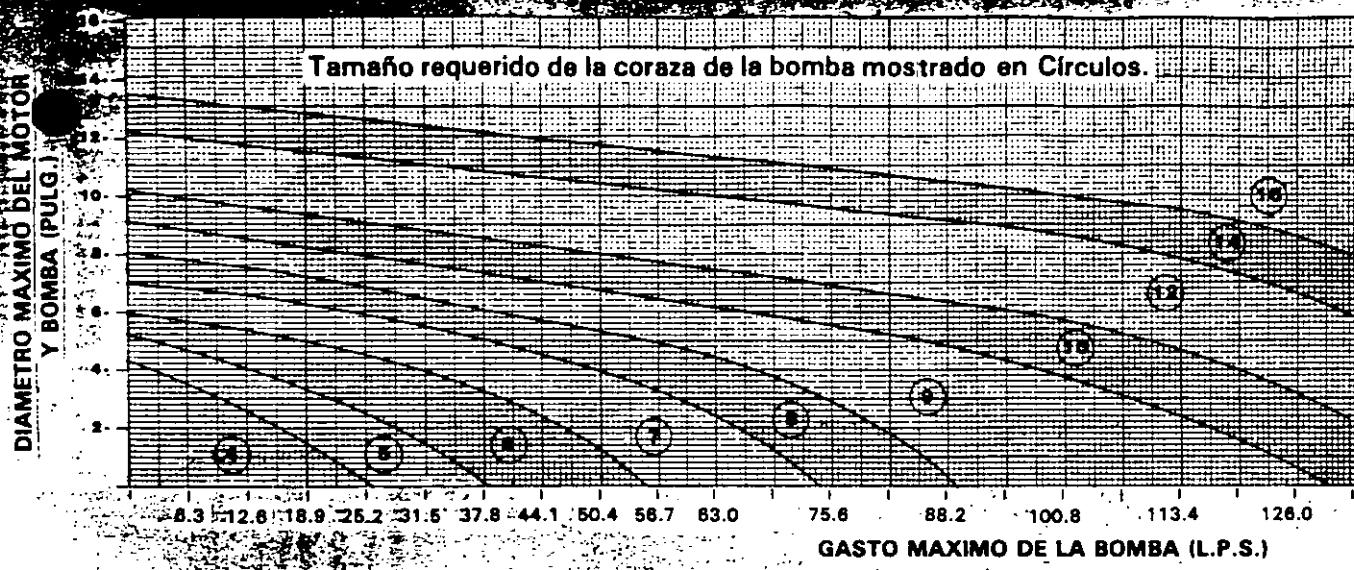
INTRODUCIR LA BOMBA EN SU CORAZA



Unicamente para modelos de bombas sumergibles.

La coraza de la bomba está diseñada para que toda el agua penetre al separador antes que a la bomba. Requiere que su interior sea desarmado como se describe a continuación:

1. Sacar el plato acoplador de la coraza aflojando los tornillos de acero inoxidable.
2. Unir el plato acoplador a la descarga de la bomba.
3. Introducir el cable eléctrico de la bomba a través de la abertura del plato acoplador.
4. Introducir la bomba dentro de la coraza y asegurar el plato acoplador con los tornillos.
5. Se suministran un par de soportes para levantar, para que la columna de tubería sea fácilmente acoplada.



DETERMINAR EL TAMAÑO DE LA CORAZA DE LA BOMBA.

Usando la tabla anterior localice el gasto máximo de la bomba en la escala horizontal y el diámetro de la bomba en la escala vertical. Encuentre el punto de intersección de estos dos valores en la tabla. El punto señalado indica el tamaño de la coraza (marcado en el círculo). Si ese punto corresponde a dos rangos seleccione el mayor.

VERIFIQUE EL DIAMETRO INTERIOR MINIMO DE SU ADEME (Para coraza de bomba sumergible).

Dirjase a la tabla, usando el tamaño de coraza calculado en el paso anterior. Si su diámetro interior del ADEME es igual o mayor que el indicado, el separador de arena LAKOS es recomendable.

Tamaño de la Coraza	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16
Ø Mín. Int. Ademe (pulg)	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18

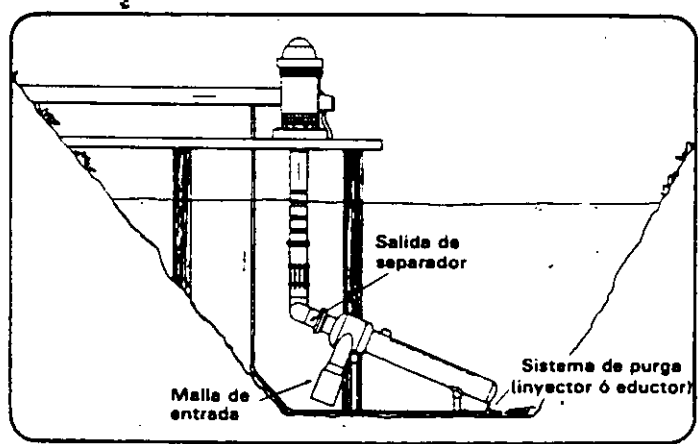
OTRAS APLICACIONES

Los separadores de arena son frecuentemente instalados en otros tipos de sistema.

Para aplicaciones especiales consútenos.

A la derecha se ilustra la instalación de un separador de arena en un canal.

Instalaciones similares se pueden hacer en ríos, cárcamos, lagos, etc.



M.R.

DISTRIBUIDOR:



APLICACION DE UN DESARENADOR LAKOS EN UNA BOMBA DE TURBINA (flecha)



LOS SISTEMAS DE RIEGO EN EL CAMPO SE VEDAN BENEFICIADOS POR EL USO DEL DESARENADOR LAKOS.

- Las redes de distribución operan libres de arena evitando taponamientos en las puntas de las tuberías.
- Al evitar descomposturas imprevistas por desgastes prematuros de los equipos de bombeo se minimizarán las quejas de usuarios residenciales y comerciales.
- Protege los medidores de agua en las tomas domiciliarias permitiendo un funcionamiento correcto de los mismos.
- El desarenador LAKOS no requiere mantenimiento. Ahorra energía eléctrica, elimina la MAYOR parte de toda la arena típicamente responsable del desgaste causado por la abrasión.

APLICACION DE UN DESARENADOR LAKOS EN UNA BOMBA SUMERGIBLE



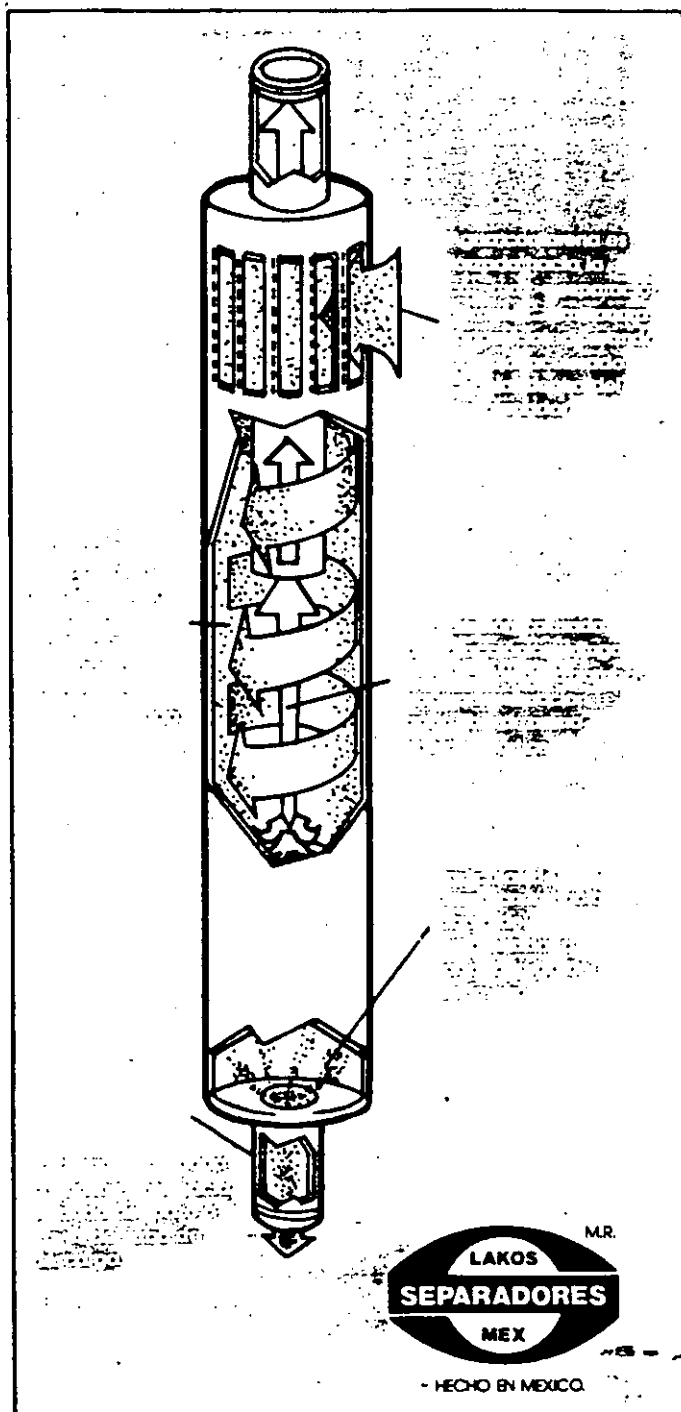
LOS SISTEMAS DE RIEGO EN EL CAMPO SE VEDAN BENEFICIADOS POR EL USO DEL DESARENADOR LAKOS.

- Si utiliza una bomba sumergible (3.500 RPM) se puede lograr un ahorro importante en la inversión. El problema de la arena abrasiva ha disminuido considerablemente.
- Eliminar la arena con un desarenador LAKOS protege la bomba en sistemas de riego por aspersión o goteo. Evita desgastes de aspersores y obstrucciones de tuberías, exceso o falta de agua en los regadíos.
- Los beneficios son directos: menor desgaste de impulsores y chumaceras, menos reparaciones y refacciones, ahorro en consumo de energía eléctrica, menores costos de operación... y confiabilidad cuando las cosechas requieren ser regadas.

BOMBEE AGUA SIN arena CON LOS DESARENADORES LAKOS.

Eliminan la arena para aumentar la vida de las bombas de turbina (flecha) y sumergibles, y ayudan a mantener la eficiencia de las mismas por un período más largo.

- Reduce el desgaste de las bombas y aumenta la vida por lo menos en 4 veces. Una bomba de turbina debe ser reparada antes de que su eficiencia baje a 40%. El desarenador LAKOS evita desgastes excesivos causados por la arena en los impulsores, chumaceras, empaques y tazones.
- Ahorro en el consumo de energía eléctrica; cuando las bombas operan a baja eficiencia simplemente deben de trabajar más y operar por periodos más largos para obtener el volumen de agua requerido... y el costo de la energía eléctrica es alto.
- Reduce reparaciones y servicios costosos. La abrasión de la arena puede acelerar el desgaste y requerir reparaciones cuando más se necesita el agua, causando retrasos en servicios y pérdidas en cosechas.
- También disponibles en la serie W-PIT en su aplicación para canales, cárcamos, lagos y ríos.
- Dése cuenta lo que es bombear arena:
1 lt/seg con una concentración de 1 p.p.m. (.001 gr/lt) significa haber bombeado 259 Kg/mes de arena. Pero eso no es nada...
10 lt/seg con una concentración de 100 p.p.m. (.1 gr/lt) significa haber bombeado 2590 Kg/mes de arena.
...Y piense en 100 lt/seg con una concentración de 100 p.p.m., ¿cuántos camiones de volteo pueden llenarse?



**SEPARADORES LAKOS
DE MEXICO, S.A. DE C.V.**

Colina de las Termas No. 167 Desp. 2
Tel. 560-37-98 Fracc. Boulevares
Naucalpan, Edo. de México. C.P. 53140



HECHO EN MEXICO.

6. REPARACION DE ADEMES Y ENCAMISADO

En los últimos años y principalmente debido a la innovación de la cámara de televisión para pozos, se ha conocido que es frecuente llegar a encontrar colapsos en los ademes, o sea zonas donde la tubería se encuentra rota, con salientes hacia el centro del pozo, que impiden el libre paso de un equipo de bombeo; se encuentran también "panzas" dentro del ademe que deforman y disminuyen el diámetro interior; tuberías de ademe desunidas y separadas longitudes considerables, a través de las cuales se introduce gravas y materiales de la formación al pozo.

Para estos casos, suele ser recomendable la separación del ademe o bien el encamisado del mismo.

Existen prensas hidráulicas que son introducidas al pozo y colocadas en el sitio donde existe la desviación o colapso. La prensa hidráulica rectifica el diámetro del pozo y, si es necesario, se introduce una camisa la cual es "planchada" contra las paredes del pozo, utilizando para ello a la prensa hidráulica.

En otras ocasiones, ciertos tramos pueden llegar a ser encamisados para eliminar oquedades en la tubería, desgarramientos, etc., introduciendo un ademe de menor diámetro y colocando un filtro de grava en el espacio anular entre los dos tuberías. El inconveniente de esta operación, es la disminución en el diámetro disponible para la introducción del equipo de bombeo.

7. DESAZOLVES Y ELIMINACION DE OBSTRUCCION

Otros problemas que frecuentemente llegan a presentar los pozos, son el desazolve y la presencia de materiales diversos obstruyendo el pozo.

Cuando un pozo tiene un cierto tiempo de estar trabajando, es común que se llegue a presentar azolve en el fondo. El azolve depende del tipo de terreno en - que se encuentra, así como al diseño constructivo del mismo. En terrenos con - materiales sueltos donde el ademe presenta ranuras de gran abertura, el pozo - será más susceptible a la acumulación de azolves. En algunos casos, roturas en - el ademe pueden ocasionar la introducción de grava del filtro y material de la formación hacia el interior del mismo, llegando a azolvar gran parte del pozo.

Un problema que se afronta actualmente en casi todo el país, es la sobreexplotación de acuíferos y su consecuente abatimiento de los niveles piezométricos, lo cual origina que constantemente se requiera alargar las columnas de bombeo. En muchos casos, el azolve de los pozos impide la colocación de longitudes mayores de la columna de bombeo. Este es el momento en que la mayor parte de los usuarios observan la presencia de azolve y realizan tareas para eliminarlo.

El desazolve se efectúa generalmente con máquinas pequeñas de percusión, cuya - movilidad permite su funcionamiento a bajo costo. El desazolve se realiza generalmente removiendo el fondo con una barrena pequeña y extrayéndolo con cuchara de perforación.

Otro problema que suele existir en los pozos, es la existencia de materiales - que obstruyen el paso del equipo de bombeo.

Cuando se desconoce el tipo de obstrucción, se llegan a efectuar maniobras - "tanteando", siendo más conveniente conocer ésta en base a una videograbación, - a partir de la cual se programa la acción más conveniente a realizar para - su eliminación. Las obstrucciones más comunes son la presencia de fragmentos - de madera o metal que son arrojados deliberada o accidentalmente dentro del - pozo, así como partes de columnas de equipos de bombeo.

Los fragmentos de madera o metálicos pueden ser extraídos o empujados hacia el fondo del pozo. Los fragmentos o partes de equipos de bombeo llegan a ser pescados por medio de máquinas perforadoras con aditamentos especiales.

STORAGE COEFFICIENT

0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E+04			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E+04			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E+04			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E+04			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E+04			

NET DISCHARGE

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.1000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00		
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			

LEAKANCE

0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E-02			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E-02			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E-02			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E-02			
0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02	0.1000E-02
0.1000E-02	0.1000E-02			

SOURCE BED HEAD

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00			

CONFINING BED BOTTOM

-.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01 -.5000E+01
-.5000E+01 -.5000E+01

These are the DELX values (i.e. column spacing)

The spacing between node 1 and node 2 is 1000
The spacing between node 2 and node 3 is 1000
The spacing between node 3 and node 4 is 1000
The spacing between node 4 and node 5 is 1000
The spacing between node 5 and node 6 is 1000
The spacing between node 6 and node 7 is 1000

These are the DELY values (i.e. row spacing)

The spacing between node 1 and node 2 is 1000
The spacing between node 2 and node 3 is 1000
The spacing between node 3 and node 4 is 1000
The spacing between node 4 and node 5 is 1000

PUMPS AND SCHEDULES

The well located at (5 , 4) has the following pumping schedule:
For time= 0 to 10 the withdrawal rate of 50000
For time= 10 to 20 the withdrawal rate of 70000

EXTERNAL FILE MENU FOR HEAD OUTPUT

Please put a fresh formatted disk into slot A
and then hit <RETURN> to continue.

Now, use four upper case alphabetic letters
to specify file name for heads. For example HEAD
DO NOT USE numeric characters or any extensions!!!

Pay attention now and enter name of file to be used to store heads ? NWWA

Heads will be stored under file names NWWA 1 - NWWA 6

Adjusting parameters for variable grid

Do you want a printout of the adjusted input data (Y=yes N=no)? N

```

TER = 1  ER = 5.067952  TIME = 2.747253
TER = 2  ER = 4.05026  TIME = 2.747253
TER = 3  ER = 3.056546  TIME = 2.747253
TER = 4  ER = 2.112925  TIME = 2.747253
TER = 5  ER = 1.640172  TIME = 2.747253
TER = 6  ER = 1.124334  TIME = 2.747253
TER = 7  ER = .8830304  TIME = 2.747253
TER = 8  ER = .6030466  TIME = 2.747253
TER = 9  ER = .4758967  TIME = 2.747253
TER = 10 ER = .3245034  TIME = 2.747253

```

Water out of storage = 124021.5 Water due to pumpage = 150000

Water in from R(I,J) = 19338.67 Percent of unaccounted water = 4.426573

CATEGORY PRINTOUT

```

0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0
0 0 -1 0 0 0 0
0 0 -1 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0

```

Well at (5 , 4) is pumping 50000 gpd/node

Time = 2.747253 days

HEAD (ft or m)

```

-0.71  -0.73  -0.72  -0.59  -0.42  -0.22  -0.00
-0.75  -0.81  -0.88  -0.69  -0.48  -0.24  -0.00
-0.79  -0.95  -1.40  -0.87  -0.61  -0.30  -0.00
-0.    -0.88  -1.00  -0.85  -0.84  -0.36  -0.00
0.      0.00  -0.85  -0.75  -0.62  -0.32  -0.00

```

Well at (5 , 4) is pumping 50000 gpd/node 23

EXTERNAL FILE MENU FOR HEAD OUTPUT

ease put a fresh formatted disk into slot A
d then hit <RETURN> to continue.

w, use four upper case alphabetic letters
specify file name for heads. For example HEAD
NOT USE numeric characters or any extensions!!!

y attention now and enter name of file to be used to store heads ? NWWA

ads will be stored under file names NWWA 1 - NWWA 6

justing parameters for variable grid

you want a printout of the adjusted input data (Y=yes N=no)? N

```

TER = 1  ER = 5.067952  TIME = 2.747253
TER = 2  ER = 4.05026  TIME = 2.747253
TER = 3  ER = 3.056546  TIME = 2.747253
TER = 4  ER = 2.112925  TIME = 2.747253
TER = 5  ER = 1.640172  TIME = 2.747253
TER = 6  ER = 1.124334  TIME = 2.747253
TER = 7  ER = .8830304  TIME = 2.747253
TER = 8  ER = .6030466  TIME = 2.747253
TER = 9  ER = .4758967  TIME = 2.747253
TER = 10 ER = .3245034  TIME = 2.747253

```

ter out of storage = 124021.5 Water due to pumpage = 150000

ter in from R(I,J) = 19338.67 Percent of unaccounted water = 4.426573

CATEGORY PRINTOUT

```

0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0
0 0 -1 0 0 0 0
0 0 -1 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0

```

11 at (5 , 4) is pumping 50000 gpd/node
ime = 2.747253 days

HEAD (ft or m)

```

-0.71 -0.73 -0.72 -0.59 -0.42 -0.22 -0.00
-0.75 -0.81 -0.88 -0.69 -0.48 -0.24 -0.00
-0.79 -0.95 -1.40 -0.87 -0.61 -0.30 -0.00
-0.73 -0.88 -1.00 -0.85 -0.84 -0.36 -0.00
0.00 0.00 -0.85 -0.75 -0.62 -0.32 -0.00

```

11 at (5 , 4) is pumping 50000 gpd/node

ITER = 1 ER = .7097886 TIME = 12.74725
 ITER = 2 ER = .2745761 TIME = 12.74725
 Water out of storage = 132370.5 Water due to pumpage = 170000
 Water in from R(I,J) = 34927.59 Percent of unaccounted water = 1.589347

CATEGORY PRINTOUT

-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-2	-1	-1	0	0
-1	-1	-1	-1	-1	0	0
0	0	-1	-1	-1	0	0

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node
 Time = 12.74725 days

HEAD (ft or m)

-1.49	-1.46	-1.37	-1.13	-0.80	-0.41	-0.00
-1.54	-1.56	-1.55	-1.24	-0.88	-0.45	-0.00
-1.60	-1.72	-2.07	-1.44	-1.04	-0.52	-0.00
-1.56	-1.68	-1.63	-1.42	-1.37	-0.61	-0.00
0.00	0.00	-1.45	-1.30	-1.07	-0.55	-0.00

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node

ITER = 1 ER = 1.103607 TIME = 16.04396

ITER = 2 ER = .3307941 TIME = 16.04396

Water out of storage = 136923.7 Water due to pumpage = 170000

Water in from R(I,J) = 36111.88 Percent of unaccounted water = -1.785643

CATEGORY PRINTOUT

-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-2	-1	-1	0	0
-1	-1	-1	-1	-1	0	0
0	0	-1	-1	-1	0	0

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node
 Time = 16.04396 days

HEAD (ft or m)

-1.51	-1.49	-1.41	-1.17	-0.83	-0.43	-0.00
-1.57	-1.59	-1.59	-1.28	-0.92	-0.47	-0.00
-1.63	-1.75	-2.12	-1.49	-1.09	-0.55	-0.00
-1.59	-1.72	-1.70	-1.50	-1.44	-0.64	-0.00
0.00	0.00	-1.52	-1.38	-1.13	-0.59	-0.00

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node

ITER = 1 ER = .3709137 TIME = 20
Water out of storage = 137116.1 Water due to pumpage = 170000
Water in from R(I,J) = 36657.88 Percent of unaccounted water = -2.219963

CATEGORY PRINTOUT

-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-1	-1	0	0	0
-1	-1	-2	-1	-1	0	0
-1	-1	-1	-1	-1	0	0
0	0	-1	-1	-1	0	0

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node
Time = 20 days

HEAD (ft or m)

-1.54	-1.52	-1.43	-1.19	-0.85	-0.44	-0.00
-1.59	-1.62	-1.62	-1.31	-0.93	-0.48	-0.00
-1.65	-1.78	-2.15	-1.51	-1.11	-0.56	-0.00
-1.62	-1.74	-1.73	-1.52	-1.45	-0.65	-0.00
0.00	0.00	-1.55	-1.40	-1.14	-0.59	-0.00

Well at (5 , 4) is pumping 70000 gpd/node

Your job is over!@#

>

Aspect ratio for output device is 1.12

FILE BEING CONTOURED IS:NWWA6

Mean is:-1.047371

Maximum is: 0 At Coordinates I= 1 J= 5

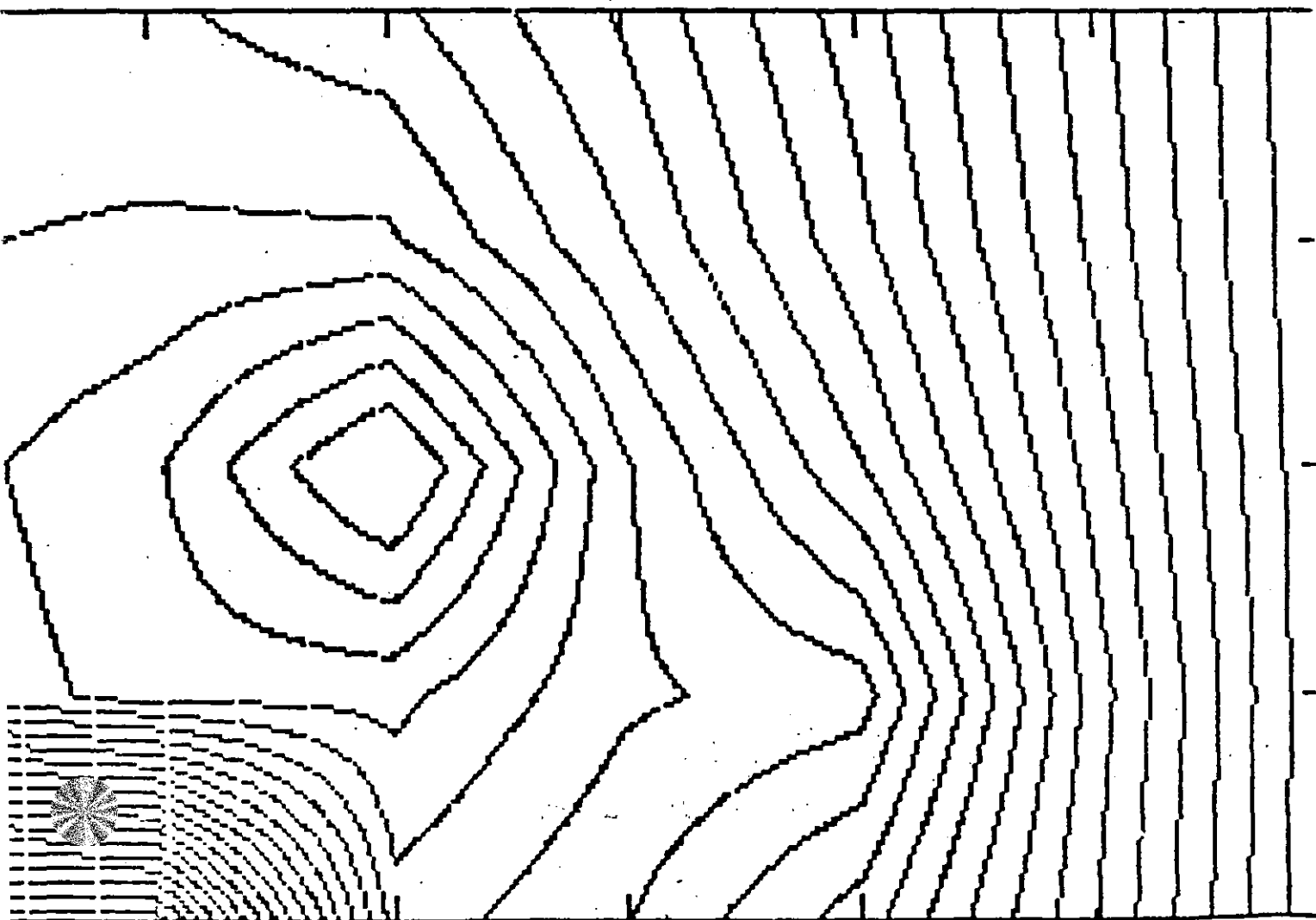
Minimum is:-2.1489 At Coordinates I= 3 J= 3

NC= 7 And NR= 5

Contour interval is -2 ft.

Contour interval is .1 ft.

IS DONE--PRESS UP ARROW AND PrtSc KEYS TO GET PRINTER COPY,
OR PRESS THE LETTER R TO REDO PLOT





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

LA INTERFERENCIA ENTRE POZOS

LA INTERFERENCIA ENTRE POZOS

I.- INTRODUCCION.

Cuando el cono de abatimiento generado por la operación de un pozo se extiende lateralmente hasta alcanzar a otro pozo vecino, el nivel de agua de éste experimenta un abatimiento adicional al provocado por su propia operación; a su vez, el segundo pozo puede inducir un efecto semejante en el primero. En otras palabras, ambos se interfieren mutuamente, y de aquí que se dé al fenómeno el nombre de "Interferencia entre Pozos" (figura No. 1). - Análogamente, si varios pozos próximos entre sí operan durante largos intervalos de tiempo, sus conos de abatimiento se superponen y en cada uno de ellos los demás generan un abatimiento cuya magnitud depende del espaciamiento, características constructivas y régimen de operación de los pozos, entre otros factores. En los campos de pozos que abastecen a las zonas de riego por bombeo, a los desarrollos industriales y a los grandes núcleos de población, la interferencia puede ocasionar en un pozo dado abatimientos del mismo orden o mayores que los generados por su propio bombeo; como consecuencia, su caudal y rendimiento son menores que si funcionara aisladamente, lo cual se traduce en mayores costo de operación. Aún más, si tal efecto no fue previsto en su diseño, puede resultar temporal o permanentemente inutilizado por insuficiente longitud de su cámara de bombeo o de su columna de succión. Dada esta repercusión económica del fenómeno, es importante tomarlo en cuenta al localizar y diseñar pozos o campos de pozos.

Por otra parte, son frecuentes los conflictos entre propietarios de pozos por causa de la interferencia: uno de ellos arguye que su captación está siendo afectada por la de otro vecino, o se opone a la construcción de otra en la vecindad de la suya, presuponiendo que le afectaría negativamente. En tales situaciones, el técnico encargado de analizar el problema debe contar -- con bases teórico-prácticas para definir si efectivamente la interferencia existe en un caso particular, y en qué medida afecta a cada una de las partes en conflicto.

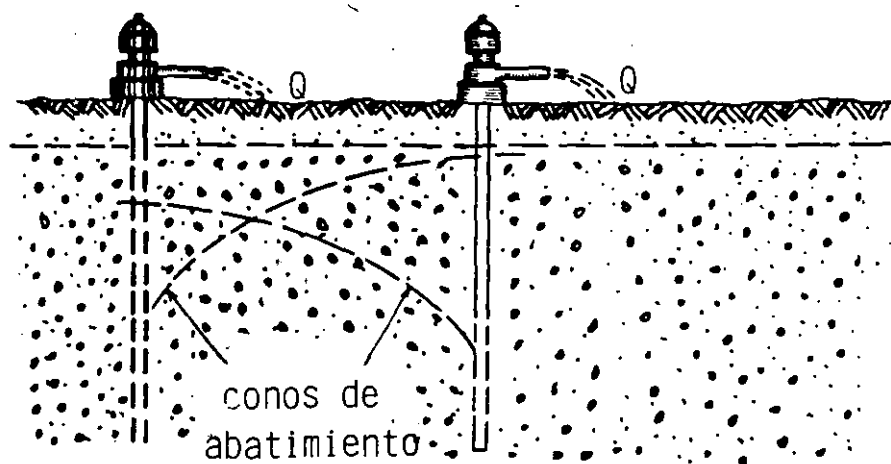


Figura No. 1.- Los pozos se interfieren al superponerse sus conos de -- abatimiento.

El presente artículo tiene por objeto repasar los conceptos teóricos relacionados con el fenómeno de que se trata y dar algunas recomendaciones prácticas para prevenir su influencia perjudicial.

II.- EL RADIO DE INFLUENCIA DEL BOMBEO.

En un acuífero homogéneo e isótropo el área afectada por el bombeo tiene forma aproximadamente circular, ya que los abatimientos se propagan por igual en todas direcciones a partir -- del pozo. Debido a esta simetría radial, la extensión superficial de dicha área suele expresarse en términos del "Radio de Influencia del Bombeo", cuyo valor depende de varios factores: el tiempo de -- bombeo, las características hidráulicas del acuífero y las condiciones de frontera particulares.

El radio de influencia es directamente proporcio-- nal al tiempo de bombeo, ya que conforme éste aumenta el cono de -- abatimiento se expande lateralmente. También es directamente pro-- porcional a la capacidad transmisora del acuífero; cuanto mayor es la transmisividad, tanto menor es el gradiente hidráulico necesario para transmitir cierto caudal, lo cual se traduce en conos de abatimiento más tendidos. Por ejemplo, el bombeo de un pozo origina un cono más extenso en un acuífero constituido por arenas gruesas y -- gravas, o por basaltos fracturados, que en uno constituido por are-- nas arcillosas (figura No. 2).

Influencia contraria tiene el coeficiente de alma-- cenamiento: cuanto mayor es su valor tanto menor volumen de mate-- rial tendrá que ser afectado para extraer determinada cantidad de -- agua; por consiguiente, el radio de influencia es inversamente pro-- porcional a esta característica. De aquí que dicho radio sea mucho mayor en acuíferos confinados que en acuíferos libres (figura No.3).

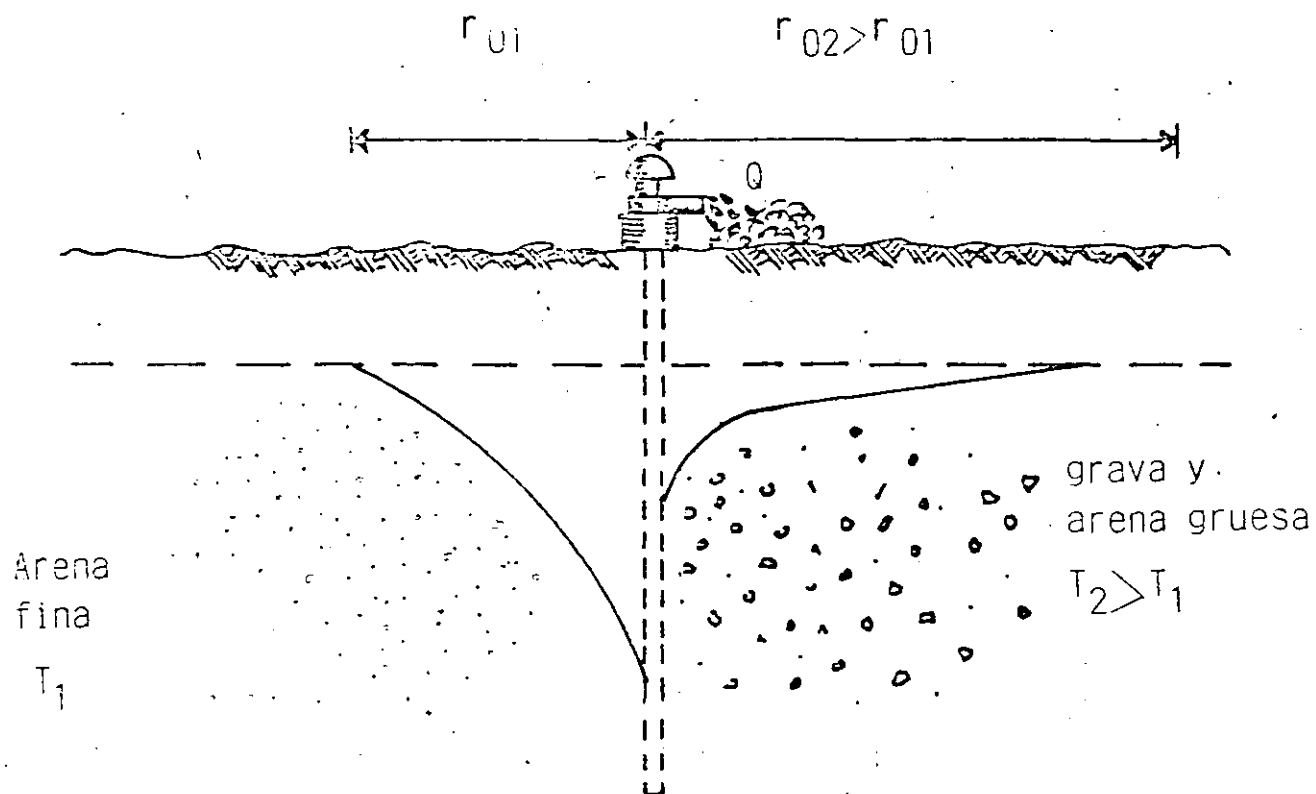


Figura 2 El radio de influencia es directamente proporcional a la transmisividad del acuífero.

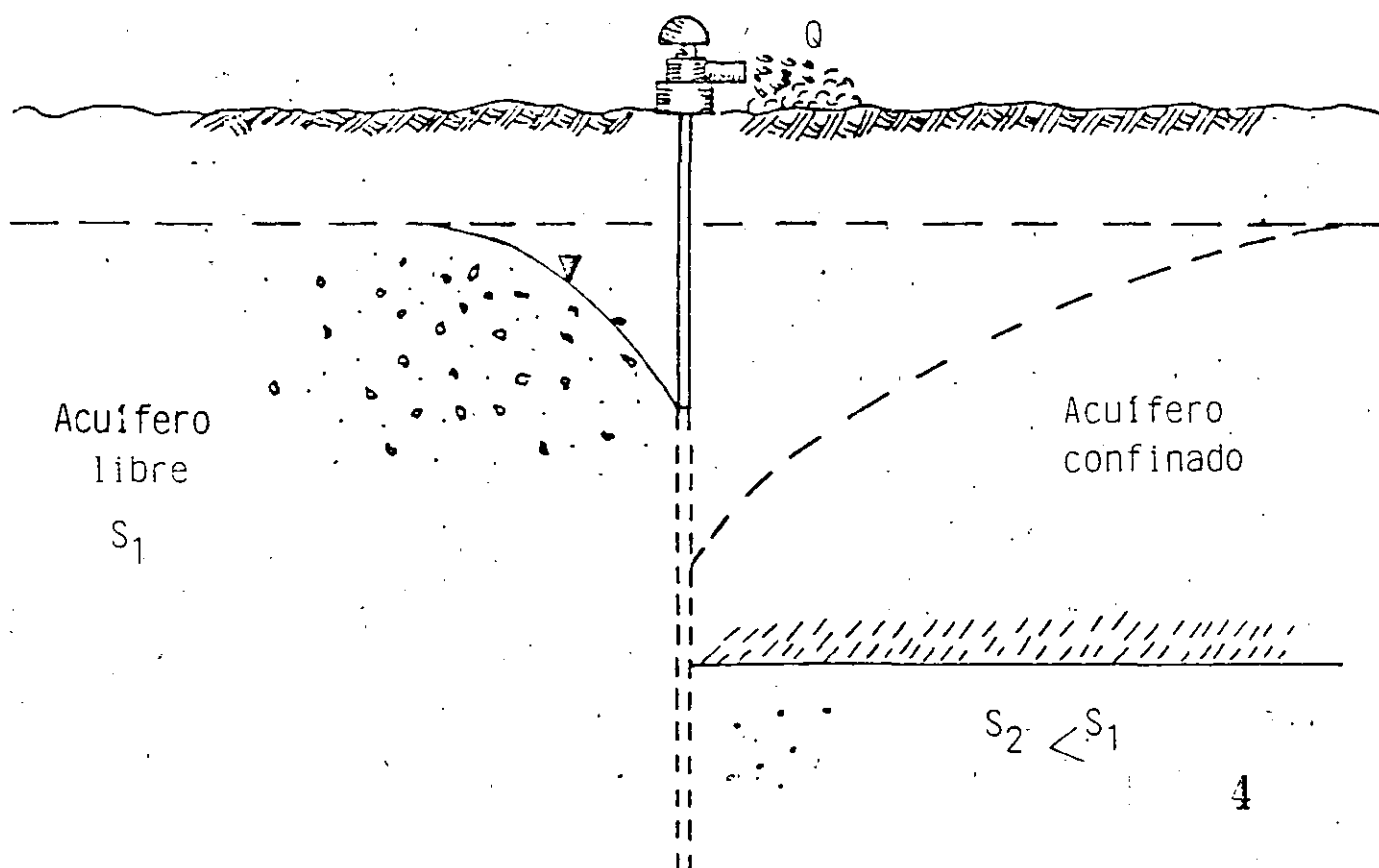


Figura 3 El radio de influencia es inversamente proporcional al valor del coeficiente de almacenamiento.

La relación T/S, denominada "Coeficiente de Difusividad Hidráulica", es una medida de la rapidez con que se propagan las excitaciones (recarga o descarga) en un acuífero. Cuando los valores de este coeficiente son altos, la influencia de la recarga se propaga rápidamente, provocando ascenso de los niveles piezométricos en corto tiempo; análogamente, los efectos del bombeo se propagan a gran velocidad, lo cual propicia la interferencia entre pozos. En general, los acuíferos confinados tienen alta difusividad a causa de su bajo coeficiente de almacenamiento; por ejemplo, las calizas acuíferas del noreste de México, de alta transmisividad y coeficiente de almacenamiento sumamente bajo, se caracterizan por una gran difusividad hidráulica: en los pozos del Campo Mina se registran recuperaciones piezométricas de varias decenas de metros, -- apenas unos cuantos días después de que se presentan las lluvias -- en áreas de recarga situadas a unos 40 km de distancia.

Además de los factores mencionados hay otras características o "condiciones de frontera" de los acuíferos, que tienen influencia en la forma y dimensiones del cono de abatimientos; una de las más importantes es la recarga inducida. La operación de un pozo puede inducir cierta recarga desde la superficie, cuando la influencia del bombeo se propaga hasta un cuerpo de agua superficial (río, canal, dren, laguna, etc.) conectado con el acuífero. Una vez que esto sucede, el cono de abatimientos deja de extenderse en la dirección normal a esa frontera hidráulica, y se expande con rapidez decreciente en los demás sentidos conforme aumenta la recarga inducida; finalmente, el cono se estabiliza cuando ésta -- llega a ser equivalente al caudal extraído (figura No. 4). El mismo fenómeno se presenta en los acuíferos semiconfinados, aunque en este caso la recarga inducida no procede de la superficie, sino de un acuífero sobreyacente o subyacente al bombeado y del estrato semiconfinado (figura No. 5). Puesto que en sistemas de este tipo -- sólo parte del caudal extraído procede del almacenamiento del acuífero y el resto de otra fuente, el tamaño del cono de abatimientos es menor que si el acuífero fuera confinado; por tanto, la magnitud de la interferencia en un punto dado es también menor.

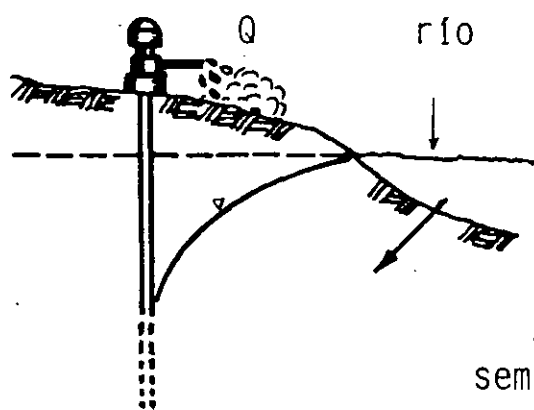


Figura 4

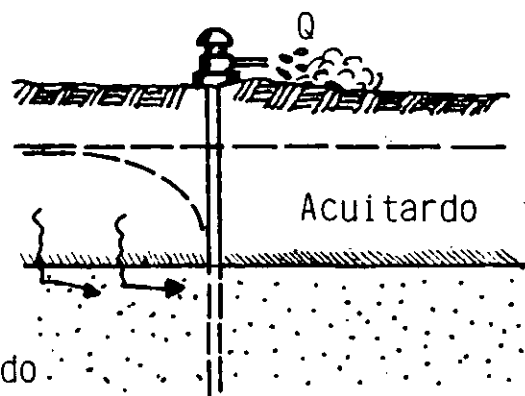


Figura 5

La recarga inducida reduce la extensión del cono de abatimientos.

La penetración parcial también tiene cierta repercusión en las dimensiones del cono de que se trata, pues provoca mayores abatimientos en el pozo de bombeo y en sus inmediaciones; pero a distancias de la captación mayores que 1.5 veces el espesor -- del acuífero, la magnitud de la interferencia es idéntica a la generada por una captación totalmente penetrante.

Numerosos son los sistemas de flujo que analiza -- la Hidráulica de Pozos y en cada uno de ellos el fenómeno de interferencia origina efectos particulares específicos. Sin embargo, el sistema analizado por Theis es el más desfavorable, lo cual permite utilizarlo como referencia para acotar superiormente la extensión -- del área afectada por el bombeo, en el sentido de que si se tratara de otro sistema dicha área sería menos amplia.

III.- DETERMINACION DEL RADIO DE INFLUENCIA.

Por desconocimiento del fenómeno es común que se -- asigne al radio de influencia un valor "aproximado" (?) para fijar el espaciamiento conveniente entre pozos; probablemente, el valor -- recetado más popular sea el de 500 metros. Tal vez éste haya sido deducido y aplicado acertadamente en un caso particular, y después se generalizó aplicándose en forma indiscriminada; pero en todo caso, dicha receta no tiene validez ya que el radio de influencia varía en un rango muy amplio, desde unas cuantas decenas de metros -- hasta varios kilómetros, dependiendo de los factores señalados en -- el apartado anterior.

De acuerdo con la teoría de la Hidráulica de Po---zos, el abatimiento de los niveles piezométricos provocado por el -- bombeo de un pozo totalmente penetrante, que capta un acuífero -- confinado, homogéneo e isótropo, está dado por la ecuación de Theis:

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

siendo: Q y t, el caudal y el tiempo de bombeo, respectivamente; T y S, las características hidráulicas del acuífero; r, la distancia al pozo de bombeo; W(u), la llamada "Función de Pozo", y $u = r^2 S / 4Tt$, un parámetro adimensional.

C. E. Jacob demostró que para valores de u 0.05 la solución anterior puede substituirse por la expresión más sencilla:

$$a = \frac{2.3C}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (2)$$

cuya representación gráfica en trazado semilogarítmico es una recta, como se ilustra en la figura No. 6. De la ecuación anterior puede deducirse un valor aproximado del radio de influencia, r_o , despejando la distancia a la cual el abatimiento es nulo, en la forma siguiente:

$$a = \frac{2.3C}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_o^2 S} = 0.$$

Para que está expresión se cumpla, el argumento del logaritmo debe ser igual a la unidad, esto es:

$$\frac{2.25Tt}{r_o^2 S} = 1 \quad (3)$$

de la cual se deduce:

$$r_o = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}} \quad (4)$$

Como puede observarse en la figura No. 6, el valor de r_o así obtenido está subestimado, pues en realidad a esa distancia todavía se tiene un abatimiento, que puede ser significativo. Para calcularlo la expresión (3) puede escribirse:

$$u_o = \frac{r_o^2 S}{4Tt} = 0.56.$$

parámetro al que corresponde el valor de la Función de Pozo:

$$W(u_o) = W(0.56) = 0.5$$

Entonces, el abatimiento real correspondiente a la distancia calculada con la expresión (4), es:

$$a = \frac{C}{4\pi T} W(u_o) = \frac{C}{8\pi T}$$

abatimiento que es despreciable — menor que 0.1 m, por ejemplo — si

$$Q/T \leq 2.5 \text{ m}$$

Puede demostrarse que esta desigualdad sólo se cumple cuando la transmisividad del acuífero es alta (mayor que $10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg}$) o cuando el caudal de bombeo es muy bajo (menor que 25 lps). Esto significa que únicamente para esos rangos de gasto y transmisividad, el valor de r_0 dado por la expresión (4) es más o menos preciso para fines prácticos; fuera de esos rangos dicho valor del radio de influencia debe considerarse como una aproximación subestimada.

Un valor más aproximado de r_0 puede obtenerse a partir de la ecuación (1), determinando a qué distancia del pozo de bombeo el abatimiento es despreciable (menor que 0.1 m, por ejemplo), por medio del procedimiento siguiente:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u_0) = 0.1$$

de donde:

$$W(u_0) = 0.1 \frac{4\pi T}{Q}$$

Aplicando los valores particulares de Q y T en la expresión anterior, se calcula el valor de $W(u_0)$ y se obtiene el valor respectivo de u_0 en la curva de Theis, Como

$$u_0 = \frac{r_0^2 S}{4Tt}$$

se deduce

$$r_0 = 2 \sqrt{u_0} \sqrt{Tt/S}$$

expresión que permite calcular el radio de influencia para cualquier tiempo de bombeo.

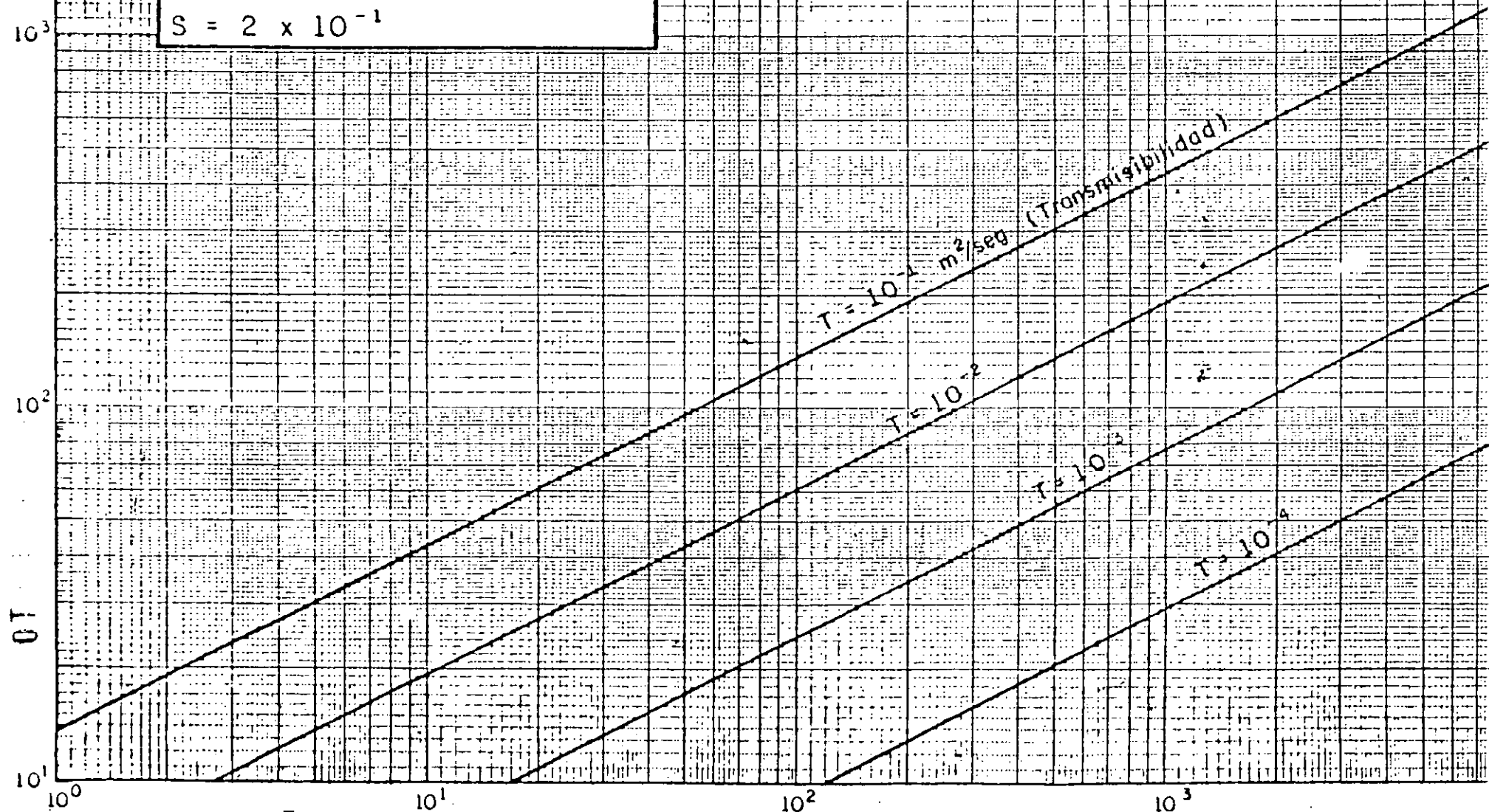
En las figuras Nos. 7 y 8 se ilustran las gráficas de la relación $r_0 - T - t$, para $S = 0.2$ (acuífero libre) y para $S = 0.0001$ (acuífero confinado), respectivamente, obtenidos siguiendo el procedimiento antes descrito. Gráficas semejantes pueden obtenerse para otras combinaciones de T , t y S .

$$a = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_0) = 0.01 \text{ m}$$

$$u_0 = \frac{r_0^2 \cdot S}{4 T t}$$

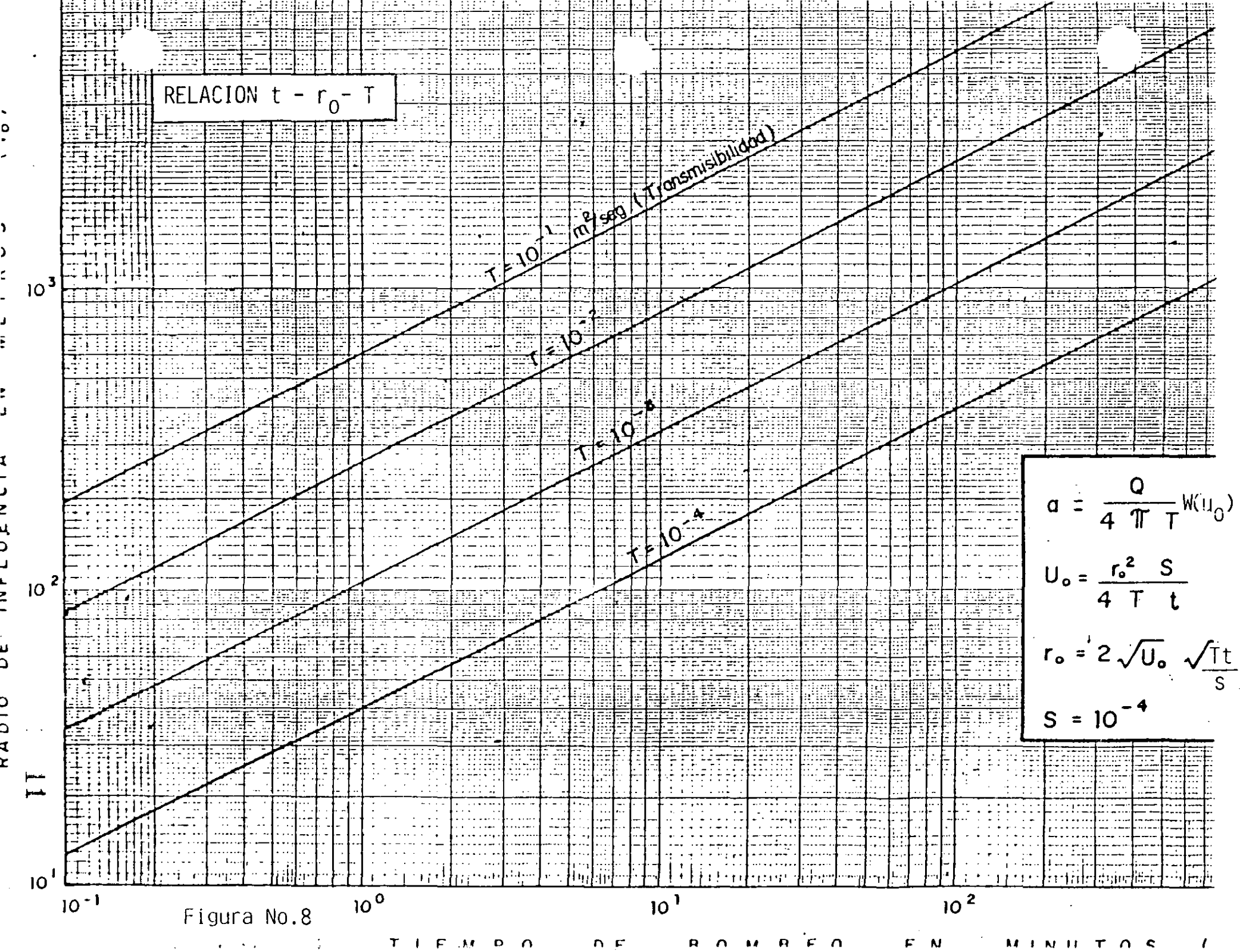
$$r_0 = 2 \sqrt{u_0} \sqrt{\frac{T t}{S}}$$

$$S = 2 \times 10^{-1}$$

RELACION $t - r_0 - T$ 

gura No. 7

TIEMPO DE BOMBEO EN MINUTOS (t)



IV.- MAGNITUD DE LA INTERFERENCIA.

Para calcular la magnitud de la interferencia se utiliza la fórmula correspondiente al sistema de flujo de que se trate; así, las fórmulas (1) y (2) permiten calcular los abatimientos provocados por el bombeo de un pozo en un acuífero del tipo analizado por Theis y Jacob. En estos, como en todos los sistemas, el abatimiento es directamente proporcional al caudal, de lo cual se infiere que, en general, un pozo de baja extracción no produce efectos perjudiciales sobre otros.

Sin embargo, el perjuicio de la interferencia es un concepto relativo, ya que depende de la terminación y régimen de operación de los pozos involucrados. Un pozo puede recibir fuerte interferencia de otros circunvecinos sin que su gasto resulte apreciablemente mermado, siempre y cuando tenga características constructivas que le permitan absorber el abatimiento adicional; aunque, en todo caso, su consumo de energía y su costo de operación aumentarán en proporción directa con ese abatimiento. Por el contrario, si los pozos no tienen profundidad, cámara de bombeo o columna de succión de tamaño suficiente para absorberlo, hasta una pequeña interferencia puede mermar su rendimiento o inutilizarlo temporalmente; las norias, por su reducida penetración en la zona saturada, suelen ser muy vulnerables a la operación de pozos próximos.

V.- MEDIDAS PARA PREVENIR LA INTERFERENCIA.

En zonas de alta concentración de la demanda de agua subterránea, donde los pozos operan en forma casi continua durante largos intervalos de tiempo, no es posible evitar totalmente la interferencia entre pozos, pero se puede reducir su magnitud mediante alguna de las acciones siguientes:

La operación intermitente puede atenuar la interferencia, ya que la supervisión temporal del bombeo trae consigo la contracción del cono de abatimiento; aun cuando quede un efecto residual después de cada ciclo, a cierta distancia del pozo el abatimien

to es menor que si la extracción fuera continua. Así, en algunos casos, la interferencia puede reducirse acortando el tiempo de operación, aunque se aumente el caudal para obtener el mismo volumen de agua.

Una segunda opción consiste en la operación alternada de los pozos, de tal manera que sus conos de abatimiento no se superpongan, práctica que es más viable cuando los pozos pertenecen a un mismo usuario.

Por último, cuando se trata de un problema en que uno o más de los pozos van a ser construidos, los existentes en la misma área pueden ser protegidos de la interferencia, diseñando aquéllos con características constructivas distintas. La presencia de gruesos estratos confinantes o semiconfinantes es favorable para tal fin, pues la captación de acuíferos diferentes disminuye el abatimiento que se produce en cada uno de ellos, aun cuando estén interconectados a escala regional. La misma medida es aplicable cuando no hay estratos semiconfinantes; si los pozos nuevos se construyen de mayor (o menor, según el caso) profundidad y son cementados en la porción de acuífero captada por los pozos existentes vecinos, éstos sufren una interferencia menor debido al efecto de penetración parcial y a la anisotropía de los acuíferos (permeabilidad vertical menor que la horizontal).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y
DISEÑO DE POZOS*

HIDRAULICA DE POZOS DE BOMBEO

HIDRAULICA DEL POZO DE BOMBEO

I.- INTRODUCCION.-

En el interior y en la vecindad inmediata de los pozos de bombeo interactúan diversos fenómenos hidráulicos, cuyos efectos sólo son observables separadamente por medio de una compleja instrumentación y cuya descripción matemática plantea serias dificultades por la multitud de factores involucrados.

Aunque en la práctica común se simplifica el problema considerando únicamente el efecto global que provocan tales fenómenos —el único medible con relativa facilidad—, o considerando el comportamiento del acuífero más allá de la corta distancia del pozo en que aquéllos se manifiestan, es conveniente conocer la influencia que los fenómenos referidos tienen en el comportamiento y en la eficiencia del pozo, con objeto de minimizar sus efectos mediante la aplicación de una adecuada tecnología de perforación y de un criterio racional de diseño.

II.- FENOMENOS HIDRAULICOS EN EL POZO DE BOMBEO.

Los fenómenos hidráulicos que se presentan en un pozo de bombeo son estudiados en la hidráulica de orificios y tuberías. Considérese un acuífero en la vecindad inmediata de un pozo de bombeo (figura 1). El abatimiento provocado en su interior por la operación de la bomba induce flujo hacia el cedazo; la velocidad del agua va aumentando al circular a través de secciones cilíndricas de perímetro decreciente, y puede alcanzar el valor necesario para que el régimen de flujo pase de laminar a turbulento. Con este cambio de régimen la Ley de Darcy deja de ser aplicable, lo cual implica mayor dificultad en el análisis. Después, el agua cruza una corona cilíndrica de material, cuya permeabilidad es artificialmente incrementada con el desarrollo del pozo y la colocación de un filtro de grava; aunque el ancho -

de esta corona suele ser apenas de algunos decímetros, su presencia reduce notablemente el abatimiento en el entorno del pozo, -- con respecto al que se provocaría si la misma corona estuviera -- constituida por el material natural del acuífero, menos permeable.

Luego, sobreviene otro incremento de la velocidad del agua al concentrarse el flujo en las ranuras del cedazo, incremento que se traduce en una significativa pérdida local de carga hidráulica. Además, las ranuras se comportan como orificios -- en los que hay concentración de las venas líquidas, resistencia -- al flujo y cambio en la distribución de velocidad, todo ello acompañado de pérdidas adicionales de carga (figura 2).

Seguidamente, tiene lugar un brusco cambio en la -- dirección del flujo: el agua que cruza el cedazo en sentido horizontal, es enérgicamente acelerada hacia arriba por la acción de los impulsores de la bomba, y este cambio de dirección genera también una pérdida de carga. Finalmente, el ascenso del agua por -- el interior de la tubería genera pérdidas por fricción y por cambios de diámetro de la misma.

Se llama "pérdida de pozo", a_p , a la suma de las -- pérdidas de carga originadas por los fenómenos descritos. Si llamamos " a_1 " al abatimiento provocado por la concentración del flujo en el cedazo y por el paso del agua a través de sus ranuras; -- " a_2 ", al abatimiento asociado con el cambio de dirección del agua al ser impulsada hacia arriba por la bomba; " a_3 ", al abatimiento generado por los cambios de diámetro de la tubería, y " a_4 ", a las pérdidas por fricción, la pérdida de pozo es:

$$a_p = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$$

Cada uno de estos abatimientos puede expresarse -- en términos del caudal de extracción elevada a cierta potencia, --

que en la hidráulica de tuberías se supone igual a 2, esto es:

$$a_p = c_1 Q^2 + c_2 Q^2 + c_3 Q^2 + c_4 Q^2$$

en que: c_1 es un coeficiente que depende del tipo y tamaño de las ranuras; el valor de c_2 depende del cambio de dirección del agua; el coeficiente c_3 es función de la relación de las áreas transversales de la tubería antes y después de los cambios de sección; c_4 es directamente proporcional a la longitud y a la rugosidad de la tubería e inversamente proporcional al diámetro de la misma. En la mayoría de los casos la primera y la última componentes son las más significativas.

Esta pérdida es relativamente independiente de las características del acuífero; su magnitud depende principalmente de las características constructivas del pozo, y se traduce en abatimientos adicionales del nivel del agua en el interior y en el entorno del mismo. Debido a la pérdida de pozo, el nivel dinámico no se encuentra en la intersección del cono de abatimientos con la pared externa del cedazo, sino más abajo.

De acuerdo con lo anterior, el abatimiento total - en el interior de un pozo de bombeo en operación, tiene dos componentes principales: el abatimiento debido a la resistencia que opone el acuífero a la circulación del agua y la pérdida de pozo (figura 3). La primera componente, llamada "pérdida en la formación", a_f , es directamente proporcional al caudal de bombeo, Q , ya que el régimen de flujo en el acuífero suele ser laminar:

$$a_f = BQ \quad (1)$$

en que B es un coeficiente cuyo valor depende de las características del acuífero y del tiempo de bombeo.

La segunda componente, a_p , es directamente proporcional al caudal elevado a una potencia " n ", por ser turbulento el régimen de flujo:

$$a_p = cQ^n$$

siendo c el coeficiente de pérdida de pozo. El valor de n varía en el rango de 1.8 a 3, aunque puede tomar valores próximos a uno cuando el flujo en el interior del pozo es muy lento.

Sumando las expresiones (1) y (2), el abatimiento total en el interior del pozo puede expresarse:

$$\begin{aligned} a_t &= a_f + a_p \\ &= BQ + cQ^n \end{aligned} \quad (3)$$

La primera componente depende de características intrínsecas del acuífero, que sólo son modificables en el entorno del pozo; por ejemplo, la permeabilidad del acuífero puede ser sustancialmente disminuida por la invasión de lodo bentonítico durante la perforación del pozo, y notablemente incrementada con las operaciones de desarrollo. Las pérdidas de pozo, en cambio, pueden ser minimizadas utilizando tecnologías de perforación, criterios de diseño y métodos de desarrollo adecuados.

III.- PRUEBAS ESCALONADAS.-

Para valuar los coeficientes B y c realiza la prueba de bombeo a caudal variable, llamada "prueba escalonada", propuesta por C. E. Jacob, que consiste en bombear el pozo durante varias etapas sucesivas, en cada una de las cuales se mantiene el caudal constante. El número de etapas varía entre cuatro y ocho;

la duración de cada una entre cuatro y ocho horas, aunque pueden ser más cortas si el nivel dinámico se estabiliza en tiempos menores que la duración prefijada. Generalmente, en las primeras cuatro etapas el gasto es creciente, y en las siguientes, en su caso, es decreciente. En la práctica común las etapas se llevan a cabo sucesivamente, variando el gasto de una a otra sin interrupción -- del bombeo; pero también puede emplearse la variante de bombeo intermitente, en la que se suspende la operación del pozo después de cada etapa, durante el tiempo necesario para que el nivel del agua recupere su posición inicial.

Para que esta prueba sea de mayor utilidad práctica es recomendable que el caudal se haga variar dentro de un rango lo más amplio posible, de preferencia con valores bastante mayores que el gasto de operación considerado en el anteproyecto del pozo.

3.1.- Ejecución de la Prueba .

La prueba escalonada se realiza inmediatamente después del desarrollo hidráulico del pozo y casi siempre con el mismo equipo: bomba de pozo profundo acoplada a un motor de combustión interna. Los caudales y niveles dinámicos registrados durante el desarrollo sirven de base para seleccionar los caudales de la prueba escalonada.

Una vez registrado el nivel estático se inicia esta prueba con el primer caudal seleccionado; por medio de una sonda eléctrica se registra la variación del nivel dinámico con la secuencia de tiempos siguiente: 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 minutos..., hasta alcanzar la duración prefijada de la primera etapa. Simultáneamente, se lleva el control continuo de las revoluciones del motor y se mide el caudal de bombeo a intervalos de tiempo arbitrariamente seleccionados, para verificar que se mantenga más o menos constante. Estas operaciones se repiten en las etapas subsiguientes, considerando al inicio de cada una como origen de tiempo para registrar el nivel dinámico con la secuencia antes apuntada.

3.2.- Interpretación de la Prueba.

La figura No. 4 ilustra el comportamiento típico - del nivel dinámico de un pozo durante una prueba escalonada. El - nivel del agua desciende o asciende bruscamente en cada cambio de etapa, según que el gasto sea aumentado o disminuido, respectivamente, presentando por ello la fluctuación escalonada a la que debe su nombre la prueba. A partir de esta gráfica se obtienen los datos necesarios para valuar B , c y n . El método de interpretación más sencillo fue propuesto también por C. E. Jacob, quien basado en la interpretación de numerosas pruebas fijó al exponente - el valor de 2, por considerarlo una aproximación suficiente en la mayoría de los casos; con esta simplificación la expresión (3) - queda:

$$a_t = BQ + cQ^2 \quad (4)$$

de la que se deduce:

$$a_t / Q = B + cQ \quad (5)$$

que es la ecuación de una línea recta cuya ordenada al origen es B y cuya pendiente es c .

Para la interpretación se sigue el procedimiento - gráfico-numérico siguiente:

- a).- Se elige un tiempo, t^* , menor o igual que la duración de la etapa más corta;
- b).- En la gráfica de la figura 4 se obtiene el incremento de abatimiento (Δa) que en cada etapa corresponde al tiempo t^* , contado a partir de su origen respectivo, midiendo el incremento con respecto a la extrapolación de la tendencia de abatimiento de la etapa precedente;

c).- Se calculan los abatimientos:

$$\begin{aligned}a_1 &= da_1 \\a_2 &= da_1 + da_2 \\&\dots\dots\dots \\a_i &= da_1 + da_2 + \dots + da_i,\end{aligned}$$

en que a_i representa el abatimiento que provocaría la extracción del gasto q_i durante el tiempo t^* . Cuando el nivel dinámico se estabiliza en cada etapa de bombeo, los valores de $a_1, a_2, \dots, a_i$ coinciden con los abatimientos totales respectivos;

d).- Se calculan los cocientes de los abatimientos obtenidos en c) y los correspondientes caudales, es decir,

$$a_1 / q_1, a_2 / q_2, \dots;$$

e).- Se traza la curva a_t / q vs q en escalas aritméticas, la cual tendrá un número de puntos igual al número de etapas, como se muestra en la figura 5;

f).- Si los puntos de la gráfica muestran una distribución lineal, se ajusta a ellos una recta, y se obtienen los valores de B y c como la ordenada al origen y la pendiente, respectivamente, de la recta de ajuste.

Por su sencillez el método de Jacob es el comúnmente utilizado para interpretar las pruebas escalonadas, pero su aplicación está limitada a los casos en que los puntos de la gráfica a_t/q vs q aparecen más o menos alineados, lo cual constituye una relativa prueba de que el valor de n es igual o próximo a 2. Sin embargo, es frecuente que los puntos de esa gráfica presenten distribuciones variadas, diferentes de la lineal, algunas de las cuales se ilustran en la figura 6. La gráfica de la figura 6a puede corresponder a un exponente de valor distinto de 2 o a un acuífero libre delgado, en que el valor de B aumenta a medida que la transmisividad decrece con el espesor saturado. Una ley lineal -- partiendo prácticamente del origen (figura 6b) puede indicar que el régimen de flujo también es turbulento en el acuífero, lo cual es común en las rocas fracturadas y carbonatadas. En otros casos, un valor constante de a_t/q (figura 6c) sugiere que el régimen es laminar tanto en el acuífero como en el pozo; tal condición puede presentarse en captaciones de baja extracción o de gran diámetro, en cuyo interior el flujo es muy lento. Si a_t/q es constante para gastos menores que q_c (figura 6d) se infiere que el régimen es laminar para ese rango de caudales, y turbulento para valores mayores que q_c .

También es frecuente que los puntos de la gráfica a_t/q vs q queden dispersos o que los valores de B y c resulten negativos (figura 6e), carentes de sentido físico. Cuando se trata de pozos que no han sido operados, este comportamiento errático -- puede deberse a la presencia de lodo bentonítico en el acuífero, no removido por limpieza y desarrollo deficientes; cuando se trata de pozos que han estado activos, tal comportamiento suele ser consecuencia del deterioro físico: obstrucción del cedazo, incrustación del filtro de grava, azolvamiento... En este sentido, la prueba escalonada es muy útil para diagnosticar el estado físico de un pozo; por tanto, pruebas de un mismo pozo, realizadas en diferentes fechas, revelan su deterioro o el resultado de un tratamiento de rehabilitación que se le aplique.

Cuando los puntos de la gráfica a_t/Q vs Q se apartan de la ley lineal y sugieren una distribución parabólica, cabe suponer que el valor de n difiere significativamente de 2; en consecuencia, el método descrito deja de ser aplicable. En esos casos es aplicable un segundo método que considera a n como una incógnita más a despejar.

Método de Rorabaugh.

Este método se basa en la expresión (3):

$$a_t = BQ + CQ^n$$

Tomando logaritmos de ambos miembros se tiene:

$$\log (a_t/Q - B) = \log C + (n-1) \log Q \quad (6)$$

Con base en esta expresión se deducen los valores de B , C y n , siguiendo el procedimiento de aproximaciones sucesivas:

- a).- Se obtienen los valores de a_t/Q de la misma manera que en el método anterior;
- b).- Se elige arbitrariamente un valor de B
- c).- Se calculan el valor de $a_t/Q - B$ para cada etapa;
- d).- Se traza la gráfica $(a_t/Q - B)$ vs Q en escalas logarítmicas (figura 7);
- e).- Si los puntos graficados describen una ley lineal, se ajusta a ellos una línea recta; en caso contrario, se elige otro valor de B y se

repite la secuencia de c) a e), hasta que los puntos resultantes queden dispuestos en una línea recta;

f).- Se obtienen la ordenada al origen y la pendiente de la recta de ajuste, que corresponden a los valores de c y de $n-1$, respectivamente, conforme a la expresión

Conocidos los coeficientes B , c y n , las expresiones (3) y (4) permiten calcular el abatimiento total en el interior del pozo de bombeo, para cualquier gasto diferente de los utilizados en la prueba, advirtiéndose que el resultado debe tomarse con reservas cuando se trata de gastos mayores que el máximo extraído durante la misma.

IV.- EL CAUDAL ESPECIFICO.

Se define como caudal específico de un pozo —también denominado "Capacidad Específica"— al cociente de su caudal de bombeo y el abatimiento que provoca en su interior. De la expresión (5) se deduce:

$$Q_e = \frac{1}{B + CQ} \quad (7)$$

El caudal específico es directamente proporcional a la transmisividad del acuífero: un valor alto de aquél refleja una transmisividad elevada. Presenta la ventaja de que su cálculo está al margen de errores de interpretación, por ser el cociente de dos términos que son medibles con cierta precisión. Es importante destacar que Q_e no es constante sino que varía inversamente con el gasto y con el tiempo de bombeo, según se infiere de la ex-

presión (7); un pozo tiene mayor caudal específico cuando extrae un caudal pequeño que cuando extrae uno mucho mayor, lo cual se debe tomar en cuenta para no extrapolar optimístamente los datos de pozos existentes de baja extracción. Así, por ejemplo, un pozo que extrae 10 lps con un abatimiento de 0.5 m tiene un caudal específico de 20 lps/m; pero esto no significa que pueda extraerse de él un caudal de 100 lps con 2.5 m de abatimiento, ya que el caudal específico será mucho menor al bombearse este último caudal.

La tabla siguiente presenta los rangos de q_e que pueden esperarse en los acuíferos más comunes, suponiendo que los pozos son razonablemente bien diseñados, contruidos y desarrollados. Desde luego, si el diseño, la construcción y la limpieza del pozo son deficientes, su caudal específico será bajo aun cuando las características del acuífero sean muy favorables.

A C U I F E R O	q_e (lps/m)
Arena fina o arcillosa. Conglomerados pozos cementados	menor que 1
Arena media a gruesa	5 - 20
Basaltos fracturados	20 - 70
Calizas con conductos de disolución	30 - 150

El caudal específico guarda una estrecha relación con la transmisividad del acuífero. Por ejemplo, cuando se trata del sistema analizado por C.V. Theis y C.E. Jacob ambos términos están relacionados por la expresión:

$$Q_e = \frac{T}{0.183 \log \frac{2.25 T t}{R^2 S}} \quad (8)$$

cuya gráfica se presenta en la figura No. 7, para valores específicos supuestos de "R" y "T". En este sistema particular el valor del coeficiente de proporcionalidad entre Q_e y T es próximo a la unidad; por tanto, la expresión (8) para fines de estimación preliminar, queda

$$Q_e = T$$

Por ejemplo, a un Q_e de 10 lps/m corresponde una transmisividad aproximada de 0.01 m²/seg. Esto permite estimar el probable valor de Q_e que tendría un pozo cuando se conoce la transmisividad del acuífero que va a captar; y a la inversa, -- permite estimar el coeficiente T cuando se conocen los caudales específicos de pozos. En todo caso, la estimación es preliminar, ya que la expresión (8) no toma en cuenta las pérdidas en el pozo.

V.- EFICIENCIA HIDRAULICA.

Se define como "eficiencia hidráulica" de un pozo de bombeo (E) a la relación entre el abatimiento provocado en la formación (A_F) y el abatimiento total medido en el interior del pozo; esto es:

$$E = \frac{A_F}{A_T}$$

$$= \frac{BQ}{BQ + CQ^2} = \frac{B}{B + CQ}$$

La eficiencia del pozo ideal ($c = 0$) es igual a uno ó 100%. Eficiencias mayores que 60% son aceptables; mientras que las menores que este valor corresponden a pozos mal diseñados o - desarrollados.

COMPONENTES DEL ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL AGUA

(OBSERVADO EN UN POZO DE BOMBEO)

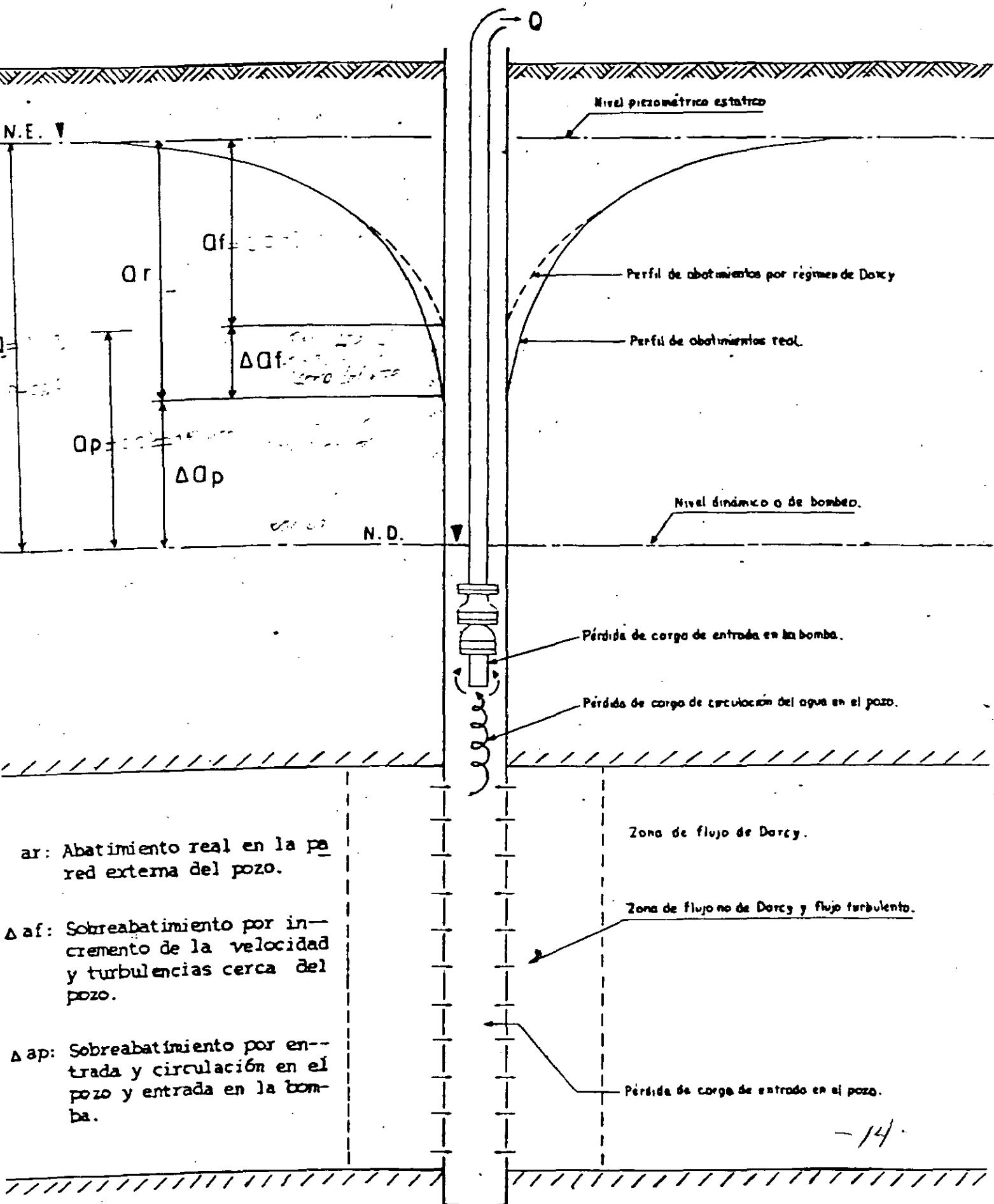
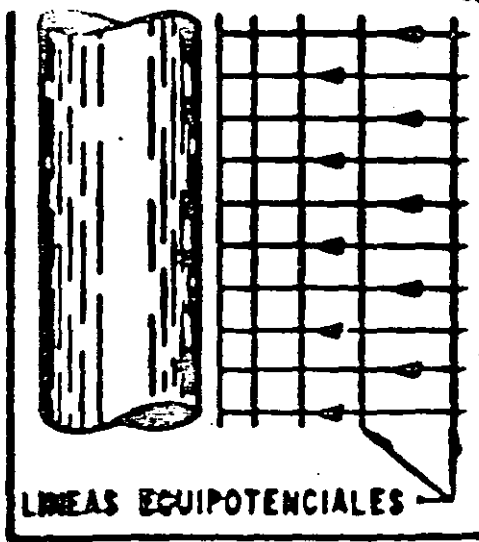
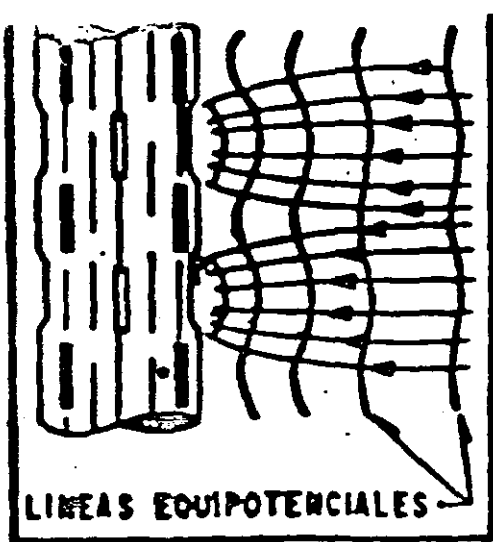
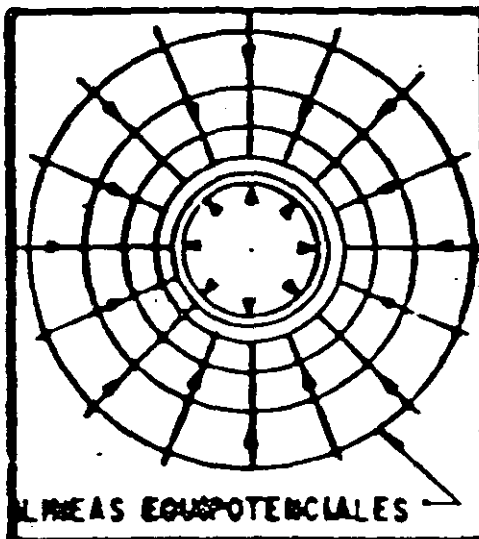
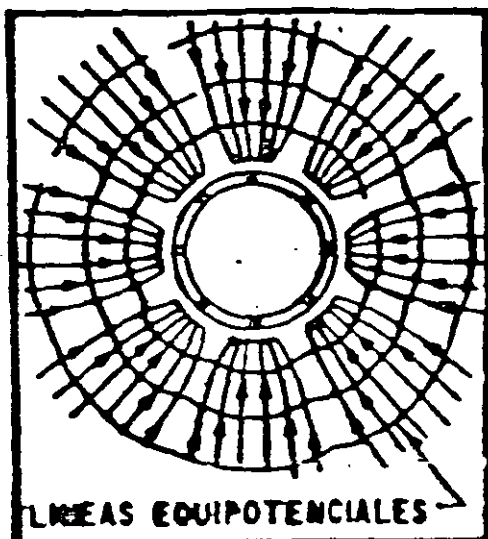


FIGURA Nº 1



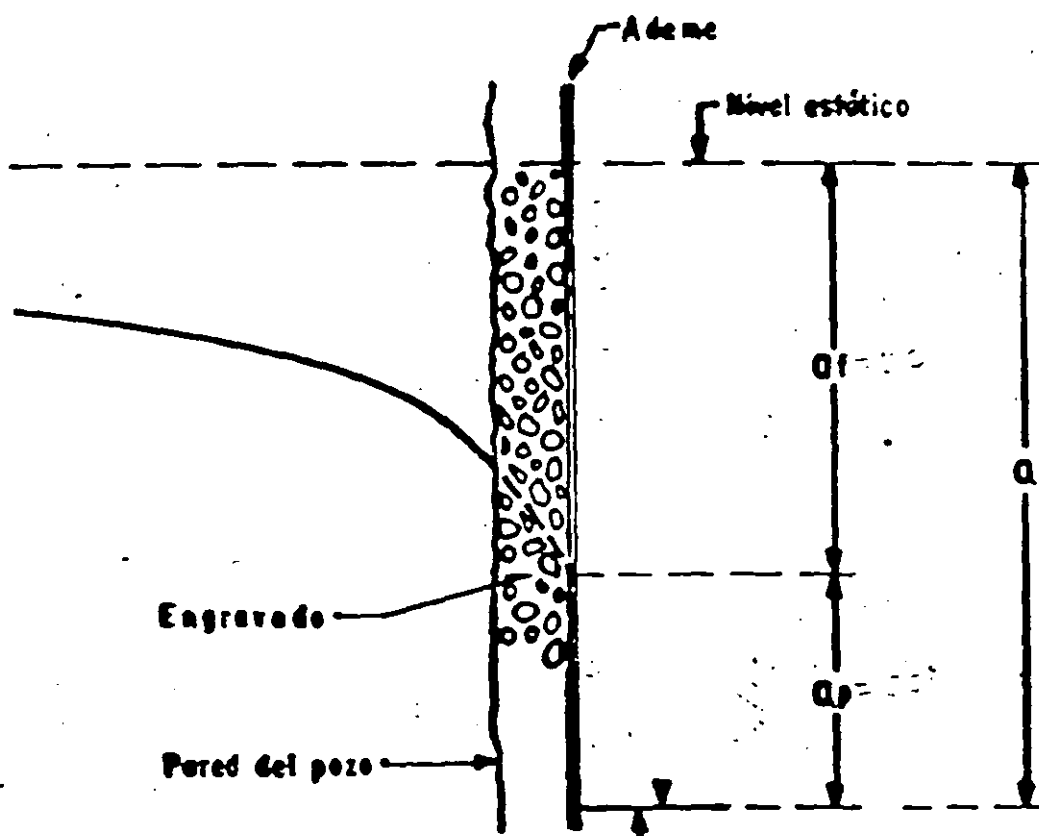
C O R T E



TUBERIA RANURADA

P L A N T A

FIGURA 2



INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO ESCALONADAS

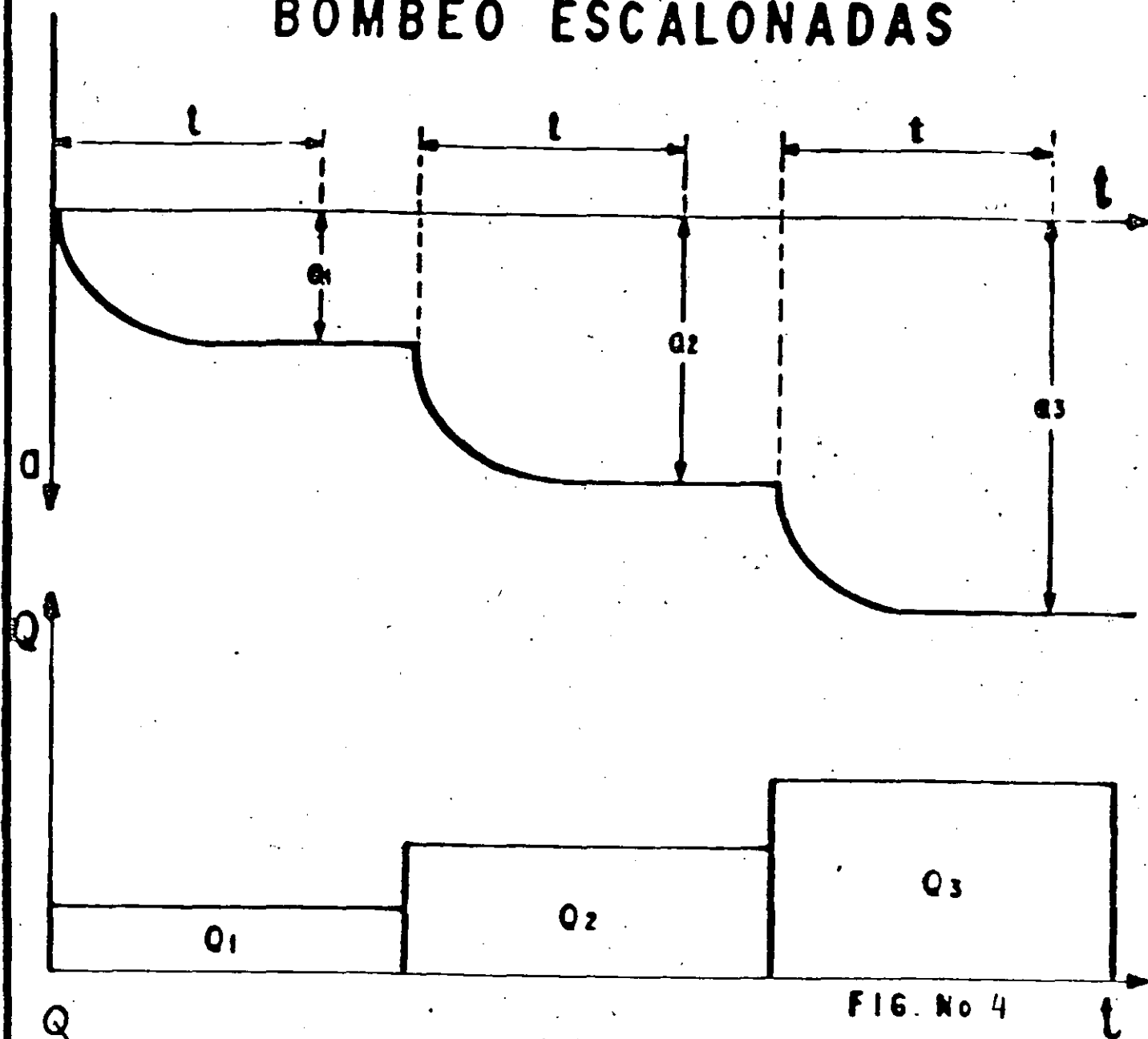
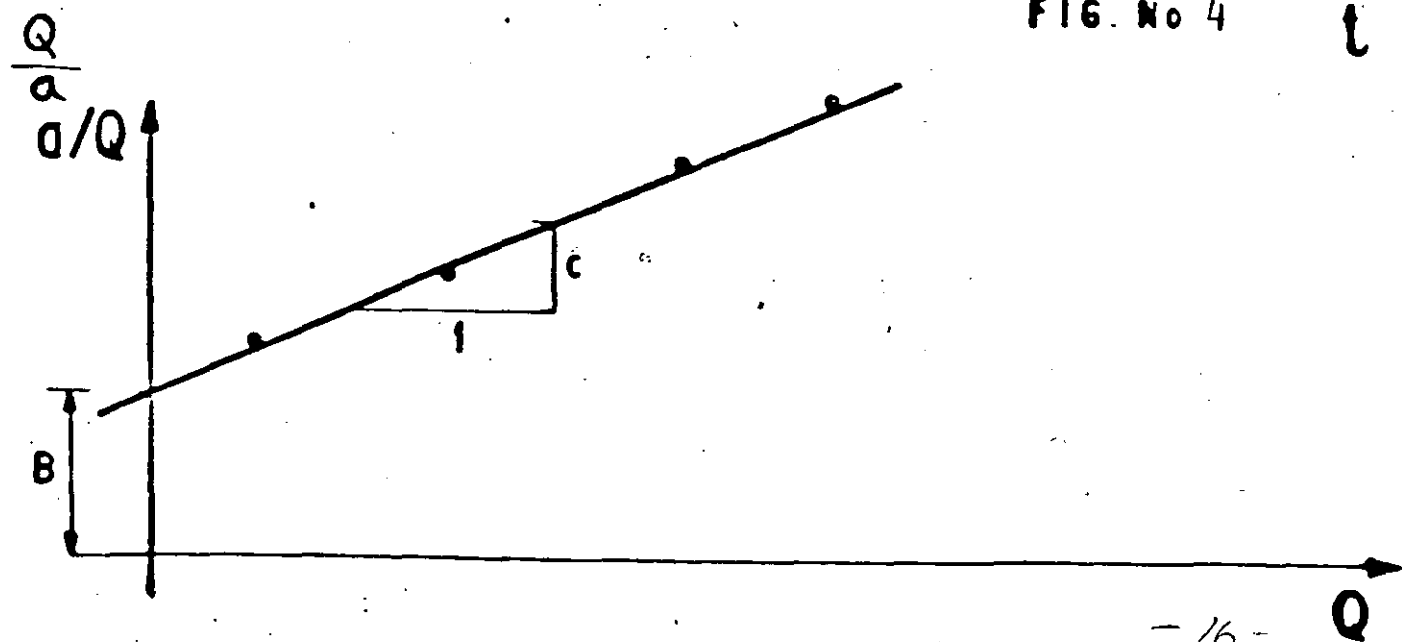
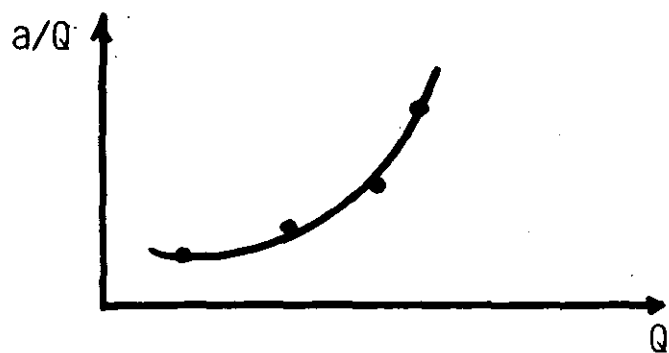


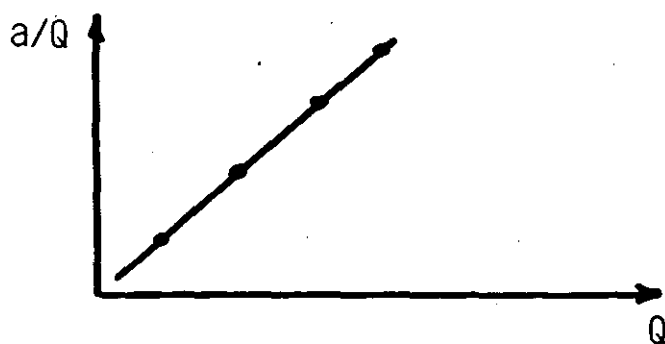
FIG. No 4



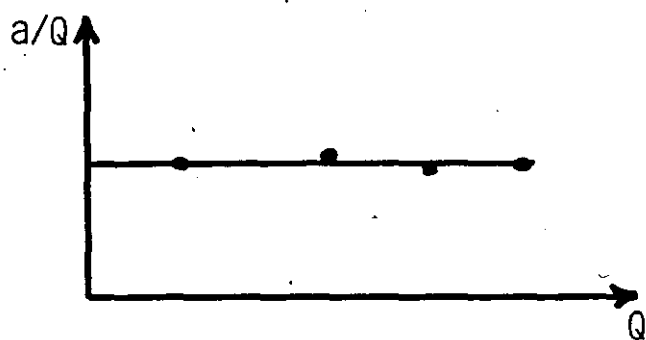
DIFERENTES COMPORTAMIENTOS DEL SISTEMA ACUIFERO DURANTE LA PRUEBA ESCALONADA



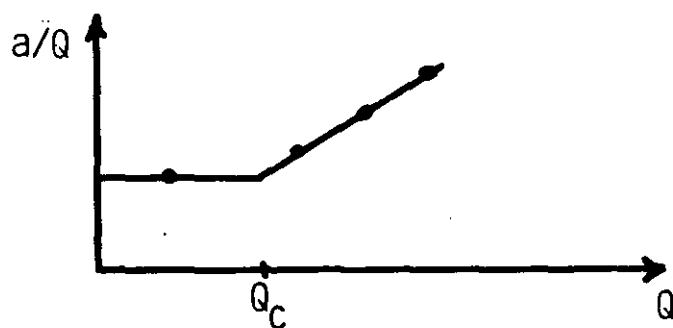
(a)



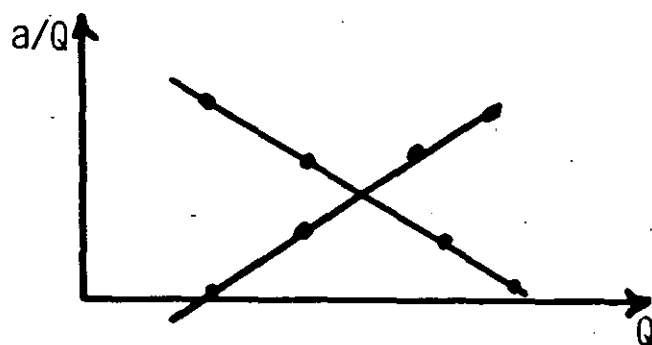
(b)



(c)



(d)



(e)

RELACION CAUDAL ESPECIFICO - TRANSMISIBILIDAD

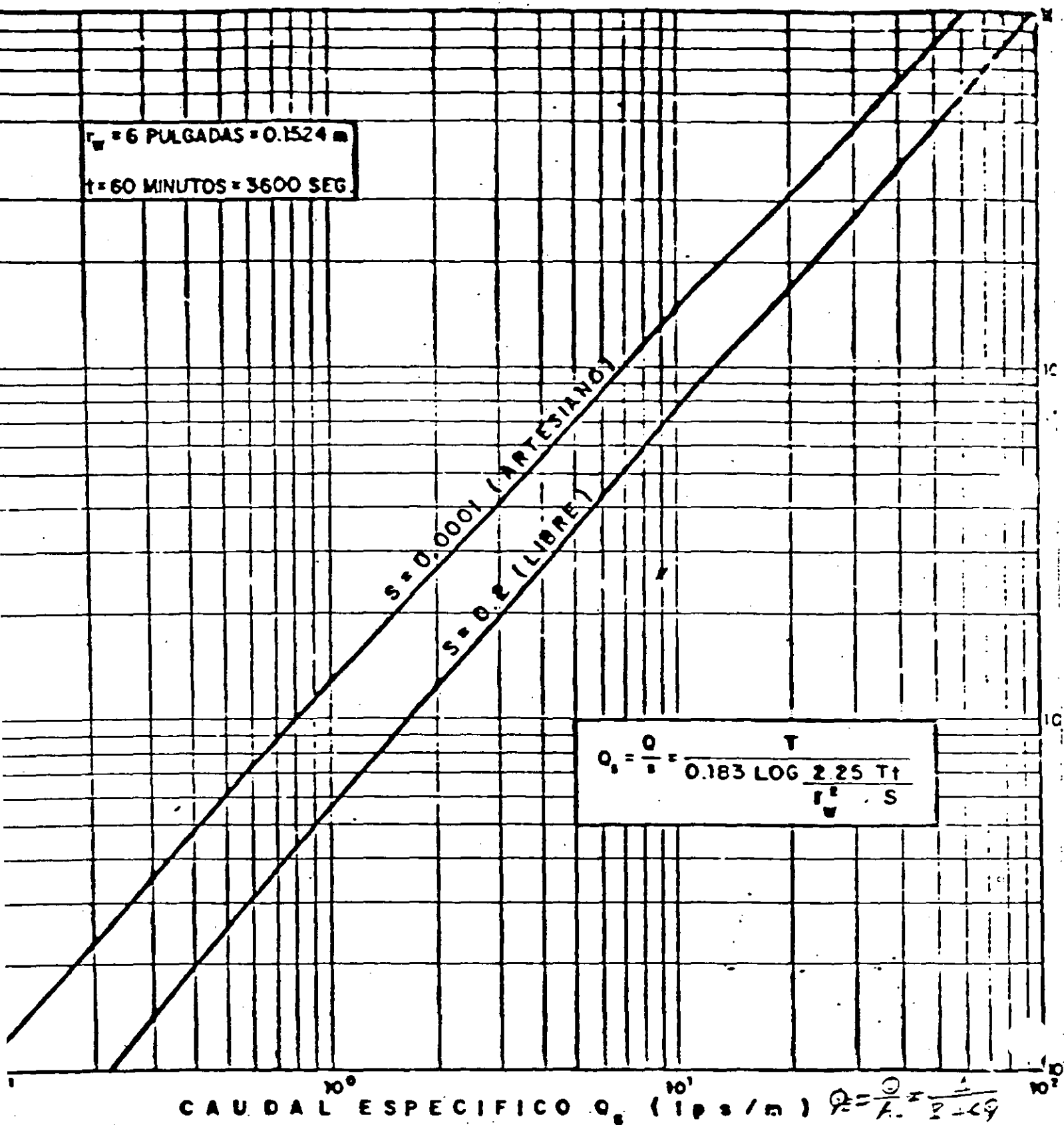


FIGURA 7

RELACION CAUDAL ESPECIFICO - TRANSMISIBILIDAD

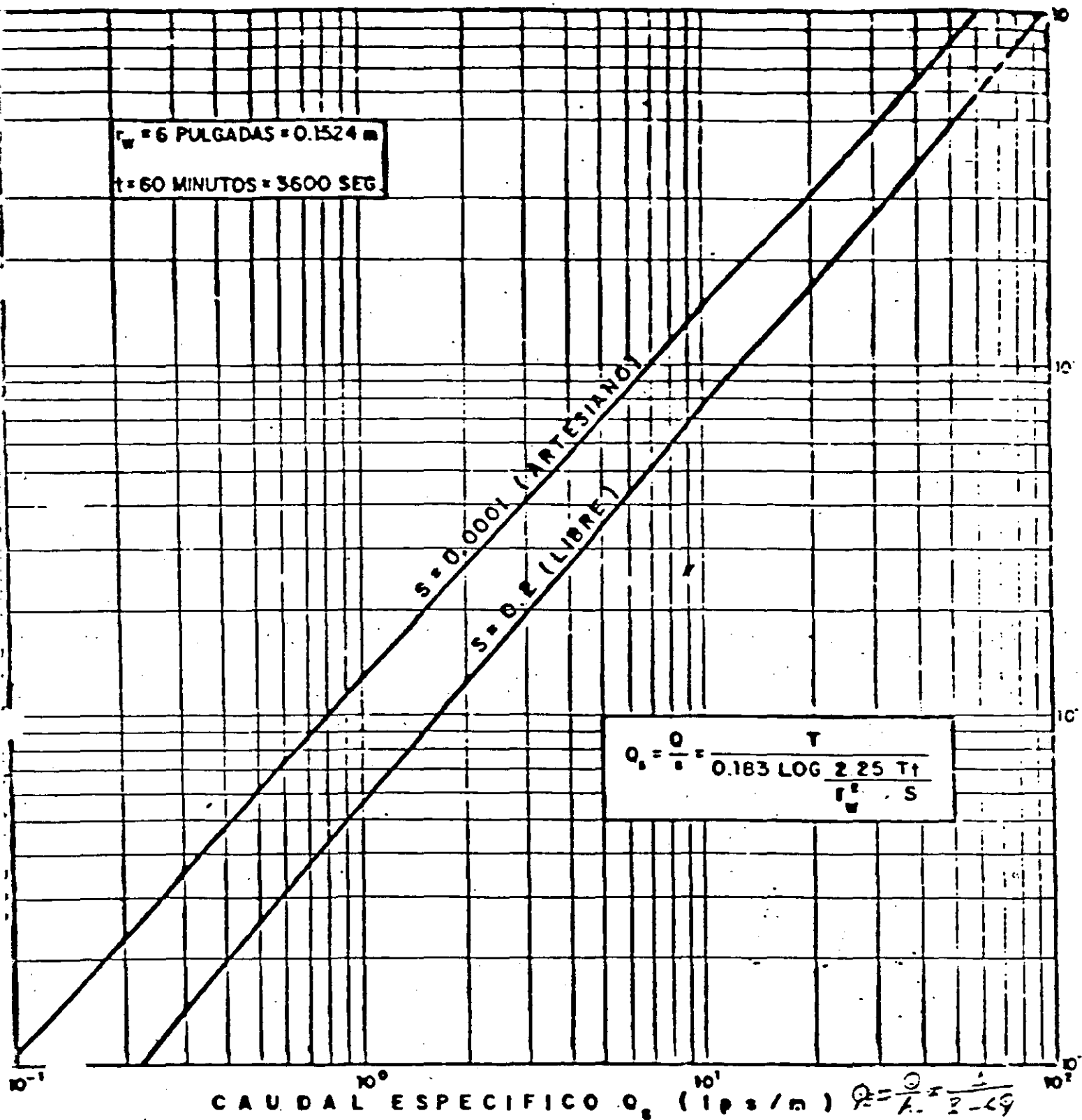


FIGURA 7

PRUEBAS DE BOMBEO ESCALONADAS

DIVISADERO 2, COAHUILA.

N.E. = 109.35 mts.

R.P.M.	Q (L.P.S.)	N.D. (mts)	a. (mts)	a/Q (seg./mts ²)
1400	21	110.20	0.85	40.33
1500	31	110.75	1.40	45.06
1600	41	111.41	2.06	50.26
1700	48	112.17	2.82	58.72

POZO 4, EJIDO LAS ESTACAS, SIN. N.E. = 18.00 mts.

R.P.M.	Q (L.P.S.)	N.D. (mts)	a. (mts)	a/Q (seg./mts ²)
1200	40	20.16		
1400	62	23.23		
1600	75	25.68		
1800	90	28.79		

POZO 5, AGUILES SERDAN, COAHUILA N.E. = 105.00 mts.

R.P.M.	Q (L.P.S.)	N.D. (mts)	a. (mts)	a/Q (seg./mts ²)
1600	40	111.57		
1700	58	114.66		
1750	59	114.91		

POZO PYB-8, VILLA JUAREZ, SONORA N.E. = 11.81 mts.

R.P.M.	Q (L.P.S.)	N.D. (mts)	a. (mts)	a/Q (seg./mts ²)
1200	24	41.63		
1400	35	58.35		
1600	45	73.47		

POZO LA PUNTA 1-2, COAHUILA.

N.E. = 91.15 mts.

R.P.M.	Q (L.P.S.)	N.D. (mts)	a. (mts)	a/Q (seg./mts ²)
1500	53	95.70		
1600	61	97.23		
1700	70	99.03		

SIGNIFICADO FISICO DEL VALOR DE "C"

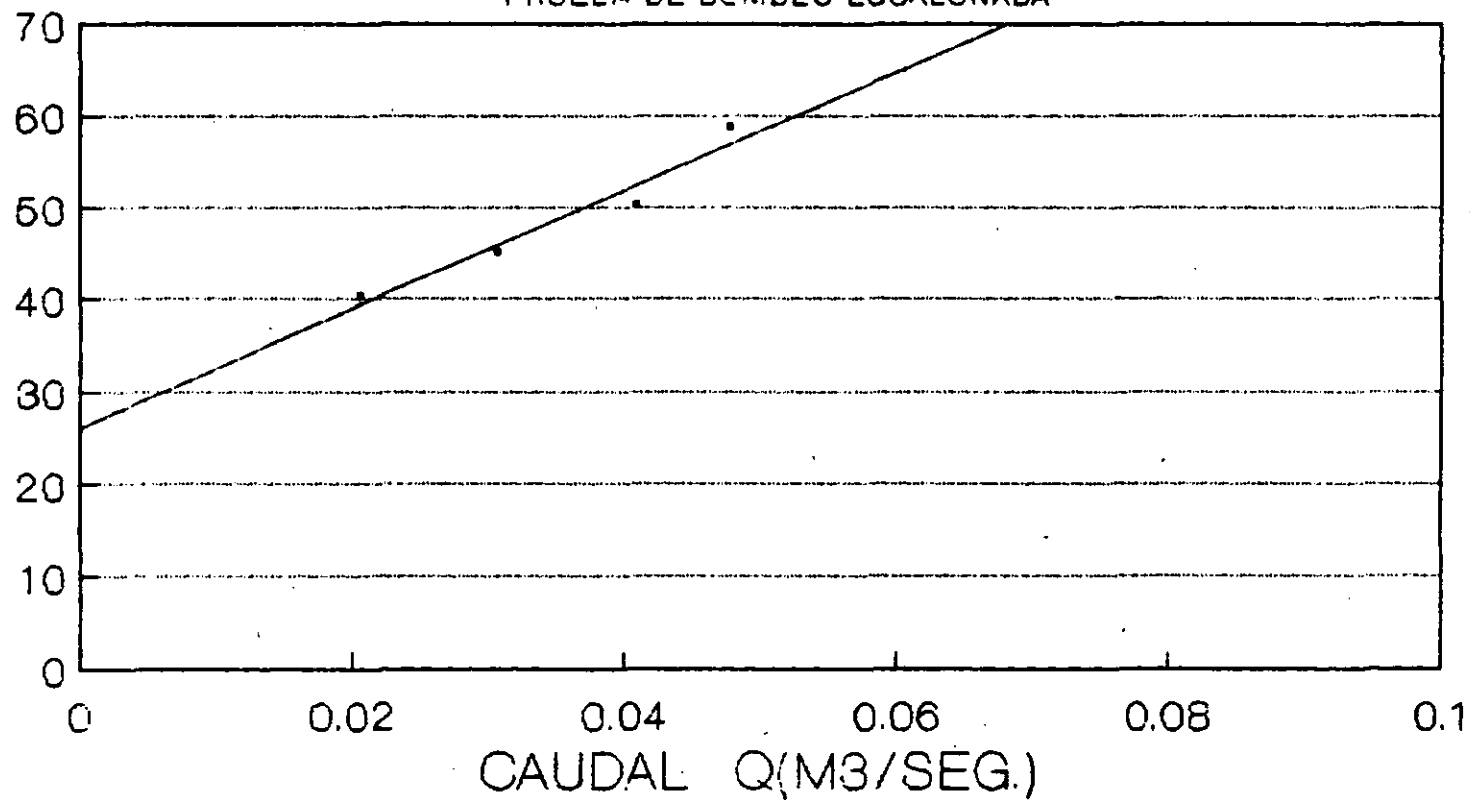
C	Seg ² /Pie ⁵	Dia ² /Mts ⁵	Seg ² /Mts ⁵
ADMISIBLE	5	2.5×10^{-7}	1900
NO ES MUY EFICIENTE	5 - 10	2.5 a 5×10^{-7}	1900-4000
LA MEJORA ES PRACTICAMENTE IMPOSIBLE	> 40	$> 2 \times 10^{-6}$	> 15000

$n < 2$ = FLUJO LAMINAR

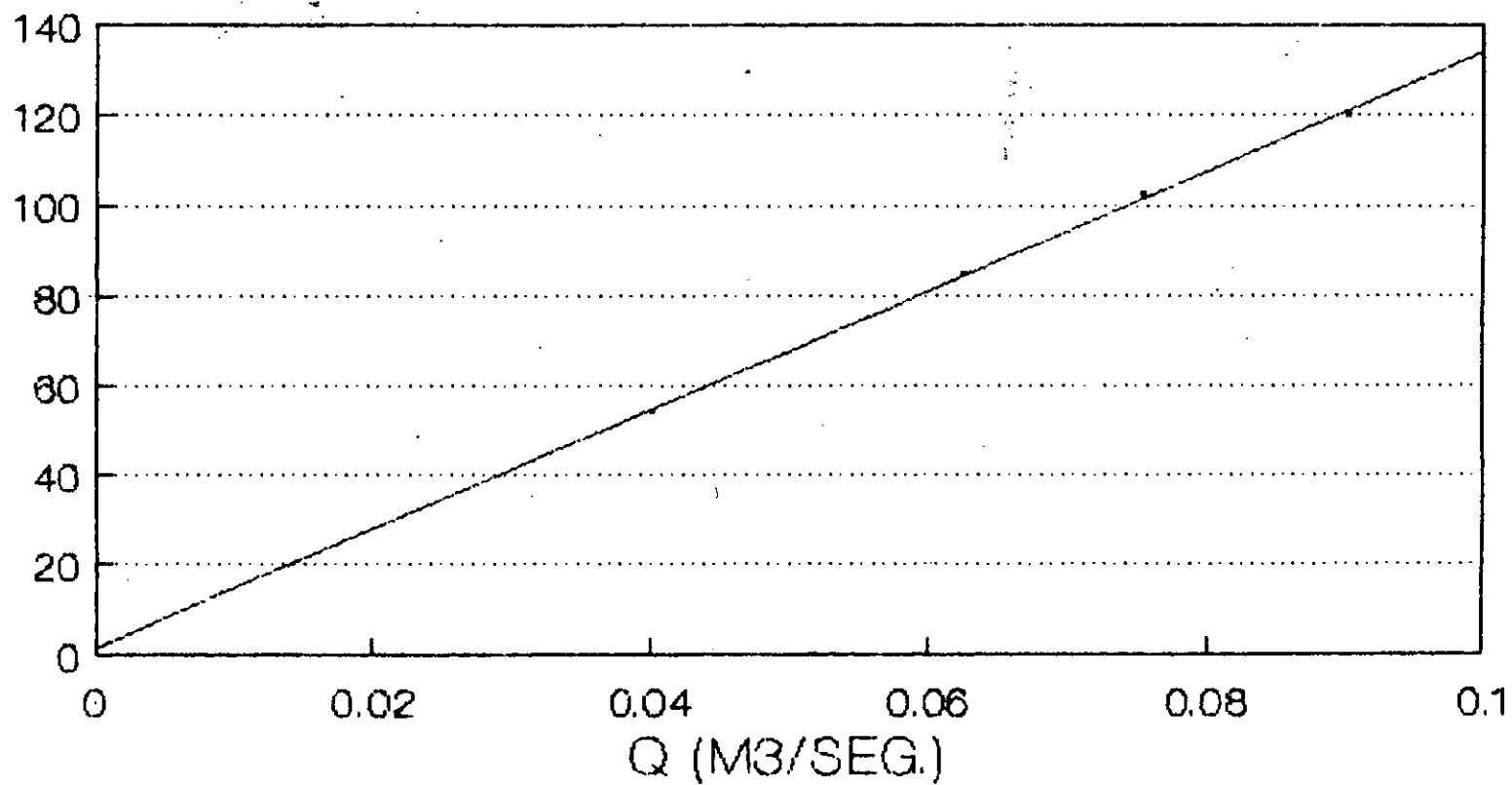
$n > 2$ = LA ZONA DE TURBULENCIA SOBREPASA EL RADIO EFECTIVO

DIVISADERO 2, COAH.

PRUEBA DE BOMBEO ESCALONADA



EJIDO LAS ESTACAS POZO No 4





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS

HIDROLOGIA SUBTERRANEA

ING. SALVADOR PEÑA DIAZ

CAPITULO 7

7 Estimación de los recursos de agua subterránea.

La estimación de los recursos de agua subterránea se inicia a través de los estudios previos de geología, geofísica y geoquímica principalmente, y posteriormente de la obtención de las características hidrodinámicas de los acuíferos, transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento, en conjunto con las curvas equipotenciales de la red de flujo y las condiciones de evolución de los acuíferos, actividades necesarias para realizar balances de agua subterránea, que permitirán lograr un conocimiento mínimo para la planeación de la explotación de los acuíferos.

7.1 Pruebas de bombeo a caudal constante

La obtención de la transmisibilidad y del coeficiente de almacenamiento se realiza generalmente a través de lo que se llama prueba de bombeo a caudal constante, que como su nombre lo indica se realiza bombeando un pozo a gasto o caudal constante durante un tiempo razonable, al mismo tiempo se efectúan medidas del nivel del agua en un pozo de observación, situado a una distancia "r" del de bombeo.

A partir de las ecuaciones 6.2.8 y 6.2.11, obtenidas en el capítulo anterior para acuíferos confinados, es posible saber las características hidrodinámicas de los acuíferos, T y S. Para ambas ecuaciones la interpretación de las pruebas originan dos métodos, el de Theis y el de Jacob, aunque en algunos casos es necesario utilizar otros modelos de acuífero que no corresponden al de confinado.

En ambos métodos la prueba de bombeo consiste en extraer de un pozo un caudal constante ($Q = \text{cte.}$) durante un tiempo razonable, y tomar medidas del nivel del agua en un pozo de observación situado en las inmediaciones del de bombeo. Las medidas de los niveles deberán ser a intervalos de tiempo crecientes; una secuencia recomendable podría ser la siguiente:

Al tiempo cero ($t = 0$), corresponderá el nivel estático del pozo, y luego tomar las siguientes medidas, a los minutos: 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 (una hora), 120 (2 horas), 240 (4 horas), etc. La secuencia anterior obedece a que la variación del nivel de bombeo adopta una forma logarítmica respecto al tiempo.

La interpretación de la prueba de bombeo, de acuerdo con el método de Theis, se realiza graficando los valores del abatimiento observado contra el tiempo; es decir, nivel estático menos nivel de bombeo, en papel logarítmico, para después compararla con la gráfica de la figura No. 6.34. Desde luego es necesario que el dibujo de ambas gráficas se realice en papel que tenga la misma escala por lo que respecta a sus ejes; el ajuste se realiza desplazando una gráfica sobre la otra, de tal manera que sus ejes se mantengan

paralelos entre sí. Una vez logrado este ajuste, es posible obtener cuatro valores en algún punto del plano, llamado punto homólogo, s , t , u y $W(u)$, tal como se muestra en la figura No. 7.1.

Las ecuaciones para obtener los valores de T y S son:

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \quad 7.1.1$$

Ecuación obtenida a partir de la 6.2.8 y de la ecuación 6.2.6 se obtiene S :

$$S = \frac{4Tt}{r^2} u \quad 7.1.2$$

Figura No. 7.1. Interpretación de una prueba a caudal constante por el método de Theis.

En el método de Jacob, válido para $u \leq 0.01$, se grafican los valores del abatimiento en el eje aritmético y los del tiempo en el eje logarítmico, tratando de ajustar una recta por los puntos, generalmente en el zona que corresponde a tiempos grandes (para cumplir con la condición de $u \leq 0.01$). La recta así trazada tendrá una pendiente Δs y un valor t_0 para el cual, al prolongar la recta, el abatimiento es nulo. Los valores de T y S se obtienen aplicando las ecuaciones 7.1.4 y 7.1.7.

De la ecuación 6.2.11:

$$s = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

$$s = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T}{r^2 S} + \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log t$$

la ecuación anterior graficada en papel semilogarítmico, es una recta con pendiente:

$$\frac{2.3 Q}{4\pi T} = \frac{\Delta s}{\Delta \log t}$$

7.1.3

$$\frac{2.3 Q}{4\pi T} = \frac{\Delta s}{\Delta \log t}$$

7.1.4

Figura No. 7.2. Prueba de bombeo a caudal constante, método de interpretación de Jacob.

si Δs se toma en un ciclo del papel $\Delta \log t$ es igual a uno, de 7.1.4, T será igual a:

$$T = 0.183 \frac{Q}{\Delta s} \quad 7.1.5$$

el coeficiente de almacenamiento se obtiene a partir de la ecuación 7.1.7, para el caso de que $s = 0$, correspondiente a un tiempo $t = t_0$.

$$s = \frac{2.3 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

Suponiendo $s = 0$, el término del logaritmo es igual a cero, por lo que:

$$1 = \frac{2.25 T t_0}{r^2 S} \quad y \quad 7.1.6$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} \quad 7.1.7$$

El aplicar las ecuaciones anteriores implica que se acepta un funcionamiento del acuífero como confinado, condición que no siempre es cierta, por lo que es más aceptable el utilizar el método de Theis y además utilizar curvas de ajuste que representen varios modelos, los más comunes son penetración parcial, semiconfinado,

Ejemplo:

Un pozo esta bombeando un caudal constante de 137 l/s. Las lecturas del nivel en un pozo de observación, que está a una distancia de 86m del de bombeo, se muestran a continuación.

t	t'	t/t'	profundidad	abatimiento
minutos	minutos		metros	metros
ETAPA DE ABATIMIENTO				
0			36.00	0
0.25			36.00	0
0.5			36.03	0.03
1			36.06	0.06
2			36.08	0.08
4			36.13	0.13
8			36.22	0.22
15			36.29	0.29
30			36.38	0.38
60			36.51	0.51
120			36.60	0.60
240			36.70	0.70
480			36.89	0.89
960			36.85	0.85
1440			36.82	0.82
2880			36.83	0.83
5760			36.95	0.95

ETAPA DE RECUPERACION				
5760	0		36.95	
5760.25	0.25	23041	36.92	
5760.5	0.5	11521	36.92	
5761	1	5761	36.86	
5662	2	2881	36.79	
5764	4	1441	36.72	
5768	8	721	36.64	
5775	15	384	36.53	
5790	30	193	36.43	
5820	60	97	36.35	
5880	120	49	36.26	
6000	240	25	36.20	
6240	480	13	36.14	
6720	960	7	36.07	
7200	1440	5	36.07	
11520	5760	2	36.00	

No hay que olvidar, como ya se mencionó, que el método de Theis es más adecuado en la interpretación de las pruebas de bombeo, pues este método da mayor información sobre el funcionamiento hidráulico de los acuíferos. Es obvio que este funcionamiento depende del tiempo, ya que al inicio del bombeo los efectos de una penetración parcial, o de semiconfinamiento o cualquier otro efecto, no se advierte sin un tiempo razonable de operación; para tiempos grandes es posible detectar estas modificaciones al modelo de acuífero confinado estudiado inicialmente por Theis.

Como se ha comentado en líneas anteriores, a partir del valor de la transmisibilidad se obtiene la permeabilidad del acuífero, di-

vidiéndola entre el espesor B. Si el valor del coeficiente de almacenamiento es bajo, indicará confinamiento de los acuíferos y si los valores son altos para S, se tratará de acuíferos libres.

Figura No. 7.6. Método de interpretación de Theis.

Figura No. 7.7. Método de interpretación de Jacob.

Al realizar la interpretación por el método de Theis, figura No. 7.3, los valores en el punto homólogo son: $W(u) = 1$, $1/u = 10$, $s = 0.135m$ y $t = 10$ minutos, por lo que los valores de T y S, de acuerdo con las ecuaciones 7.1.1 y 7.1.2, respectivamente, son:

$$T = \frac{Q}{4 \pi s} W(u) = \frac{0.137}{4\pi 0.135} 1 = 8.1 \times 10^{-2} m^2/seg.$$

$$S = \frac{4Tt}{r^2 \frac{1}{u}} = \frac{4 \times 0.081 \times 10 \times 60}{85^2 \cdot 10} = 2.6 \times 10^{-3}$$

Por el método de Jacob los resultados son $t_0 = 2.3$ minutos y $\Delta s = 0.36m$. De acuerdo con las ecuaciones 7.1.5 y 7.1.7 los valores de T y S, respectivamente, tenemos:

$$T = 0.183 \frac{Q}{\Delta s} = 0.183 \frac{0.137}{0.36} = 6.9 \times 10^{-2} m^2/seg.$$

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 0.069 \times 2.3 \times 60}{86^2} = 2.9 \times 10^{-3}$$

Como se puede observar en la figura No. 7.6, para tiempos grandes los puntos de la prueba de bombeo se alejan de la curva teórica desarrollada para acuífero confinado, tendiendo hacia una interpretación de semiconfinamiento. Este criterio coincide en cierta medida con el método de Jacob, figura No. 7.7, donde se observan dos pendientes resultantes de la alineación de los puntos, el primer tramo corresponde al funcionamiento del acuífero como confinado y el segundo, para tiempos grandes, a un acuífero semiconfinado. De lo anterior se desprende la importancia de la interpretación, ya que no sólo se obtienen las características hidrodinámicas de los acuíferos T y S, sino además el funcionamiento hidráulico del sistema de acuíferos.

Una última interpretación a los datos de este ejemplo es mediante las medidas en el pozo de observación, en la etapa de recuperación; graficando el nivel piezométrico, en el eje aritmético, contra el valor de t/t' , en el eje logarítmico, y todo ello en papel semilogarítmico como se muestra en la figura No. 7.5.

Figura No. 7.8. Interpretación de una prueba de bombeo mediante medidas en la etapa de recuperación.

Aplicando la ecuación 6.2.22, se obtiene:

$$\text{abatimiento} = s = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \log t/t'$$

de donde:

$$T = \frac{2.3 Q}{4 \pi s} \log t/t'$$

$$T = 0.183 Q \frac{1}{\Delta s} \quad 7.1.8$$

Al igual que para la interpretación de Jacob, el abatimiento Δs se toma en un ciclo del papel, para que $\Delta \log t/t'$ sea igual a uno. Esta interpretación corresponde al método llamado de "abatimientos residuales", por tomar en cuenta, en la superposición de causas y efectos el abatimiento del pozo de bombeo y sumar el efecto de un

pozo inyectando en el mismo sitio, para anular el efecto del bombeo; consideración hecha al obtener la ecuación 6.2.22.

Para el ejemplo anterior, el valor de T es:

$$T = 8.9 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}.$$

En este caso no es posible obtener el valor del coeficiente de almacenamiento, por no conocer el abatimiento, ya que generalmente se utiliza este método cuando el pozo ya está bombeando y el nivel estático se desconoce, además de que al superponer los flujos de un pozo de extracción y uno de recarga, el coeficiente de almacenamiento se anula.

7.2 Superficies piezométricas.

Dentro de este inciso se explican dos tipos de curvas o configuraciones que se realizan normalmente en los estudios de aguas subterráneas, las curvas de igual elevación del nivel estático, que representan las curvas equipotenciales de una red de flujo, y las curvas de igual evolución de los niveles piezométricos, que indican los grados de explotación de los acuíferos: valores negativos indicarán un vaciado del acuífero y valores positivos recuperación del almacenamiento.

7.2.1 Curvas de igual elevación del nivel estático.

Una de las actividades más útiles y confiables en hidrología subterránea es la configuración de los niveles estáticos, se obtiene a partir de sondear los pozos en una fecha predeterminada, esta profundidad se refiere a niveles estáticos; es decir, cuando el pozo tiene varias horas parado para reflejar ese nivel; la cota de los brocales de los pozos, es referida a un nivel único de comparación, que generalmente es el mar. La elevación del nivel estático se obtiene restando a la cota o elevación del brocal del pozo la profundidad del nivel estático en el mismo.

En forma más general se debe referir a niveles o elevaciones piezométricas, ya que como se ha mencionado el pozo es un piezómetro, y si recordamos la introducción, en el capítulo 1, pueden existir varios acuíferos; en tal caso, el nivel estático que se refleja en el pozo será un promedio de las presiones de cada uno de los acuíferos atravesados por él. En estudios más detallados se detectan las presiones de cada acuífero mediante piezómetros o manómetros a distintas profundidades que pueden estar alojadas en un mismo agujero, pero separadas por materiales impermeables. A esta estructura se le denomina estación piezométrica, y un esquema de construcción se muestra en la figura No. 7.6.

Figura No. 7.9. Esquema general de construcción de una estación piezométrica.

Al unir los valores de varios niveles piezométricos se obtienen curvas que se denominan de elevación piezométrica, estas curvas no son otra cosa que las equipotenciales de una red de flujo, pero referidas a una cierta profundidad, si sus valores se obtuvieron a partir de estaciones piezométricas. Curvas perpendiculares a las de elevación piezométrica darán por resultado líneas de corriente, que indican la dirección del flujo.

Con base en los comentarios anteriores y la observación de las curvas de igual elevación piezométrica, es posible empezar a entender el funcionamiento regional de un acuífero en particular; si las curvas equipotenciales son perpendiculares a un fenómeno geológico, en general se sospecha que puede ser impermeable; si sucede lo contrario, las curvas son paralelas a la formación geológica, ésta puede ser permeable. La dirección del flujo va de valores altos a bajos de las curvas equipotenciales y perpendicular a éstas, identificando así las zonas de recarga y descarga al acuífero, llamadas en este caso recargas o descargas horizontales.

Si las curvas de igual elevación piezométrica presentan algunas zonas con valores más altos que las vecinas, es muy probable que allí se presenten recargas, en este caso verticales, y si existen zonas con valores más deprimidos que la vecindad, se podrá inferir que allí hay una zona de sobreexplotación local.

Así pues, con la sola observación de estas curvas es posible ir formando una idea del comportamiento del acuífero, a cuyo mecanismo se le denomina modelo conceptual del acuífero.

Figura No. 7.10. Curvas equipotenciales de una red de flujo.

La cuantificación de la recarga subterránea horizontal se puede obtener a partir del gradiente piezométrico y la transmisibilidad del acuífero, obtenidos de las equipotenciales de la red de flujo y de pruebas de bombeo a caudal constante. El gradiente se obtiene dividiendo el cambio de elevación " Δh " entre la longitud " l " en que ocurre, medida esta última en la dirección perpendicular a las líneas equipotenciales o paralela a las líneas de corriente.

El flujo horizontal se obtiene, al multiplicar el área ($B \times L$), por la velocidad " v "; a su vez la velocidad v es igual al gradiente por la permeabilidad " k ", esto último se obtiene a partir de la ley de Darcy, así pues:

$$Q = B L \left(- \frac{\partial h}{\partial l} \right) k \quad 7.3.1$$

Como $KB = T$ y $\partial h / \partial l = i$, la ecuación anterior queda:

$$Q = T i L \quad 7.3.2$$

En donde Q es el caudal, T la transmisibilidad, i el gradiente hidráulico y L el ancho del canal de flujo. La zona de estudio se puede dividir en tantos canales de flujo como se quiera, de acuerdo con la uniformidad de las líneas equipotenciales o de corriente y de la transmisibilidad.

7.2.2 Curvas de igual evolución del nivel estático.

Estas curvas resultan de la unión de valores o lecturas obtenidas en pozos o piezómetros, en dos fechas diferentes y restadas entre sí; las curvas con valor negativo indicarán vaciado del acuífero; es decir, el agua que entra al acuífero es menor a la que sale y viceversa, cuando los valores son positivos indican acumulación de agua en esas zonas. Los valores de estas curvas precisan cuando un acuífero está sobreexplotado.

Aunque hay que diferenciar dos tipos de sobreexplotación, una tem-

poral o estacional y otra generalizada. Cuando las lecturas se realizan dentro de un periodo de tiempo pequeño, pueden reflejar fenómenos estacionarios, los que pueden deberse a recargas de la lluvia o bombeos intensivos, si se identifican estos fenómenos, por ejemplo en épocas muy cercanas a la de lluvias; lo rápido o lento que influye en la recarga al acuífero, puede dar idea de la permeabilidad del mismo. Cuando existan abatimientos y las fechas de observación son en periodos largos entre sí, se puede afirmar que existe una sobreexplotación generalizada del acuífero.

Así, de estas curvas es posible ampliar aún más el concepto que se comentó en el inciso anterior acerca del modelo conceptual del acuífero.

La diferencia entre curvas, cuando son negativas, indican vaciado del acuífero, como se mencionó antes; si estos valores se multiplican por el área, se obtiene un volumen, llamado volumen drenado, que representa el volumen de abatimiento del acuífero y que está compuesto por el agua drenada y su correspondiente sólido. Si se recuerda la definición del coeficiente de almacenamiento, que es el agua que proporciona un acuífero bajo un abatimiento unitario; entonces, al multiplicar el coeficiente de almacenamiento por el volumen drenado, se obtendrá el volumen de agua extraída y que originó ese abatimiento, valor necesario para realizar balances.

7.3 Fronteras impermeables y de carga constante, teoría de las imágenes.

En el inciso anterior se mencionó que con las curvas equipotenciales de la red de flujo es posible identificar, en algunas ocasiones, fronteras impermeables. Por otro lado, en los incisos 6.1.1.1 y 6.2.2.1 se expone el caso del flujo desde una fuente a un sumidero; la solución de este problema cumple con la condición de que en el eje, trazado entre la fuente y el sumidero, el abatimiento es nulo; es decir, se puede representar una frontera de carga constante mediante la suposición de considerar un pozo, llamado imagen, con caudal igual al pozo real, pero de signo contrario, y situado a una distancia igual a la que tiene el pozo real hasta la frontera.

Mediante este método llamado de las imágenes, también es posible representar una frontera de carga constante con la superposición de efectos de tipo contrario al real; así pues, para una simular una frontera de carga constante se supone un pozo imagen de recarga, y en el caso de una frontera impermeable se supondrá un pozo imagen, pero ahora de explotación.

7.4 Relación entre el agua superficial y subterránea.

Dentro de la planeación del aprovechamiento o administración de los recursos hidráulicos existen pocos estudios y tratados sobre la relación agua superficial y subterránea, esto se debe en principio a que la formación de los técnicos especialistas, hidrólogo

superficial y subterráneo, es distinta. Además, históricamente la hidrología superficial es más antigua que la subterránea, razón por la cual aún los aspectos legales an ambas partes del ciclo hidrológico son tratados en forma separada, y todavía en algunos países, las leyes no son del todo claras en lo que se refiere al aprovechamiento de las aguas subterráneas y su relación con las superficiales.

La anterior ha propiciado un divorcio entre ambas disciplinas, lo que aunado a la escases de agua a nivel mundial, resulte perjudicial para el buen aprovechamiento de las aguas subterráneas en particular y en general a las superficiales. La conservación del recurso debe ser un objetivo bien definido, ya que actualmente los acuíferos están sobreexplotados en su gran mayoría y en grados alarmantes en algunas zonas, sobre todo en México, y las aguas superficiales se están contaminando.

La influencia de una agua sobre la otra es muy clara si se piensa en que los escurrimientos superficiales en época de estiaje son producidos por el derrame de almacenamientos subterráneos; si por alguna razón los almacenamientos subterráneos son mermados o sobreexplotados el escurrimiento superficial disminuirá. Así mismo, si una corriente superficial es controlada mediante alguna obra hidráulica, las recargas a los acuíferos, por efecto de los escurrimientos superficiales, sufrirán modificaciones.

Conviene aclarar que los escurrimientos superficiales funcionan como influentes y efluentes, cambiando este funcionamiento por tramos a lo largo de su recorrido.

En época de estiaje los ríos deben su escurrimiento a descargas de almacenamientos subterráneos, luego entonces el comportamiento de estos escurrimientos, sigue las leyes que se aplican en hidrología subterránea. Supongamos un recipiente (figura No. 7.6.), con una área A, descargando un caudal q, a través de un conducto en el que existe un medio poroso de longitud L, permeabilidad k y área a, el caudal q, de acuerdo con la ley de Darcy, es:

$$q = k \frac{h_1 - h_2}{L} a$$

$$dq = k \frac{dh}{L}$$

Figura No. 7.11. Modelo de vaciado de los acuíferos.

La ecuación de continuidad aplicada a este caso, es:

$$A \, dh = q \, dt \quad \rightarrow \quad dh = \frac{q}{A} \, dt$$

$$dq = k \frac{a}{L} \frac{q}{A} \, dt \quad \rightarrow \quad \frac{dq}{q} = \frac{ka}{AL} \, dt$$

$$\frac{dq}{q} = \alpha \, dt$$

7.4.1

integrando para los límites de q a q_0 y de 0 a t :

$$\ln q - \ln q_0 = \alpha \, t$$

$$q = q_0 e^{\alpha t}$$

7.4.2

La ecuación anterior indica que si se grafica un hidrograma en papel semilogarítmico, usando el eje aritmético horizontal para los tiempos, y en el eje logarítmico de las ordenadas el caudal en un escurrimiento superficial, la gráfica resultante será una recta.

De acuerdo con lo anterior, para proceder a calcular el flujo llamado "base" o proveniente de los acuíferos, en un escurrimiento superficial, basta graficar el valor del escurrimiento en papel semilogarítmico y trazar una recta, ajustada a los valores de escurrimiento, el área bajo la curva será el volumen descargado por los acuíferos.

Lo anterior demuestra, como ya se mencionó, la estricta relación entre el aprovechamiento de las aguas tanto superficiales como subterráneas, modificando los aprovechamientos que se hagan tanto a los escurrimientos superficiales, como a los flujos subterráneos, el funcionamiento de ambos fenómenos.

7.5 Métodos de exploración.

Para estimar los recursos de agua subterránea es necesario contar con estudios detallados sobre la geometría de los acuíferos, el funcionamiento hidráulico de los mismos, la identificación y cuantificación de las zonas de recarga y descarga de los acuíferos, el conocimiento de las condiciones hidrodinámicas; y finalmente, de un modelo conceptual del comportamiento del acuífero. Este último será la base para valorar las componentes que intervienen en el funcionamiento de los acuíferos y la cuantificación del recurso.

Dentro del marco expuesto anteriormente es necesario implantar una metodología para la elaboración de los estudios, que permita llegar a los resultados necesarios para la evaluación de cada parte que interviene en los balances, permitiendo realizar una planeación.

ción adecuada de los recursos hidráulicos subterráneos.

A lo largo de este libro se han tratado algunos aspectos sobre el estudio de las aguas subterráneas; los estudios de geología, geoquímica y geofísica se pueden clasificar como estudios cualitativos del agua subterránea, y cuando intervienen aspectos hidráulicos, se inicia la etapa cuantitativa.

7.5.1 Métodos indirectos.

Como se mencionó anteriormente, los primeros estudios que es necesario llevar a cabo en la investigación de las aguas subterráneas son aquellos que tienen un costo menor, aunque los resultados que se obtienen sean en cierta forma cualitativos.

Dentro de esos estudios se pueden incluir los geológicos, los de calidad del agua subterránea en donde se puede incluir los hidrogeoquímicos, y finalmente los geofísicos, así como un estado actual del aprovechamiento de las aguas. Frecuentemente se incluyen en esta etapa los estudios de climatología y de hidrología superficial como un marco general de la ubicación de la zona de estudio y su relación con los acuíferos.

Estos estudios, aunque cualitativos, representan una primera etapa necesaria en el estudio de las aguas subterráneas; es decir, no se puede seguir adelante si no se tiene un marco geológico en donde se puedan identificar los acuíferos y algunas posibilidades de explotación. Así mismo, el conocimiento de la calidad del agua es indispensable, ya que una mala calidad representaría una zona con nulas o pocas posibilidades de aprovechamiento, lo que marca una política a seguir en estudios posteriores.

A esta etapa se le denomina etapa de prospección o de apreciación preliminar.

7.5.2 Métodos directos.

Una vez que se realizó la etapa descrita anteriormente, es posible continuar con la etapa de cuantificación, en donde el interés será la obtención de las características hidrodinámicas de los acuíferos, la geometría de los mismos y el funcionamiento hidráulico entre las distintas partes de que pueda constar un acuífero.

Aquí intervienen los trabajos relacionados con pruebas de bombeo, exploraciones y sondeos directos, balances y modelos, tanto el modelo conceptual como el de predicción y finalmente los estudios integrales sobre aprovechamientos hidráulicos completos de aguas superficiales y subterráneas.

La división anterior, desde luego no es rigurosa, ya que cuando se explotan los recursos hidráulicos a casi su potencialidad, requieren una continuidad en los estudios, sobre calidad, nuevas fuentes a mayor profundidad, etc. y se regresa a estudios geológicos o geofísicos más detallados y aún de aprovechamiento.

7.6 Ecuación de balance.

La ecuación de balance de agua en hidrología corresponde a la aplicación del principio de la conservación de la masa o ecuación de continuidad, (Socolov y Chapman, 1974). El principio tiene aplicación en cuencas superficiales y subterráneas, pudiéndose realizar por partes dentro del ciclo hidrológico y en los estudios integrales de las aguas; por ejemplo a vasos de almacenamiento, relaciones suelo-planta-atmósfera-riego, y algunos otros.

Los balances de agua son una herramienta útil en la administración de los recursos y en la operación de los almacenamientos. Los análisis iniciales pueden realizarse simplificando la ecuación de balance, considerando las componentes más importantes, pero a medida que se tienen mayor cantidad de datos y un modelo conceptual del acuífero más detallado, se pueden realizar estos balances con mayor precisión.

Los estudios a través de los balances pueden en general tener como objetivo la evaluación de alguna de sus partes, la cual interviene como incógnita.

La forma general de la ecuación de balance es la siguiente:

$$E - S = \Delta A$$

7.6.1

En que E serán las entradas, S las salidas y ΔA el cambio en el almacenamiento en un intervalo de tiempo ΔT , y en un sección determinada.

Como entradas E a un acuífero se pueden considerar los siguientes componentes: las entradas provenientes de acuíferos vecinos se denominan generalmente flujo subterráneo horizontal; las recargas provenientes de la lluvia, sobrieriegos, fugas en redes de distribución, etc. Estas últimas se denominan recargas verticales, para diferenciarlas de la mencionada en primer término.

Por lo que respecta a las salidas S, se pueden considerar las siguientes: también existirán salidas horizontales hacia acuíferos vecinos, y verticales como el bombeo o la alimentación para renovar los volúmenes que evapotranspiran las plantas.

El cambio en el almacenamiento se obtiene a partir del volumen drenado y el coeficiente de almacenamiento, aunque este coeficiente de almacenamiento pueda diferir del obtenido mediante pruebas de bombeo, debido a que el funcionamiento del acuífero varía con el tiempo, tal como ya se mencionó en el capítulo anterior, cuando se realizan balances los tiempos considerados son generalmente de meses o años, en tanto que en las pruebas de bombeo son de horas o días. Esta diferencia de tiempos hace que en algunos casos, comportamientos de acuíferos confinados en pruebas de bombeo se comporten como libres, cuando el tiempo de análisis sea muy largo.

Ejemplo:

En una zona (SARH, 1972) se han realizado dos estudios, uno en

1970 y otro en 1982, cuyos resultados de ambos se anotan a continuación. Las entradas subterráneas por flujo horizontal se calcularon mediante la expresión 7.3.2, en este caso la sobreexplotación es tal que no existen salidas horizontales por flujo subterráneo, ya que todo el flujo converge hacia la zona central de la zona estudiada. Las extracciones por bombeo del acuífero se calcularon con base a láminas regadas o habitantes servidos, en el caso de uso agrícola o urbano, es un término de la ecuación de balance difícil de obtener en general. Los valores están dados en millones de m³ anuales.

AÑOS	1972	1982
Entradas horizontales por flujo subterráneo (E _s)	56.0	96.5
Extracción por bombeo (B)	160.0	204.5
Salidas horizontales por flujo subterráneo (S _s)	0	0

El promedio de lluvia en la zona, para los últimos 30 años es de 632 milímetros anuales, valor que aplicado al área de balance de 340 km², arroja un volumen llovido (LI) de 214.9×10^6 m³/año.

El agua aplicada a usos agrícolas es la siguiente:

	1972	1982
Riego con agua subterránea extraída por bombeo (R _b)	104.7	176.5
Riego con agua superficial de presas (R _{as})	6.6	6.6
Aguas negras reusadas en agricultura (AN)	15.8	25.2

La evolución de los niveles estáticos resultó de 1.00m y 0.67m para 1972 y 1982, respectivamente, valores obtenidos mediante una correlación lineal con todos los datos de medidas piezométricas efectuadas durante los últimos 25 años, los valores del volumen drenado son los siguientes:

	1972	1982
Volumen drenado (V _d)	340.0	227.8

con los valores anteriores es posible formar dos ecuaciones de balance:

$$E_s + (LI + R_b + R_{as} + AN) I - B = V_d S$$

en donde las incógnitas serán: I un coeficiente de infiltración y S el coeficiente de almacenamiento, ambos regionales o aplicados a toda la zona de estudio. Las ecuaciones para cada uno de los años en que se pudo tener datos, son:

$$56.0 + (214.9 + 104.7 + 6.6 + 15.8) I - 160.0 = - 340.0 S$$

$$96.5 + (214.9 + 176.3 + 6.6 + 25.2) I - 204.5 = - 227.8 S$$

resolviendo ambas ecuaciones se obtiene los valores:

$$I = 0.20 \text{ y } S = 0.11$$

Con estos valores se puede explicar el funcionamiento del acuífero suponiendo una recarga vertical dividida en dos partes principales, la proveniente de la lluvia o natural y la inducida por el riego; de esta manera se tendrán los siguiente datos para las condiciones de 1970 y 1982:

	1970	1982
ENTRADAS:		
Horizontales:		
Flujo subterráneo	56.0	96.5
Verticales:		
Natural (lluvia)	42.4	42.4
Inducida (aplicación al riego)	25.1	41.2
SUMA	123.7	180.3
SALIDAS:		
Bombeo	160.0	204.5
GAMBIO EN EL ALMACENAMIENTO:		
Sobreexplotación o diferencia entre entradas y salidas	36.3	24.2

Los resultados anotados anteriormente indican que existe una sobreexplotación del acuífero del orden de 23% y 12% para 1970 y 1982 con relación al bombeo, respectivamente. Llama la atención que la sobreexplotación en 1982 sea menor que en 1970 a pesar de que la extracción aumentó en los últimos años, lo que puede explicarse tomando en cuenta que los abatimientos de los niveles van más allá del límite de la zona de balance, por lo que el volumen drenado debe ser mayor para 1982, fuera de la zona de pozos donde se puede obtener información. Por lo tanto, al sobreexplotar el acuífero se drenan volúmenes laterales no considerados en la zona de balance, y la sobreexplotación debe ser mayor del 11 % considerado.

7.7 Clasificación de los estudios de aguas subterráneas.

Con base en las ideas expuestas anteriormente, se pueden clasificar los estudios conforme a los alcances que se espera tener en cada una de las etapas en que realizan (Figueroa, 1968), la clasificación obedece además a una secuencia de una probable metodología para realizar los estudios.

CLASIFICACIÓN DE ESTUDIOS DE AGUAS SUBTERRANEAS

ACTIVIDADES QUE INTERVIENEN			CLASIFICACION
Hidrogeología, calidad del agua, Hidrogeoquímica, aprovechamiento actual y geofísica.			QUALITATIVOS
			CUANTITATIVOS
Sondeos directos, muestreo, verificación geofísica.	piezometría, evoluciones y elevaciones.	condiciones hidrodinámicas, transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento.	MODELO CONCEPTUAL
Estimación de los términos de la ecuación de balance			BALANCE
Elaboración del modelo de predicción, alternativas de explotación.			MODELO DE PREDICCIÓN
Variación en alimentaciones y descargas, relación aguas superficiales- subterráneas y aprovechamientos conjuntos.			ESTUDIOS INTEGRALES

Figura No. 7.9. Clasificación de los estudios.

La primera etapa, clasificada como cualitativa, incluye todas las actividades relativas a los estudios geológicos, de calidad del agua y de aprovechamiento actual de los recursos, así como algunos sondeos eléctricos verticales, como una primera idea de la geología subterránea.

Una siguiente etapa se inicia con estudios de piezometría, para obtener elevaciones y evoluciones de los niveles, así como sondeos exploratorio directos para verificar la interpretación geofísica, y finalmente algunas pruebas de bombeo para estimar las condiciones hidrodinámicas de los acuíferos. De esta manera se estará en posibilidades de explicar el funcionamiento conceptual del acuífero.

Posteriormente se realizan los estudios para estimar los términos de la ecuación de balance; elaborar y calibrar un modelo de funcionamiento del acuífero y predecir su comportamiento bajo dife-

rentes alternativas de explotación. Finalmente será necesario involucrar en el modelo de funcionamiento del acuífero las aguas superficiales y las modificaciones que pudiera haber bajo distintas políticas de aprovechamientos, tanto superficiales como subterráneos.

7.8 La sobreexplotación de los acuíferos.

A lo largo de este libro se ha mencionado frecuentemente el caso de la sobreexplotación de los acuíferos, la cuestión es ver si las políticas hidráulicas implantadas actualmente sobre los acuíferos son las adecuadas o no. Desde un punto de vista general podemos afirmar que debemos conservar y preservar los recursos hidráulicos, tanto en cantidad como en calidad, y tanto los recursos superficiales como los subterráneos y aún los atmosféricos, estos últimos son afectados principalmente por la contaminación de gases descargados a la atmósfera.

Se considera que las reservas de agua subterránea están constituidas por dos componentes principales (Tinajero, 1982), el volumen renovable y el volumen no renovable, el primero será aquel que es igual a la recarga media y el segundo el que está constituido por el almacenamiento; el sobreexplotar un acuífero significa que el almacenamiento del acuífero está disminuyendo.

Además del agotamiento de las reservas almacenadas en el acuífero, bajo condiciones de sobreexplotación, existen otros efectos secundarios que en ocasiones son más graves que el propio agotamiento. Dentro de los efectos más comunes se puede mencionar a la intrusión de agua de mar, provocada por la inversión del gradiente hidráulico, el problema más serio que representa la intrusión de agua de mar es la contaminación del agua dulce del acuífero por agua salada proveniente del mar, y en algunos casos se puede perder finalmente el almacenamiento.

Otro problema grave es el de la consolidación de estratos arcillosos provocados por presiones negativas o de tensión causadas por la estratificación en los acuíferos, y a que el drenado vertical no es instantáneo, provocando así diferencias de presiones, efecto equivalente al de cargar un suelo con edificaciones y causar hundimientos. Mientras el suelo es homogéneo los hundimientos pueden ser uniformes, pero cuando esto no sucede, y es en la mayoría de los casos, por no decir todos, los hundimientos diferenciales provocan la rotura de tuberías de drenaje y agua potable, el agrietamiento y finalmente la falla de contrucciones. El mismo problema se presenta en forma de grietas, en tal caso la consolidación del terreno es aún menos uniforme.

Problemas más difíciles de detectar están relacionados con la mala calidad del agua subterránea, debido a la extracción de aguas casi fósiles, tal es el caso de algunos acuíferos de México, donde las concentraciones de metales o compuestos altamente tóxicos resulta común.

La enumeración anterior de los problemas colaterales a la sobreexplotación es sumamente importante, pero el agotamiento del recurso

y el posterior derrumbe económico de esa zona en particular es alarmante. En países desarrollados se sobreexplotan los acuíferos, pero encuentran formas para finalmente traer agua de otras zonas, y en tal caso la sobreexplotación se convierte en temporal, no así en los países en desarrollo donde la sobreexplotación de los acuíferos es un proceso de explotación minera, debido a que no existen los medios para conducir agua de otras zonas, ni se implantan acciones de control ni correctivas. Por lo tanto, la recomendación final es la de no permitir la sobreexplotación de los acuíferos y adecuar los aspectos técnicos y de estudio de los acuíferos para este fin, así como los aspectos legales y de control.

No hay que olvidar que actualmente gran parte del agua para fines urbanos e industriales proviene de las aguas subterráneas, debido principalmente a su buena calidad y la oportunidad de extraerla en el mismo sitio donde se aprovecha. Una sobreexplotación sostenida representa un problema potencial sumamente grave, sobre todo para los países en desarrollo, donde el crecimiento de las zonas urbanas es muy grande, más de un 3% anual en muchas ciudades de México (Peña, 1984), donde los abastecimientos de agua seguirán, por lo menos dentro de un futuro mediano, dependiendo de las aguas subterráneas.

7.9 Aprovechamiento conjunto de aguas superficiales y subterráneas.

Otro tema importante que es necesario mencionar, es el de los aprovechamientos conjuntos de agua superficial y subterránea, que al realizar la evaluación de los recursos hidráulicos disponibles no se toman en cuenta los efectos futuros que causan los mismos aprovechamientos. Por ejemplo, en una zona de riego los efectos de recarga por infiltración al acuífero, causadas por pérdidas en conducción o aplicación en las parcelas, o los volúmenes drenados o las "colas" que traen como consecuencia el aumento de los escurrimientos superficiales. Este tema forma parte de lo que hoy se ha denominado administración de los recursos hidráulicos.

Existen en general pocas experiencias al respecto, sobre todo en lo que se refiere al control y distribución de los recursos, la experiencia en México por lo menos es que los primeros aprovechamientos en gran escala fueron los superficiales, cuando éstos no fueron suficientes se inició la explotación de las aguas subterráneas, el control fue automático en los recursos superficiales, por su escasez, pero no así en los subterráneos, donde los problemas de sobreexplotación son cada vez de mayor cuantía.

Parece que todavía la relación agua superficial subterránea no es clara ni siquiera a nivel de técnicos, mucho menos en el caso de los administradores y operadores de los sistemas de aprovechamiento del recurso. Además las necesidades de agua para los diferentes usos no están del todo definidos como para poder realizar planes o programas hidráulicos regionales, problema que puede generalizarse sobre todo en los países en desarrollo.

Lo anterior requiere de una metodología especializada desde la planeación hasta la administración de los recursos hidráulicos, incluyendo cada una de las partes que integran el ciclo hidrológico, por lo menos desde la precipitación. Existen una buena cantidad de modelos sobre requerimientos para los distintos usos que es posible utilizar para el mejor aprovechamiento de los recursos.

Las políticas hidráulicas actuales no toman en cuenta la conjunción tanto de las necesidades como de la correspondencia con el aprovechamiento; es decir, los periodos de siembra de los cultivos, en México por lo menos, no toman en cuenta la coincidencia de las épocas de mayor necesidad de la planta con los periodos de precipitación abundante, de tal manera de tener que cubrir las necesidades adicionales de la planta con volúmenes mínimos provenientes de presas o pozos, en un ciclo agrícola.

Actualmente existen varios modelos completos sobre los recursos hidráulicos (Viessman 1977), estos modelos tienen la desventaja de que requieren una gran cantidad de información, con la que no siempre se cuenta, es preferible utilizar modelos sencillos y aún seccionados, para el agua superficial y para el agua subterránea, lo anterior implica correr varias veces cada uno de los modelos, pero tiene la ventaja de que el análisis es más sencillo y objetivo; además, de que la falta de información al implantarlos programa más fácilmente las actividades a seguir.

Desde el punto de vista anterior, por ejemplo en la planeación y operación de las zonas de riego, se aplicarían modelos sobre requerimientos de riego (modelo suelo-planta-atmósfera), que toma en cuenta la precipitación, el almacenamiento en el suelo y los usos consuntivos de la planta (Palacios, E. 1989).

Posteriormente y para cubrir los deficiencias de la planta, se implantarán los modelos del escurrimiento superficial, que en general se refieren a la aplicación de generación de escurrimientos, para contar con periodos largos, y simulaciones, en conjunto con su aprovechamiento; para el acuífero, los modelos requieren (Prickett, 1967), en algunas ocasiones, periodos largos para su calibración, sobre todo cuando toman en cuenta las alimentaciones debidas a las prácticas del aprovechamiento. En estos casos la información resultante de la operación de las obras de captación, distribución y aprovechamiento, y en general de todo lo referente al sistema es muy valiosa.

Los datos de la operación se refieren básicamente a medidas de las necesidades de los usuarios, las pérdidas en conducción y distribución, y finalmente las condiciones de operación de las obras de captación. Estos datos no sólo sirven para lograr una buena operación sino además para revisar normas de diseño. En general los modelos deben seguirse calibrando cuando el sistema de aprovechamiento está en operación.

7.10 Aspectos legales.

Es difícil hablar de los aspecto legales del aprovechamiento de los recursos hidráulicos de origen subterráneo, sin tratar también los de origen superficial, debido a su interrelación por su origen

y aprovechamiento. A continuación se dan algunos conceptos y comentarios sobre la legislación relativa al uso, explotación o aprovechamiento de los recursos hidráulicos, sin olvidar que se están modificando continuamente, por lo que estos comentarios tendrán, en un momento dado, una vigencia temporal.

7.10.1 Legislación en México.

Las leyes mexicanas tienen su ascendencia en las españolas, aunque a últimas fechas, sobre todo a partir de 1917, las modificaciones realizadas hacen que difieran, sobre todo en lo referente al tratamiento distinto entre las aguas superficiales y las subterráneas, en México las aguas superficiales son casi en su totalidad de propiedad federal y las subterráneas particular, en España los dos tipos son en general de propiedad particular. problema común además en muchos países, esto se debe generalmente a que antiguamente las aguas subterráneas tenían poco aprovechamiento; sin embargo debido a los avances de la técnica actual, se sabe de la interrelación con las superficiales; además, el desarrollo de maquinaria para la extracción de las aguas del subsuelo en tiempos recientes, han hecho que su aprovechamiento se realice en forma intensiva, lo que ha propiciado que su aprovechamiento es cada día más importante, llegándose a que compitan en volumen aprovechado con los de las aguas superficiales, presentando esta situación la urgente necesidad de regular la explotación de los acuíferos.

Desde el punto de vista legal, el agua subterránea se define como la que se encuentra en el subsuelo y para realizar su aprovechamiento es necesario construir obras artificiales, no así en las superficiales, donde el agua corre o aflora a la superficie, por lo que no es necesario realizar ninguna obra para disponer de ella. Desde el punto de vista anterior los manantiales pertenecen a la clasificación de las aguas superficiales, aunque como sabemos son descargas naturales de los acuíferos.

Básicamente en el artículo 27 constitucional se trata todo lo referente al aprovechamiento de las aguas (Constitución, 1987). Dicho artículo en el primer párrafo dice: "La propiedad de las aguas y tierras comprendidas dentro de los límites del territorio nacional, corresponden originariamente a la nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada". Por lo que, de acuerdo con lo anterior, es posible que en algunos casos, las aguas puedan constituirse en propiedad privada, aunque en la práctica este caso no se da, se concesionan.

Más adelante, en el mismo artículo, párrafo quinto se menciona, un catálogo de las aguas de donde es posible deducir el régimen de propiedad al que pertenecen: "Son propiedad de la nación las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fije el derecho internacional; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanentemente o intermitentemente con el mar; la de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes; las de los ríos y sus afluentes directos e indirectos, desde el punto del cauce en que se inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el

mar; lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional; las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos, cuando el cauce de aquéllas o en toda su extensión o en parte de ellas, sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas, o cuando pase de una entidad federativa a otra o cruce la línea divisoria de la República; las de los lagos, lagunas o esteros cuyos vasos, zonas o riberas, estén cruzados por líneas divisorias de dos o más entidades o entre la República y un país vecino; o cuando el límite de la rivera sirva de lindero entre dos entidades federativas o a la República con un país vecino; las de los manantiales que broten en las playas, zonas marítimas, cauces, vasos o riberas de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, y las que se extraigan de las minas; y los cauces, lechos o riveras de los lagos y corrientes interiores en la extensión que fije la ley. Las aguas del subsuelo pueden ser libremente alumbradas mediante obras artificiales y apropiarse por el dueño del terreno, pero cuando lo exija el interés público o se afecten otros aprovechamientos, el Ejecutivo Federal podrá reglamentar su extracción y utilización y aún establecer zonas vedadas, al igual que para las demás aguas de propiedad nacional. Cualesquiera otras aguas no incluidas en la enumeración anterior, se considerarán como parte integrante de la propiedad de los terrenos por los que corran o en los que se encuentren sus depósitos, pero si se localizan en dos o más predios, el aprovechamiento de estas aguas se considerará de utilidad pública, y quedará sujeto a las disposiciones que dicten los Estados".

Como puede notarse, el sistema de propiedad de las aguas superficiales pueden ser de la Nación, de los Estados o de los particulares. Por lo que respecta a las aguas del subsuelo, mientras no se afecte el interés público, pueden ser alumbradas con toda libertad por cualquier usuario o propietario del terreno. Por otro lado, los ordenamientos anteriores indican el camino para cuidar los recursos y restringir su uso en beneficio de la comunidad. Actualmente se han decretado algunas zonas de veda para el alumbramiento de las aguas del subsuelo, pero no funcionan como tales, ya que veda significa prohibición, y en la realidad se siguen otorgando permisos para construir obras para alumbrar las aguas del subsuelo y su uso en estas zonas vedadas, no así para las aguas superficiales donde las vedas son efectivas (Peña, 1986). Tal parece que el camino sería reglamentar el uso de las aguas del subsuelo por acuíferos o zonas independientes entre sí, aunque lo anterior presenta un problema técnico para obtener esos límites; la experiencia ha demostrado que con la sobreexplotación de los acuíferos, la influencia de los mismos ha afectado no solo a otros acuíferos sino además a los escurrimientos superficiales, que como se menciona en el ordenamiento anterior, son estos últimos, en la mayoría de los casos, de propiedad nacional, por lo que los límites, hablando en forma estricta, desde el punto de vista técnico y jurídico, van más allá de los propios acuíferos, y entonces, es obvio pensar que la delimitación de zonas para implantar su veda, se complica y en consecuencia su reglamentación.

Ligado a las aguas, existe otro concepto que es el denominado zona de propiedad federal o bienes accesorios del agua, (Lans, 1984), requisito indispensable para la identificación de algunos regímenes de propiedad de las aguas. Estas zonas son los cauces de las corrientes y áreas aledañas, cuyo problema es su delimitación y

demarcación, ya que están ligados al concepto de cauce, que la Ley Federal de Aguas lo define como (Legislación Federal en materia de Aguas, 1987): "Cauce de una corriente, el canal natural o artificial que tiene la capacidad necesaria para que escurran las aguas de las mayores crecientes ordinarias. Cuando las corrientes estén sujetas a desbordamiento, mientras no se construyan obras de encauzamiento, el cauce estará constituido por el canal natural". En la definición anterior, resulta de una claridad aparente, ya que es muy difícil obtener la llamada "mayor creciente ordinaria", y aunque estuviera ligada a un periodo de retorno, la obtención dependerá de contar con datos de escurrimiento medidos en situ, por otro lado no existe un número suficiente de estaciones hidrométricas en todos y cada uno de los tramos de un río, teniéndose de todas maneras que realizar un tránsito a lo largo de las corrientes, y los métodos no son del todo precisos para definir las zonas federales con toda exactitud, como lo requiere un aspecto legal y jurídico.

Para entender el concepto de Zonas de Propiedad Nacional, es conveniente transcribir algunas partes del decreto publicado en el Diario Oficial de la Federación, el 7 de octubre de 1937, (Lanz, 1982): "Considerando que al definir el artículo 27 constitucional, como propiedad inalienable e imprescriptible de la Nación, los cauces y vasos de propiedad Nacional, la mente del legislador fue la de permitir, en todo caso, el libre escurrimiento de las aguas y el control de las mismas, cuando esto sea necesario, y no la de desposeer los pequeños propietarios anteriores a la Constitución de 1917, que da plena garantía a la pequeña propiedad, que ocupa dichos cauces", mas adelante, en los mismos considerandos del decreto mencionado, dice, "...imponer a los ocupantes las restricciones que deban derivarse exclusivamente de la necesidad del fácil escurrimiento de las aguas y control de las mismas, así como de la conservación de las corrientes sin perjuicio de terceros".

Es fácil entender, de acuerdo a lo anterior, que las zonas federales tienen como objetivo principal el mantener los cauces de los ríos libres para que ocurra el escurrimiento y minimizar el riesgo que provoquen encharcamientos o inundaciones frecuentes, por lo que su obtención puede basarse en considerar un periodo de retorno bajo, digamos 5 años, y en todo caso comparar el valor así obtenido con el área suficiente para que, en un momento dado, puedan construirse obras de defensa contra inundaciones cuando se tengan bienes de consideración; en tal caso la avenida de diseño deberá ser de un periodo de retorno del orden de 20 a 50 años, dependiendo de la importancia de los asentamientos, pero aun en este caso la zona federal podría fijarse para que esas obras de defensa puedan albergarse en la zona federal sin necesidad de realizar expropiaciones. El procedimiento para obtener la magnitud de las zonas federales sería, el de comparar el costo del terreno para diferentes alternativas de obras de defensa en zonas que tengan actualmente grandes inversiones, y reservar estas áreas para dichas obras en zonas despobladas.

Por lo que respecta al uso, aprovechamiento o explotación de las aguas, es necesario unificar criterios que sean aplicables tanto a las aguas superficiales como a las subterráneas, debido a que, como sabemos, su origen es el mismo; además de que el beneficio que se obtenga de ellas es independiente de si son superficiales o

Otro aspecto importante es el que se refiere a la contaminación, no sólo por lo que respecta a los usos del agua y sus retornos, sino también en cuanto a los depósitos de desechos sólidos, que deben incluir la localización de dichos depósitos, que de alguna manera ponen en peligro los recursos hidráulicos disponibles en una región. La política hidráulica debe tender a realizar varios usos del agua debido a la escasez que se tiene actualmente, sobre todo en las zonas áridas y semiáridas del país.

De acuerdo con lo anterior las autoridades están actualmente implantando lo que se llama Planes Hidráulicos regionales y nacionales, que de alguna manera orientarán las actividades económicas, por lo que la responsabilidad es aún mayor. En estos intentos se han dado algunos pasos, sobre todo en los derechos que se tienen que pagar en zonas con disponibilidad y con escasez, aunque estas políticas son difíciles de implantar, ya que en general, las partes donde se tienen los mayores desarrollos económicos actuales coinciden con las zonas que padecen mayor escasez.

Otro problema que hay que atender, que de alguna forma se contemplan en los planes hidráulicos regionales, es adecuar la legislación actual a los programas de desarrollo que se implanten, buscando, como metas generales, la preservación de los recursos hidráulicos, tanto en cantidad como en calidad para el mayor bienestar de la comunidad, mediante algunas acciones que promuevan el ordenamiento de los aprovechamientos y sus usos actuales, con base en análisis sociales y económicos de los distintos sectores de la economía en relación al agua; y además adecuar los ordenamientos legales en función de los alcances de las autoridades responsables que vigilarán el buen uso de los recursos hidráulicos y la conservación de su calidad.

Finalmente, la Constitución premia la eficiencia en el uso del agua, aunque las leyes no han podido transmitir este propósito, para demostrar lo anterior transcribimos el último párrafo de la fracción XV del mismo artículo 27: "Cuando debido a obras de riego, drenaje, o cualesquiera otras ejecutadas por los dueños o poseedores de una pequeña propiedad a la que se le haya expedido certificado de inafectabilidad, se mejore la calidad de las tierras para la explotación agrícola o ganadera de que se trate, tal propiedad no podrá ser objeto de afectaciones agrarias aun cuando, en virtud de la mejoría obtenida, se rebasen los máximos señalados por esta fracción siempre que se reúnan los requisitos que fije la ley".

7.10.2 legislación en otros países.

La legislación en otros países no difiere mucho de la que se aplica en México, ya que la mayoría se basa en procesos históricos, cuando las aguas subterráneas no se conocían y su uso era precario, pero con los avances de la tecnología en perforación y bombeo, los acuíferos pueden estar sujetos a fuertes explotaciones. En los Estados Unidos de América las aguas son propiedad estatal, por lo que resulta muy complicado, en este caso, llevar a cabo grandes proyectos en cuencas donde se involucren dos o más esta-

dos. Los problemas internacionales limítrofes son de difícil solución ya que la federación tiene que entrar en arreglos con los propios estados involucrados. Por otro lado, el agua en general es del dueño del terreno, tanto la superficial como la subterránea.

En Israel, el agua es manejada por la Federación y se requiere permiso para su uso, tanto a los particulares como cuando el uso es colectivo. En los últimos años Inglaterra modificó la legislación en materia de aguas, esto ocurrió básicamente por la alta contaminación de las corrientes superficiales, llevándose ahora un control muy estricto, en el aprovechamiento y en las descargas de las aguas residuales.

En España se respeta la propiedad privada y dividen las aguas en públicas y privadas, aunque esta diferenciación no es muy clara, pero tanto las aguas superficiales como subterráneas son tratadas en general bajo el mismo criterio (Gustodio, 1976).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TALLER DE COMPUTACION APLICADO A LA HIDRAULICA Y DISEÑO
11 AL 15 DE NOVIEMBRE DE 1992*

*EFICIENCIAS ELECTROMECANICAS DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y
DE LAS CONDICIONES HIDRAULICAS EN LOS POZOS*

*SALVADOR PEÑA DIAZ
JORGE ARREGUIN MAÑON*

Eficiencias electromecánicas de los equipos de bombeo y de las condiciones hidráulicas en los pozos

Salvador Peña Díaz
José Arreguín Mañón

Ariel Consultores

Los volúmenes extraídos de aguas subterráneas han ido adquiriendo día con día más importancia, mientras que las profundidades de bombeo aumentan debido a la sobreexplotación de los acuíferos. Es por esto conveniente mantener los costos de extracción lo más bajo posible. El diagnóstico de los pozos en operación puede realizarse mediante algunos parámetros sencillos que indican dónde ocurre la falla, para determinar el origen del problema y así poder programar las acciones correctivas. Esto también se aplica a las obras recién construidas y ayuda a mantener una revisión constante de las normas de diseño y construcción. Los estudios realizados en algunas regiones del país demuestran el grado de deterioro de los pozos y sus equipos, lo que incide en los costos de bombeo. Por otra parte, la obtención de las condiciones de operación ayuda a emitir un dictamen sobre las capacidades de los motores actualmente instalados e incluso sobre las obras colaterales como los acueductos de conducción a las zonas de demanda. Esta metodología puede aplicarse a cualquier sistema hidráulico en su conjunto, con las salvedades particulares de cada caso.

En la actualidad, los volúmenes de extracción de las aguas subterráneas son muy grandes y los costos de extracción se incrementan constantemente, debido a la sobreexplotación de los acuíferos, lo que se refleja en niveles de bombeo cada vez más profundos; por otro lado, la creciente dificultad para investigar y explotar acuíferos a profundidades mayores incide en los costos de inversión inicial y de operación, que van en constante aumento. Además, los programas de mantenimiento, tanto de los equipos de bombeo como de los mismos pozos son en general deficientes, incluso en los sistemas de abastecimiento básicos de las principales ciudades del país.

Este trabajo tiene como objetivo presentar una forma sencilla de control y seguimiento del funcionamiento de la obra hidráulica, a través de la obtención de algunos parámetros que sirven para determinar la eficiencia de operación y mantenerla dentro de rangos económicamente redituables. Su determinación periódica permite programar fechas de

acciones correctivas, optimizando recursos, equipo y personal; diagnosticar los problemas que demeritan el rendimiento y la productividad de los pozos, y retroalimentar información para revisar sus normas de diseño y construcción.

Eficiencia electromecánica

Se entiende como eficiencia electromecánica de los equipos de bombeo instalados en los pozos a la relación entre la potencia cedida por el sistema como potencia hidráulica y aquella suministrada al sistema como potencia eléctrica:

$$\eta_s = \frac{\gamma QH}{P} \quad (1)$$

donde:

η_s = eficiencia total del sistema motor-bomba

γ = peso específico del agua

- Q = caudal bombeado
 H = carga dinámica total (profundidad del nivel dinámico, más carga adicional sobre el nivel de descarga, más carga de presión y más carga de velocidad)
 P = potencia suministrada al motor

En el sistema métrico, el peso específico del agua es igual a 1000 kg/m³; el caudal bombeado se mide generalmente por el método de la escuadra u orificio calibrado cuando es descarga libre, o con tubo de Pitot o algún tipo de integrador cuando la descarga es ahogada o directa a la red de distribución. En cuanto a la carga hidráulica, la profundidad del nivel de bombeo se mide por medio de una sonda eléctrica o neumática, y la presión de descarga, con un manómetro. La potencia eléctrica suministrada al sistema se registra con un potenciómetro o wátmetro, o más fácilmente, midiendo los amperios consumidos y comparándolos con los de placa, para obtener así el porcentaje al cual está trabajando el pozo y aplicarlo a la potencia en HP de placa y conocer la potencia suministrada al sistema (USBR, 1979).

La eficiencia de la bomba se calcula con la siguiente expresión:

$$\eta_s = \eta_b \eta_m \quad (2)$$

donde:

- η_m = eficiencia del motor señalada en los manuales de los fabricantes
 η_b = eficiencia de la bomba

sustituyendo la expresión (2) en la (1), se tiene:

$$\eta_b = \frac{\gamma Q H}{P \eta_m} \quad (3)$$

Por último, la eficiencia de los impulsores de la bomba se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$\eta_i = \frac{\gamma Q (H + H_f)}{(P - P_f) \eta_m} \quad (4)$$

donde:

- H_f = pérdidas por fricción en la columna
 P_f = pérdidas por fricción de la flecha

Por lo general, una buena selección de impulsores implica eficiencias del 80% y del 90% en los motores eléctricos, de tal modo que la eficiencia total del

sistema resulta de 72% en buenas condiciones de operación.

Durante el funcionamiento normal de una bomba hay desgastes de sus componentes móviles, por lo que la eficiencia disminuye a través del tiempo de operación. En condiciones anormales, tales como producción de arena en los pozos durante su funcionamiento o problemas de verticalidad en los mismos, por mencionar los más frecuentes, el desgaste de los impulsores ocurre en menos tiempo, lo que provoca que la eficiencia de la bomba disminuya con rapidez. Esta es la razón por la cual deben registrarse periódicamente las eficiencias citadas como parte de un mantenimiento preventivo que permita programar las reparaciones en fechas predeterminadas.

Eficiencia hidráulica

Se define como eficiencia hidráulica de un pozo a la relación del abatimiento teórico del acuífero entre el abatimiento total medido en el pozo. En la ilustración 1 se representa un esquema de las condiciones de un pozo en operación, y se señalan los abatimientos debidos a pérdidas hidráulicas en el acuífero y a pérdidas adicionales en la vecindad del pozo, debidas a su diseño y construcción.

La pérdida de carga debida al acuífero se puede calcular de acuerdo con la ecuación de Jacob (1947):

$$a_t = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (5)$$

donde:

- a_t = abatimiento teórico ocurrido en el acuífero
 T = transmisibilidad
 t = tiempo a partir de iniciado el bombeo
 r = radio del pozo
 S = coeficiente de almacenamiento

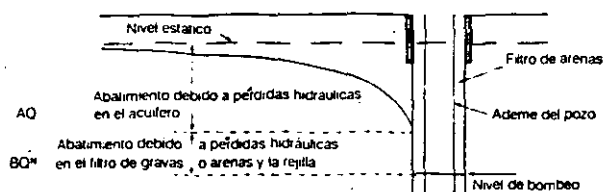
Luego entonces, la eficiencia hidráulica del pozo sería:

$$\eta_h = \frac{a_t}{a_r} \quad (6)$$

donde:

- a_r = abatimiento real medido en el pozo

1. Abatimiento en un pozo de bombeo



La aplicación de la fórmula (5) requiere de una prueba de bombeo, cuando menos de corta duración, a caudal constante con pozo de observación, requisitos difíciles de conjuntar en un momento dado, además de representar un costo elevado.

Por otro lado, Rorabaugh (1953), propone que la eficiencia hidráulica se obtenga a partir de la siguiente expresión:

$$a_r = AQ + BQ^n \quad (7)$$

donde:

AQ = abatimiento teórico del acuífero, definido en la ecuación (5)

BQ^n = abatimiento por entrada al pozo

La estimación de los términos anteriores se hace mediante una prueba escalonada a caudales variables y con un mínimo de tres etapas, ya que hay tres incógnitas: A, B y n.

En este caso, la eficiencia hidráulica sería la relación:

$$\eta_h = \frac{AQ}{AQ + BQ^n} \quad (8)$$

La eficiencia hidráulica del pozo determinada en esta forma es función tanto de las características constructivas del pozo como de las propiedades físicas y condiciones hidráulicas del acuífero, además de la relación de permeabilidades entre el acuífero y filtro de grava (Cruickshank, 1976), de tal manera que es posible obtener mayores eficiencias hidráulicas en pozos localizados en acuíferos con permeabilidades altas. Es por esto que no se puede hablar de valores de eficiencias hidráulicas en forma general, puesto que éstas dependen de las características propias de cada zona o acuífero.

La aplicación de la fórmula (7) requiere de un equipo que permita variar los caudales de extracción, condición que generalmente no se da, puesto que la

mayoría de los equipos cuenta con motores eléctricos donde las velocidades de operación de la bomba son constantes.

Una forma más sencilla y práctica de medir el deterioro de la eficiencia hidráulica de los pozos es mediante la comparación del rendimiento o capacidad específica para fechas distintas, ya que este parámetro refleja también el comportamiento hidráulico del pozo. El caudal específico se define por la siguiente relación:

$$Q_e = Q/a \quad (9)$$

donde:

Q_e = Caudal o rendimiento específicos del pozo

Q = Caudal de producción del pozo

a = Abatimiento, nivel estático menos nivel dinámico o de bombeo.

Si el caudal específico disminuye, significa que han aumentado las pérdidas en el pozo (véase ilustración 1) y, por lo tanto, requiere de mantenimiento, el cual consiste básicamente en una limpieza de su área de admisión. Este método considera que en condiciones iniciales el pozo tiene los más altos rendimientos, consideración que no siempre es cierta, debido a limpiezas o desarrollos deficientes. En su aplicación conviene realizar las mediciones de caudal y abatimiento a un tiempo igual de iniciado el bombeo, con el fin de tomar en cuenta los efectos del tiempo en régimen transitorio.

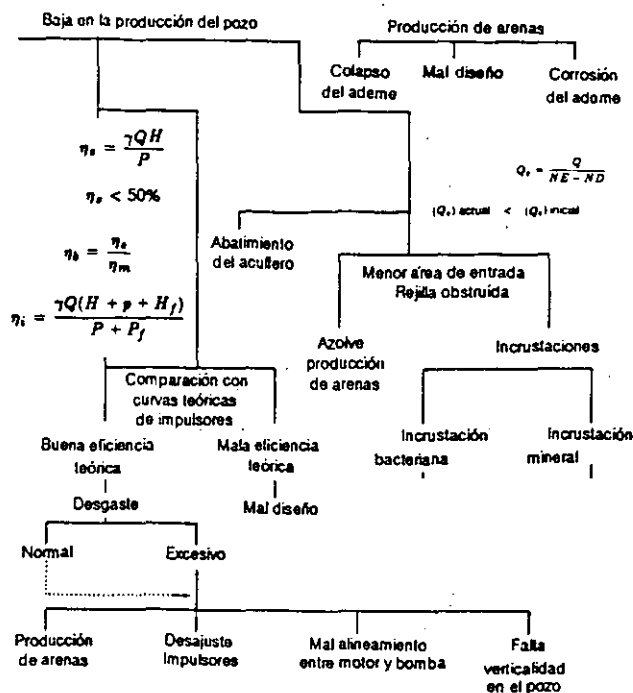
Es normal que un pozo de agua pierda productividad en forma gradual, en meses o años, tiempo suficiente para detectar el problema y diagnosticar su origen, a fin de programar y aplicar las medidas correctivas de inmediato.

Diagnóstico del funcionamiento de un pozo

Los pasos a seguir en el diagnóstico sobre el funcionamiento de un pozo se muestran en el esquema de la ilustración 2. Ante una baja en la producción, primero se determinan la eficiencia electromecánica del equipo mediante la expresión (1), y el rendimiento específico por medio de la fórmula (9), al tiempo que se investigan los indicios que puedan ser el origen del problema, tales como las tendencias incrustantes o corrosivas de la producción de arenas y calidad del agua alumbrada (Driscoll, 1986).

En seguida, se establece si el valor de la eficiencia electromecánica ha bajado sensiblemente, por ejemplo al 50%, lo que sería evidencia de que

2. Pasos a seguir en el diagnóstico de un pozo



la bomba opera en malas condiciones, ya que un motor eléctrico se caracteriza por una eficiencia muy estable durante su vida útil, además de que resulta obvio cuando opera en malas condiciones, puesto que produce ruidos extraños, calentamiento y hasta humo.

Una vez aplicadas las fórmulas (3) y (4), hasta determinar la eficiencia de los impulsores, ésta se compara con las curvas de carga-caudal-eficiencia que el fabricante o proveedor deben proporcionar, con objeto de determinar, en primer lugar, si se trata de una mala selección de origen sobre el equipo instalado o bien, si hay un desgaste de sus componentes. Dicho desgaste puede catalogarse como normal si se manifiesta después de un tiempo prolongado de operación, o como excesivo si se presenta en un periodo corto; sus causas pueden ser: producción de arenas, desajuste de los impulsores, mal alineamiento entre motor y bomba o falta de verticalidad en el pozo. A su vez, la producción de arenas puede deberse a un colapso del ademe o a la corrosión de las rejillas de éste, situaciones que pueden presentarse de manera repentina; si se trata de colapsos, por lo general la producción es abundante, mientras que en casos de corrosión, se incrementa gradualmente. También puede deberse a un mal diseño donde no se consideró la granulometría de la formación acuífera para definir el filtro de gravas y la abertura de la rejilla apropiados, en cuyo caso la producción de arenas es

un fenómeno constante durante el funcionamiento del pozo.

El desajuste de los impulsores puede ocasionar su desgaste prematuro por rozamiento con los tazones, lo cual puede verificarse revisando la posición de la tuerca de ajuste en la parte superior del motor, de acuerdo con las especificaciones del fabricante. El mal alineamiento entre motor y bomba o la falta de verticalidad en el pozo producen vibraciones y posiblemente hasta ruidos, provocando desgastes en la flecha y chumaceras.

Ante una baja significativa de la eficiencia electromecánica el diagnóstico es muy claro: desmantelar el equipo, revisarlo cuidadosamente para determinar los daños y llevar a cabo las reparaciones necesarias.

Volviendo al comportamiento del pozo (véase ilustración 2), una declinación del rendimiento específico representa una disminución del área de admisión al pozo, que puede deberse a un abatimiento general del acuífero, o bien a un bloqueo de las rejillas por azolve, por incrustaciones minerales o bacterianas, o por una combinación de dos o más causas.

El abatimiento general del acuífero se puede determinar al comparar las profundidades de los niveles estáticos con las de niveles anteriores. La presencia de azolves puede inferirse si el pozo ha producido arenas, o directamente midiendo el fondo, para lo cual es preciso desmontar el equipo de bombeo. El bloqueo de las rejillas por incrustaciones puede inferirse por medio de análisis químicos del agua, determinando por algún método su tendencia a formar incrustaciones minerales o su proclividad al desarrollo de colonias bacterianas, específicamente bacteria del hierro (Driscoll, 1986). En algunas ocasiones, una videograbación del interior del pozo puede ayudar a definir el tipo de incrustación, siempre y cuando la turbiedad del agua lo permita.

No está por demás hacer énfasis en la importancia de las medidas para determinar periódicamente las eficiencias, que consisten, como ya se mencionó, en medir las profundidades de los niveles estático y dinámico, el aforo del caudal de producción y la potencia empleada por el motor eléctrico. Estas mediciones no requieren de un alto nivel de capacitación del personal técnico, no consumen un tiempo importante y tampoco implican instrumentos o equipos complejos; en cambio, representan como se ha visto, una de las partes más relevantes del mantenimiento preventivo de un pozo.

Desde luego, ambas eficiencias, electromecánica e hidráulica, están íntimamente relacionadas y no tiene mayor significación mejorar la primera si antes

no se restaura la hidráulica del pozo, sobre todo si se encuentra en una etapa avanzada de deterioro.

Programación del mantenimiento correctivo

Además del diagnóstico, estas mediciones periódicas permiten programar las fechas del mantenimiento correctivo (véanse ilustraciones 3 y 4), aunque en estos ejemplos se han considerado rangos de operación limitados por valores mínimos que requieren de un análisis y justificación más detallada, en atención a las condiciones de operación regionales e incluso particulares de cada pozo. La predicción de la fecha para reparar un equipo de bombeo se establece extrapolando la tendencia marcada por las eficiencias a través del tiempo, hasta cruzar con la horizontal que representa el valor mínimo señalado tentativamente al 40%. Se procede de la misma manera para determinar la fecha de acciones correctivas en el pozo, tomando como valor límite inferior un deterioro del 25% ó 30% del caudal específico.

Un programa de esta naturaleza trae consigo muchas ventajas, pues además de mantener en operación a los pozos y equipos de bombeo dentro

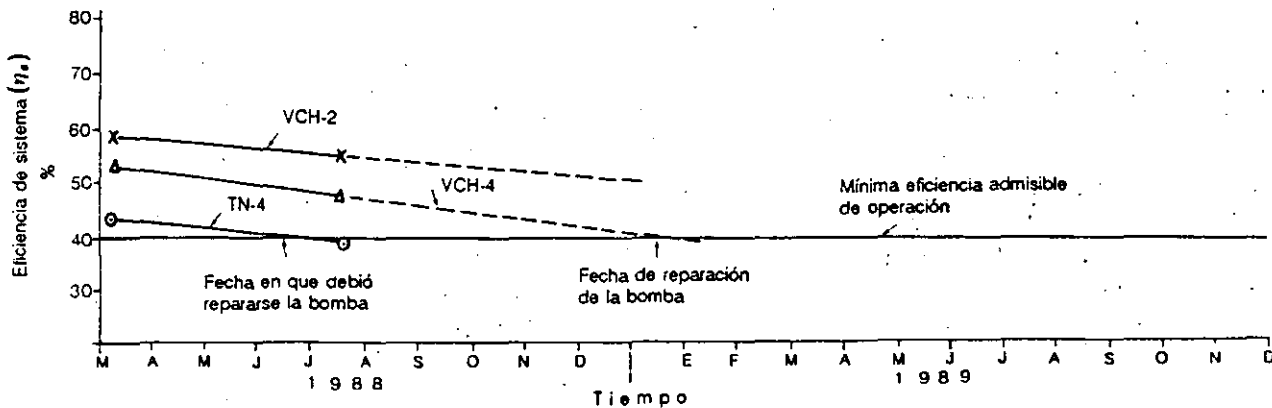
de rangos económicamente razonables, permite hacer proyectos, optimizando recursos, equipo y personal dedicado al mantenimiento correctivo, con un mínimo de molestias para el usuario, y sin esperar fallas súbitas que requieren de acciones catalogadas como de emergencia, con un costo más elevado.

Finalmente, de la operación y mantenimiento programados en esta forma para los pozos, se deriva información oportuna y sistemática que retroalimenta a otras actividades interdependientes como el diseño y la construcción, cuyas normas, criterios y métodos deben ser motivo de revisiones periódicas.

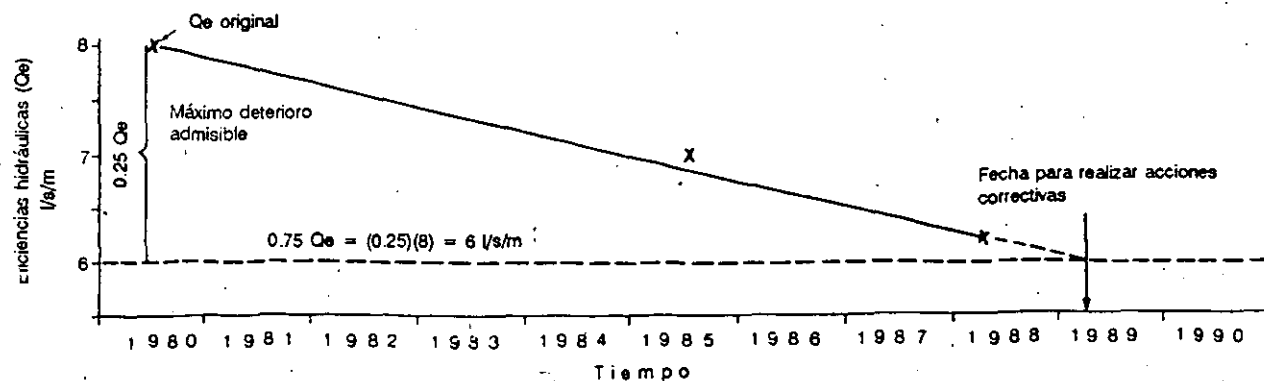
Resultados y comentarios de algunas experiencias

El consumo de energía eléctrica es el componente más importante del costo de operación de un pozo y es inversamente proporcional a la eficiencia electromecánica de los equipos de bombeo. El deterioro del caudal específico resulta más significativo en los acuíferos de permeabilidad media a baja, que en los altamente permeables, por los mayores abatimientos piezométricos que genera el bombeo. De cualquier modo, no debe permitirse un deterioro mayor de

3. Tendencia de la eficiencia electromecánica



4. Tendencia de la eficiencia hidráulica



un 30% del valor original del caudal específico original, cuando el problema se debe a incrustaciones de cualquier tipo, pues en caso contrario es sumamente difícil, y en muchas ocasiones imposible, restaurarlo por completo, no obstante la aplicación de los mejores tratamientos. El costo horario por bombeo se determina por la siguiente función:

$$\$/hr = f\left(\frac{QH}{\eta_s}\right) \$/KWH \quad (10)$$

donde:

$\$/hr$ = costo horario del bombeo
 $\$/KWH$ = costo por KWH

Con objeto de dar una idea del impacto y significación que provocan el deterioro de la eficiencia hidráulica de un pozo y su equipo de bombeo sobre el costo adicional por consumo de energía eléctrica, a continuación se presenta un ejemplo aplicado a un pozo (SARH, 1989), que explota un acuífero de media a alta permeabilidad, y cuya agua aluminada tiende a formar incrustaciones carbonatadas.

El pozo está equipado con un motor de 100 HP que emplea actualmente una potencia efectiva de 85.8HP (64.0 KW), un nivel estático de 34.67 m, un nivel dinámico de 57.65 m y un caudal de extracción de 43 l/s, medidas que derivan una eficiencia electromecánica del 38% y un caudal específico de 1.87 l/s/m.

En 1984, el nivel estático se localizaba a 28.00 m y el dinámico a 39.00 m, con un caudal de extracción de 75 l/s y uno específico de 6.82 l/s/m. Bajo las condiciones actuales y suponiendo una operación continua de 180 días al año, a razón de \$53.25 el KWH, el costo de energía por temporada agrícola es de \$14.7 millones.

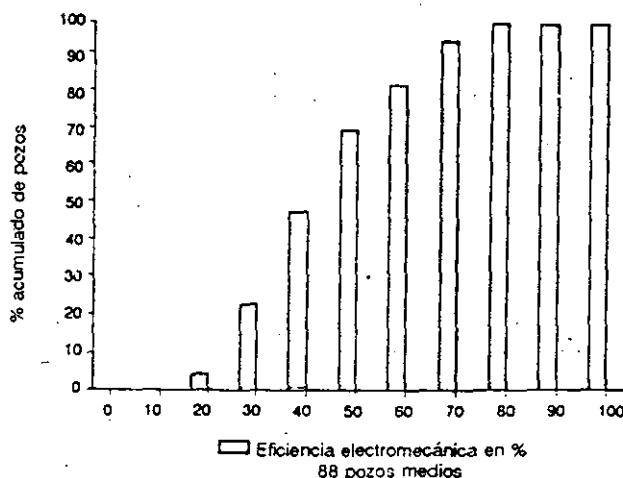
Suponiendo una rehabilitación que restaure el caudal específico a un valor cercano a 6.82 l/s/m, ante un caudal de extracción igual al actual, el nivel de bombeo sería de 40.97m, lo que daría como resultado un consumo de energía eléctrica de 61.0HP (45.5KW) con el mismo equipo actual, y un costo por temporada agrícola (de 180 días de operación continua) de \$10.5 millones. Si una vez rehabilitado el pozo se repara el equipo de bombeo, logrando una eficiencia cuando menos del 70%, el costo por temporada agrícola se reduciría a \$5.7 millones.

Por otro lado, el costo de una rehabilitación, que incluya la aplicación de aditivos químicos desincrustantes, es de \$7.5 millones, y la reparación del equipo de bombeo de cerca de \$8.0 millones, lo que demuestra la bondad de la inversión ante el ahorro de energía eléctrica, pues se pagaría

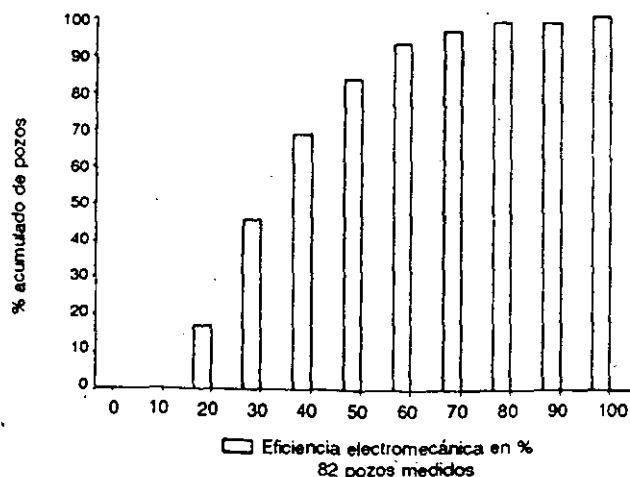
alrededor de año y medio, y quedaría un tiempo remanente de vida útil para la estructura y el equipo dentro de un rango económico de operación. Lo anterior, sin considerar los subsidios que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) otorga para algunos usos, como es el agrícola.

Desde un punto de vista más amplio, que abarque zonas de bombeo, los estudios realizados arrojan los siguientes resultados. En la ilustración 5 (SARH, 1986), se muestra el análisis de frecuencias acumuladas de 86 pozos medidos en el Distrito de riego del río Yaqui, Son., que representan un 30% de los pozos del distrito, y donde se puede ver que casi la mitad opera con eficiencias electromecánicas inferiores al 40%. En otra zona de riego, en Tecamachalco, Pue., (SARH, 1989), donde se midieron 82 pozos que representan también el 30% de los aprovechamientos oficiales, resultó que

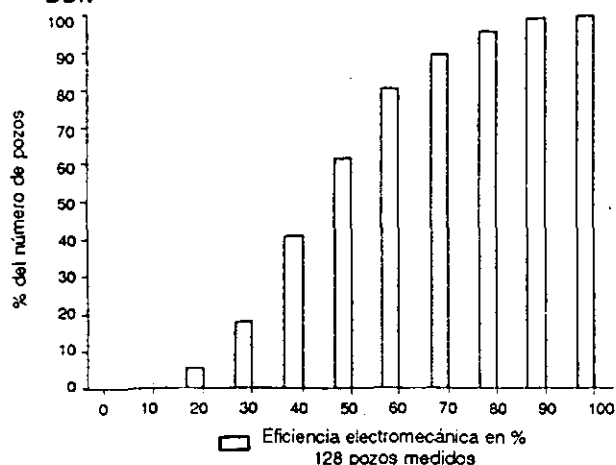
5. Análisis de frecuencias acumuladas de 86 pozos del río Yaqui, Son.



6. Análisis de frecuencias acumuladas de 82 pozos en el distrito de desarrollo rural No. 118 de Tecamachalco, Pue.



7. Análisis de frecuencias acumuladas de 128 pozos del DDF.



más del 80% de los equipos de bombeo opera a menos del 40% de eficiencia electromecánica (véase ilustración 6). Por último, como ejemplo de una zona de captación para abastecimiento de agua a la Ciudad de México (DDF, 1988), en la ilustración 7 se presenta el análisis de 128 pozos donde más del 40% opera con eficiencias inferiores al 40%.

Del análisis de estas eficiencias electromecánicas se puede afirmar que sus bajos valores se deben no sólo al desgaste normal o excesivo de los equipos de bombeo, sino también a una mala selección de origen.

Respecto a los caudales específicos, el valor original promedio en el Distrito de riego del río Yaqui se ha deteriorado poco más del 50% en ocho años (de 1979 a 1986). De Tecamachalco no se cuenta con información, pero se dan casos aislados en que el deterioro ha llegado alrededor del 80% en un periodo de 12 a 13 años. Se puede decir que en ambas zonas el problema general se debe a incrustaciones minerales carbonatadas.

Los pozos analizados de la Ciudad de México están explotando acuíferos de muy alta permeabilidad, y aunque han manifestado un deterioro del caudal específico a través del tiempo, por la excelencia de los acuíferos, apenas se refleja en costos adicionales por consumo de energía; en otras palabras, se generan abatimientos piezométricos mínimos, del orden de centímetros.

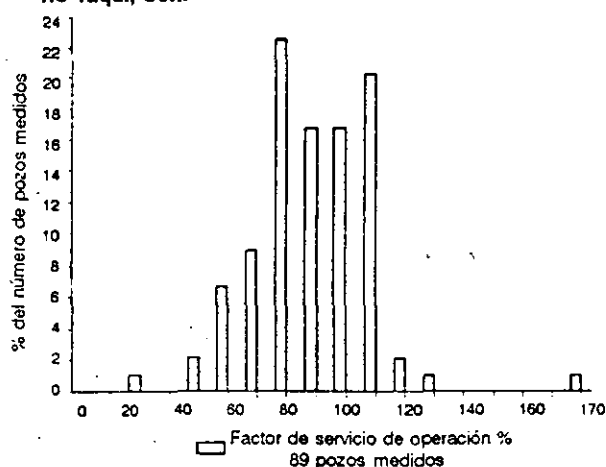
Los resultados en las zonas estudiadas muestran el grave deterioro que prevalece en cuanto a la operación y el mantenimiento de estas fuentes de abastecimiento de agua, e infortunadamente reflejan el estado que guardan en el resto del país.

Otro aspecto que merece comentarios acerca de los estudios realizados, es el factor de servicio de operación (FSO) de los motores eléctricos, entendido

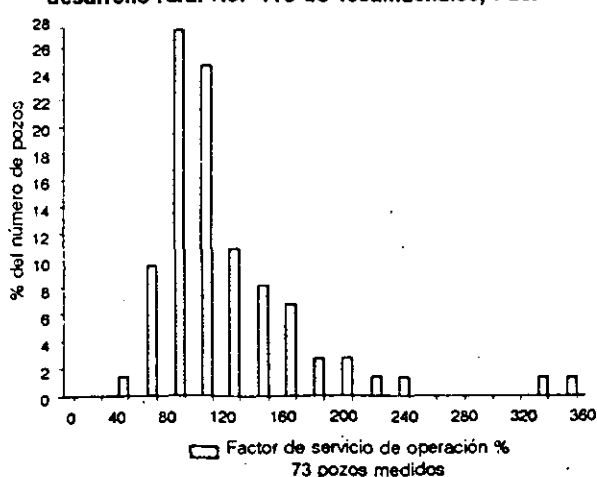
como la relación entre la potencia consumida y la instalada o de placa. Cuando resulta mayor que la unidad, el motor funciona en condiciones de sobrecarga, con riesgos de sobrecalentamiento y el consecuente daño en las partes mecánicas y en los materiales aislantes; por otro lado, si el FSO es menor de 0.5, significa que está muy por encima de la potencia requerida y que opera con un bajo factor de potencia, condición que penaliza la CFE.

Ambos casos se presentaron en los pozos estudiados, lo cual indica una elección inapropiada del motor o la utilización de los disponibles en situaciones de emergencia, que si bien puede aceptarse en forma temporal, se convierte fácilmente en condición permanente. Las ilustraciones 8, 9 y 10 contienen las gráficas de frecuencia del FSO, que permiten proyectar intercambios, lo que sería relativamente simple en los pozos de abastecimiento de agua, ya que se trata de un solo organismo operador. En las zonas de riego, el

8. Frecuencia del FSO en los pozos del distrito de riego del río Yaqui, Son.



9. Frecuencia del FSO en los pozos del distrito de desarrollo rural No. 118 de Tecamachalco, Pue.

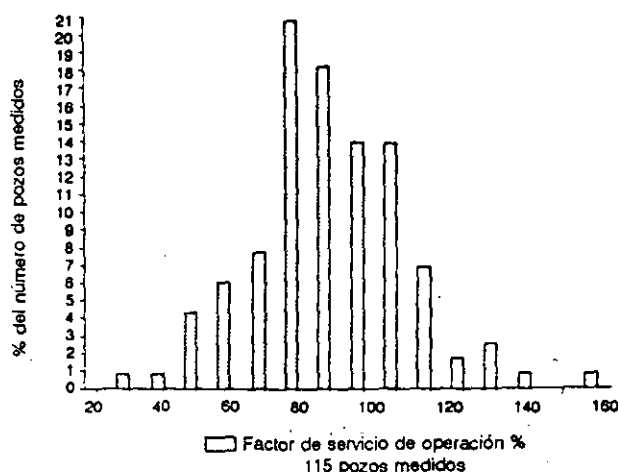


intercambio podría realizarse a través de organismos de agricultores mediante convenios para este fin, formulados entre los usuarios. Respecto a los factores de servicio de operación superiores a la unidad, la corrección de la eficiencia, tanto electromecánica como hidráulica, traería consigo la baja del FSO, desde luego bajo el mismo caudal solicitado.

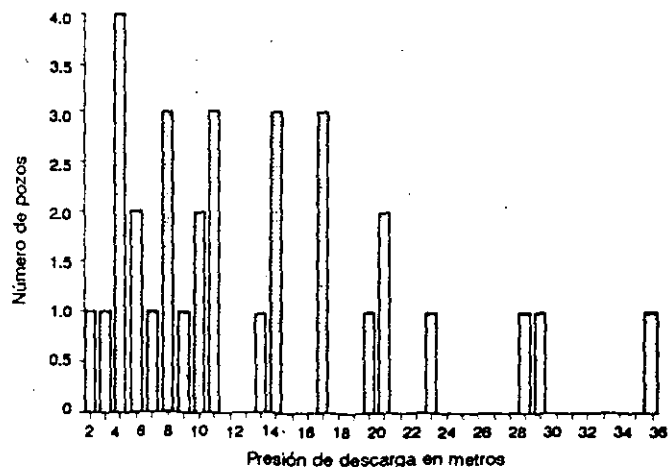
Así mismo, las medidas involucradas con estas eficiencias permiten percatarse de las condiciones operativas de los sistemas de conducción, tanto para el riego como para el abastecimiento de agua potable. A manera de ejemplo, el acueducto Xochimilco en la Ciudad de México (véase ilustración 11), sirve para analizar la gráfica de la presión de descarga de los pozos, donde se aprecia una gran disparidad que refleja la falta de correspondencia entre el funcionamiento hidráulico del acueducto y los pozos que lo alimentan.

Es evidente que uno de los factores que

10. Frecuencia del FSO en los pozos del Departamento del Distrito Federal



11. Presión de descarga de los pozos del Acueducto Xochimilco



podrían explicar esta situación es la prolongada crisis económica que padece el país y que obliga a escatimar un mantenimiento apropiado, aunada probablemente a subsidios federales mal enfocados; pero por otro lado, no deja de ser preocupante el bajo nivel técnico con que se están operando los sistemas, así como las frecuentes quejas de los usuarios en relación con la pésima calidad de las reparaciones de las bombas que realizan los talleres especializados, o las empresas de perforación de pozos, con las honrosas excepciones de unos cuantos.

No obstante la escasez de recursos financieros, mucho puede hacerse con el propósito de elevar estas eficiencias, lo cual redundaría, a corto y mediano plazos, en considerables ahorros del consumo de energía, liberando a la Comisión Federal de Electricidad de dedicar una buena parte de su capacidad instalada para cubrir demandas pico, además de propiciar una disminución de los subsidios que otorga.

Entre las acciones por realizar, resulta indispensable la capacitación del personal técnico a cargo de los sistemas de estas fuentes primarias de abastecimiento de agua subterránea; la implantación de servicios de medición enfocados a un mantenimiento preventivo mediante la determinación de las eficiencias hidráulicas de los pozos y electromecánicas de los equipos de bombeo, y la difusión de normas y especificaciones para la captación, operación y mantenimiento correspondientes.

Referencias

- Cruickshank, V. C. *Comentarios sobre pruebas de bombeo escalonadas*, inédito, Dirección de Aguas Subterráneas, SRH, México, 1976.
- Departamento del Distrito Federal. *Determinación de eficiencias operativas de los pozos y de los equipos de bombeo en los sistemas Chiconautla y Sur*, México, 1988.
- Dricoll, F. G. *Groundwater and wells*, Johnson Division, EUA, 1986.
- Jacob, C. E. "Drawdown test to determine effective radius of artesian wells", Trans., ASCE, vol. 112, EUA, 1947.
- Rorabaugh, M. I. "Graphical and theoretical analysis of step drawdown test of artesian well", Pracs., ASCE No. 362, vol. 79, EUA, 1953.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. *Evaluación de la eficiencia hidráulica y electromecánica de los pozos del Distrito de riego del río Yaqui, Son.*, México, 1986.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. *Estudio geohidrológico en el Distrito de desarrollo rural 116, Tecamachalco, Pue.*, México, 1988.
- USBR, Department of the Interior. *Ground Water Manual*, EUA, 1979.

Cálculo del perfil de flujo sobre vertedores sin control

Nahun Hamed García Villanueva¹
Poliopetro F. Martínez Austria

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, CNA

Se presenta un esquema numérico para calcular el perfil de la superficie libre del agua sobre vertedores tipo cimacio. El esquema se basa en un modelo matemático obtenido a partir del principio de conservación de la cantidad de movimiento. En él se considera a la sección sobre la cresta como sección de control y condición inicial para calcular el perfil de flujo que se desarrolla a lo largo de la obra de excedencias. Los resultados obtenidos se comparan con datos experimentales reportados por diversos centros de investigación, encontrándose una correlación satisfactoria desde el punto de vista práctico.

El estudio del comportamiento del flujo en obras de excedencias se ha desarrollado principalmente en forma experimental, de manera que en la actualidad se cuenta con una gran cantidad de información bibliográfica al respecto. No obstante, la investigación, comprensión y representación físico-matemática del fenómeno aún no está concluida. Algunos de los problemas básicos para el estudio y representación analítica del comportamiento hidráulico de este tipo de obras se deben a la gran curvatura y fuerte pendiente que éstas poseen, lo cual origina representaciones físico-matemáticas muy complejas, que dificultan su evaluación y cálculo numérico.

A la fecha, para el estudio del flujo sobre cimacios se han propuesto y desarrollado métodos gráficos (Levi y Aldama, 1979), tablas con parámetros adimensionales obtenidas experimentalmente (Ding y Ling, 1974), así como diversos métodos matemáticos basados en la teoría de flujo con potencial (Sotelo, 1974). La principal desventaja que presentan los métodos basados en resultados experimentales es su rango limitado de aplicación, mientras que los métodos gráficos y los derivados de la teoría de flujo con potencial son, por lo general, de aplicación complicada y laboriosa.

El método propuesto es fácilmente programable y proporciona resultados muy satisfactorios, al compararlo con los datos experimentales. La

principal característica del esquema que se presenta, y que lo diferencia de otros, es el hecho de estar basado en el principio de conservación de la cantidad de movimiento, expresada en su forma integral.

Ecuación básica

Ecuación general de conservación

La ecuación general de balance de la cantidad de una propiedad intensiva q (o sea, que puede asociarse a la masa de un sistema fluido), está dada por la siguiente expresión (Aparicio, 1988):

$$\int_{Vc} \text{div}(\rho q \mathbf{u}) dv + \int_{Vc} \frac{\partial(\rho q)}{\partial t} dv = \int_{Vc} D[\rho q] dv \quad (1)$$

Donde $D[\rho q]$ es el término de creación o destrucción de la propiedad q dentro del volumen de control Vc . Para el caso en estudio se considera que el flujo es permanente y que las velocidades en las direcciones normal y paralela al ancho del cimacio en toda sección son nulas (véase ilustración 1), por lo que la ecuación (1) se reduce a:

$$\int_{Vc} \frac{\partial(\rho q u)}{\partial s} dv = \int_{Vc} D[\rho q] dv \quad (2)$$



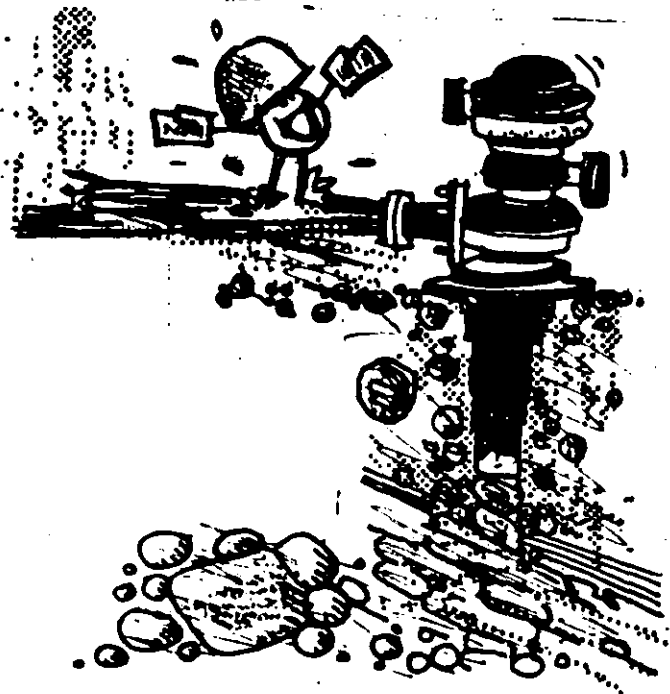
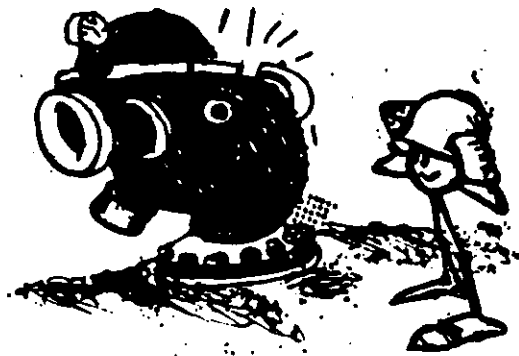
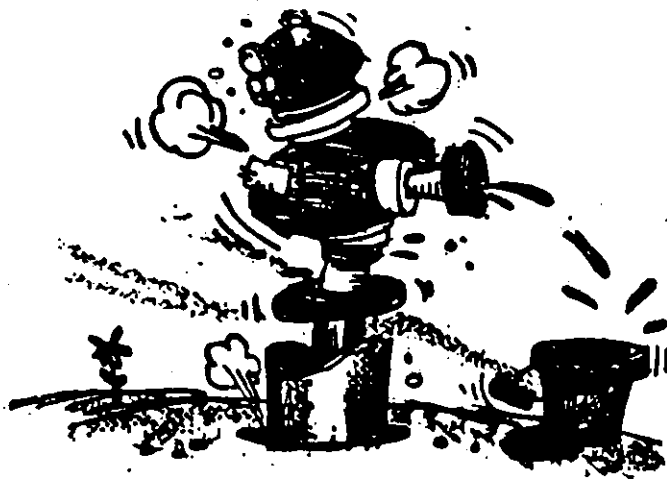
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

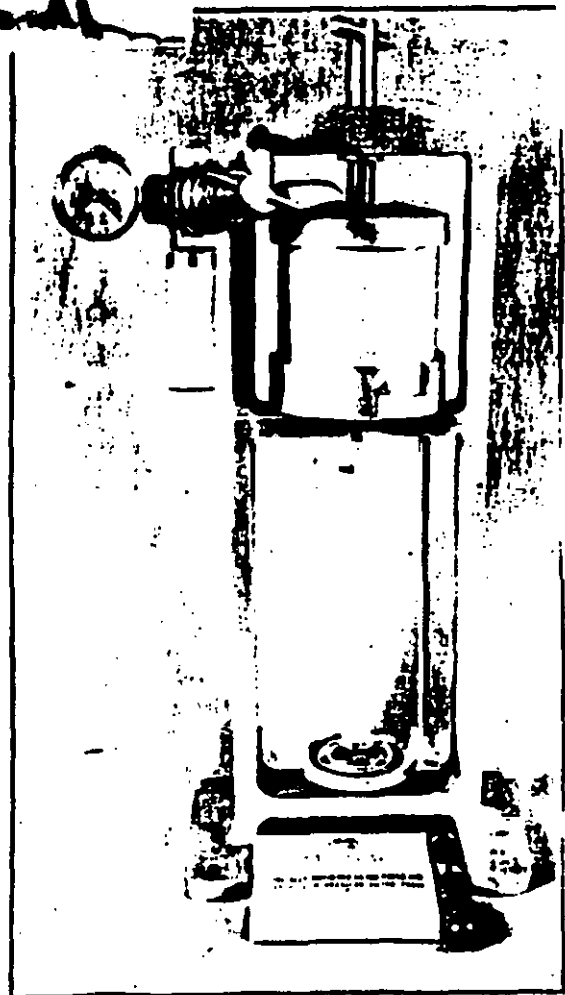
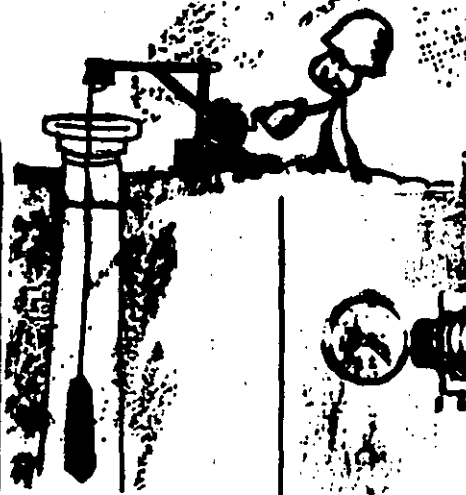
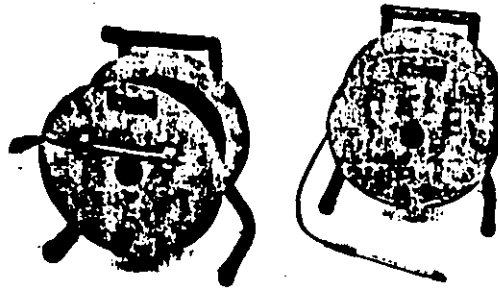
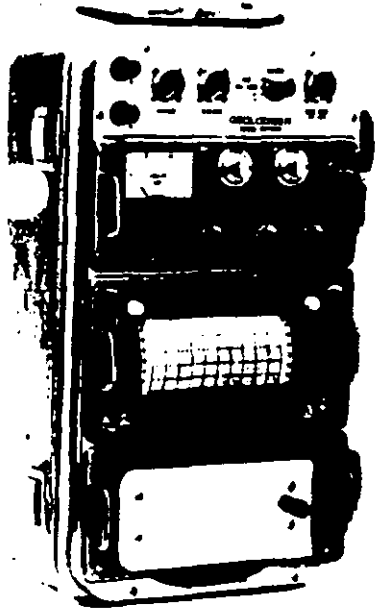
TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA

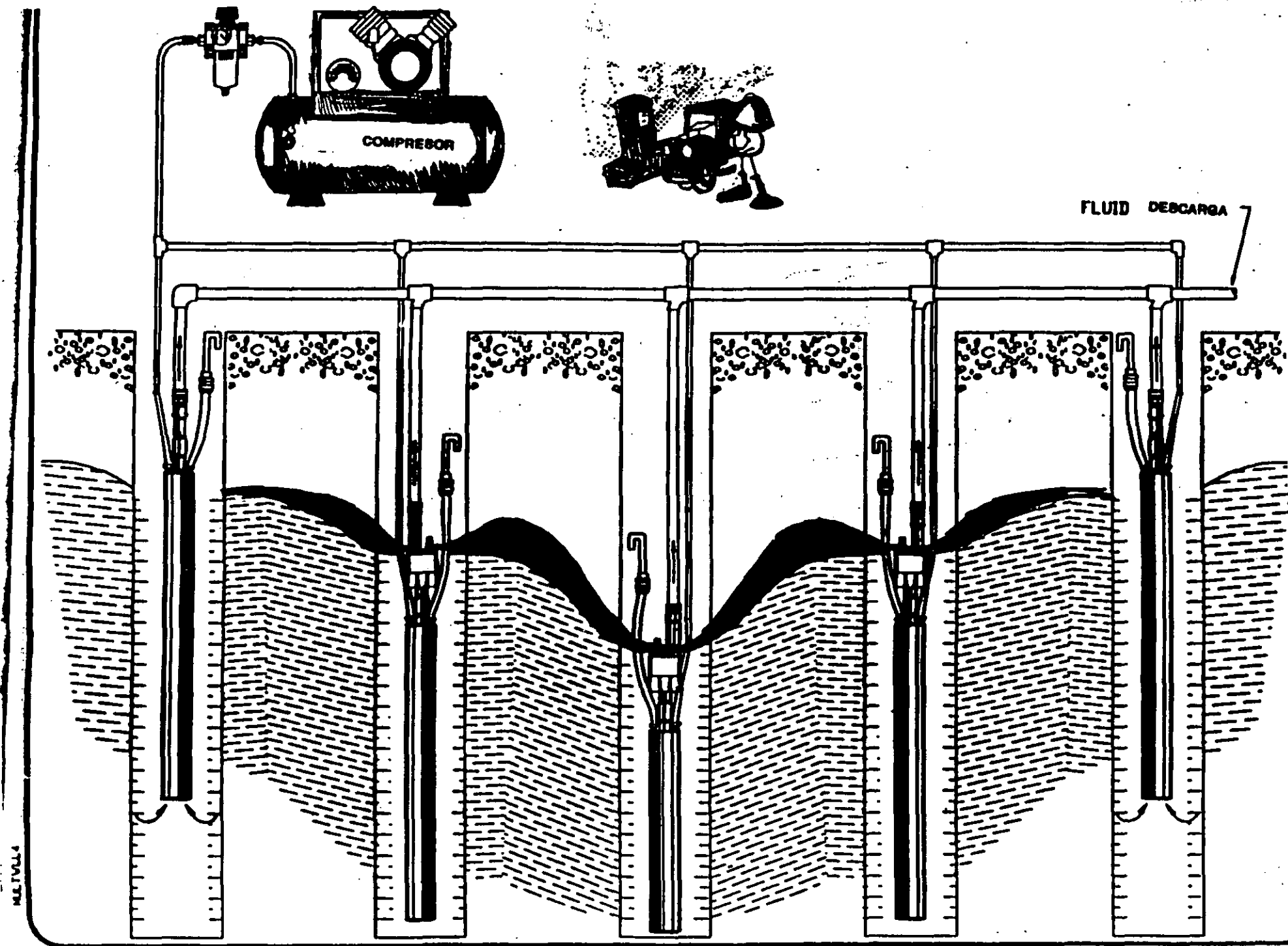
COMPLEMENTO

AL TEMA DEL

ING RUBEN CHAVEZ GUILLEN

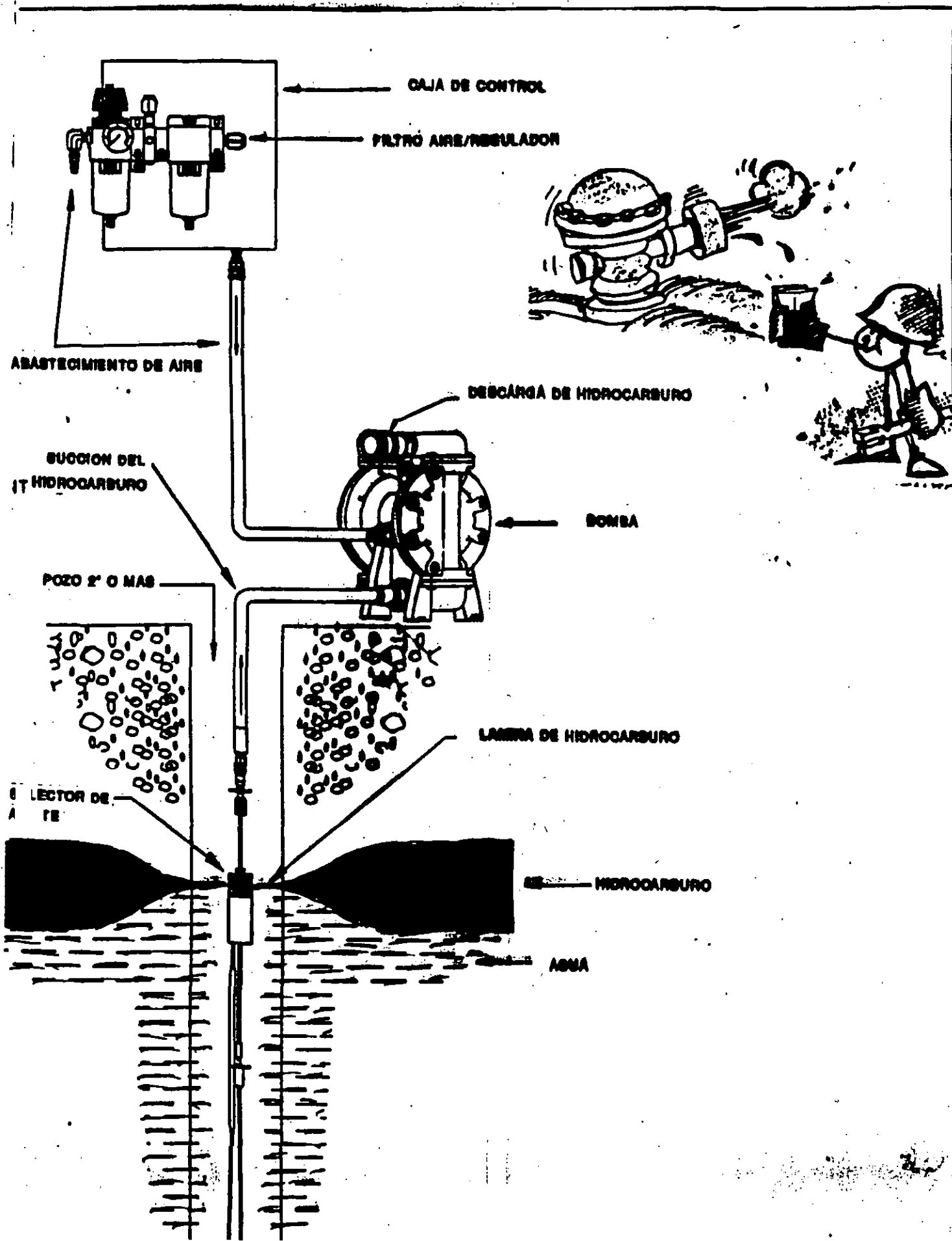


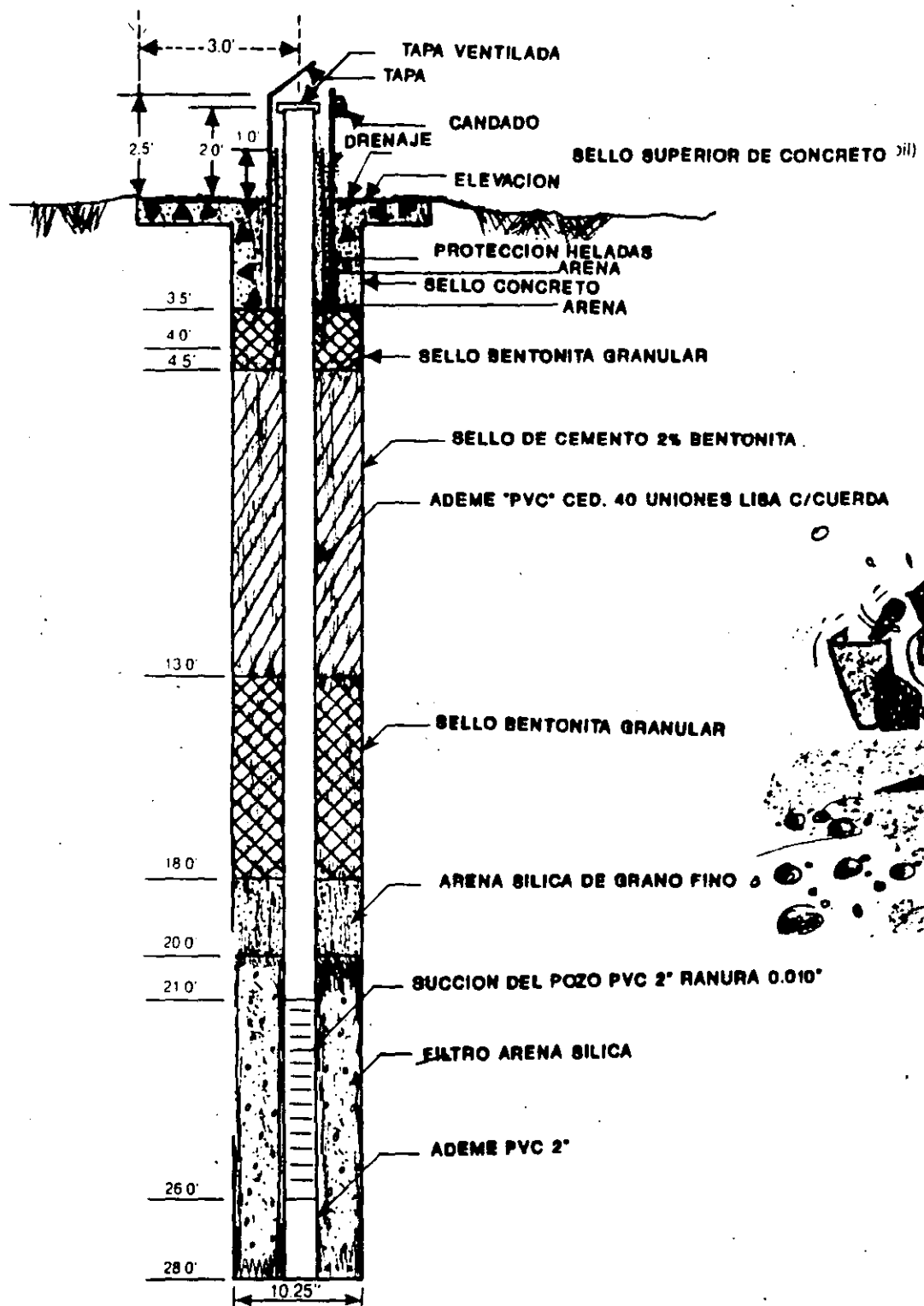




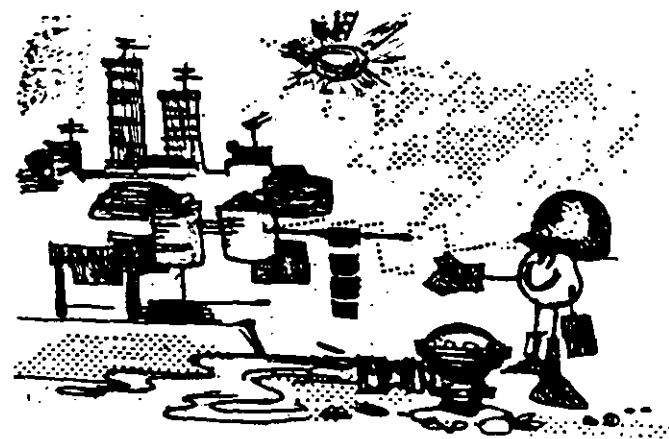
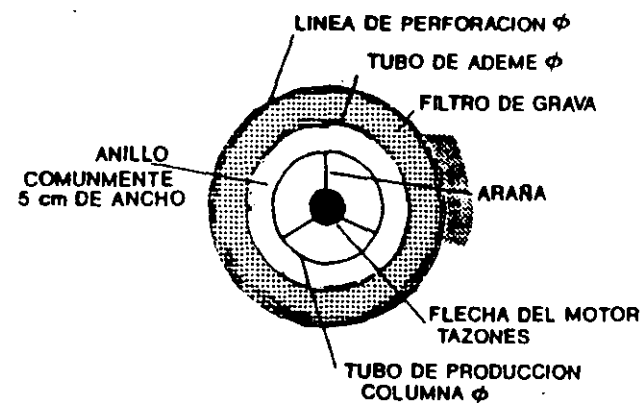
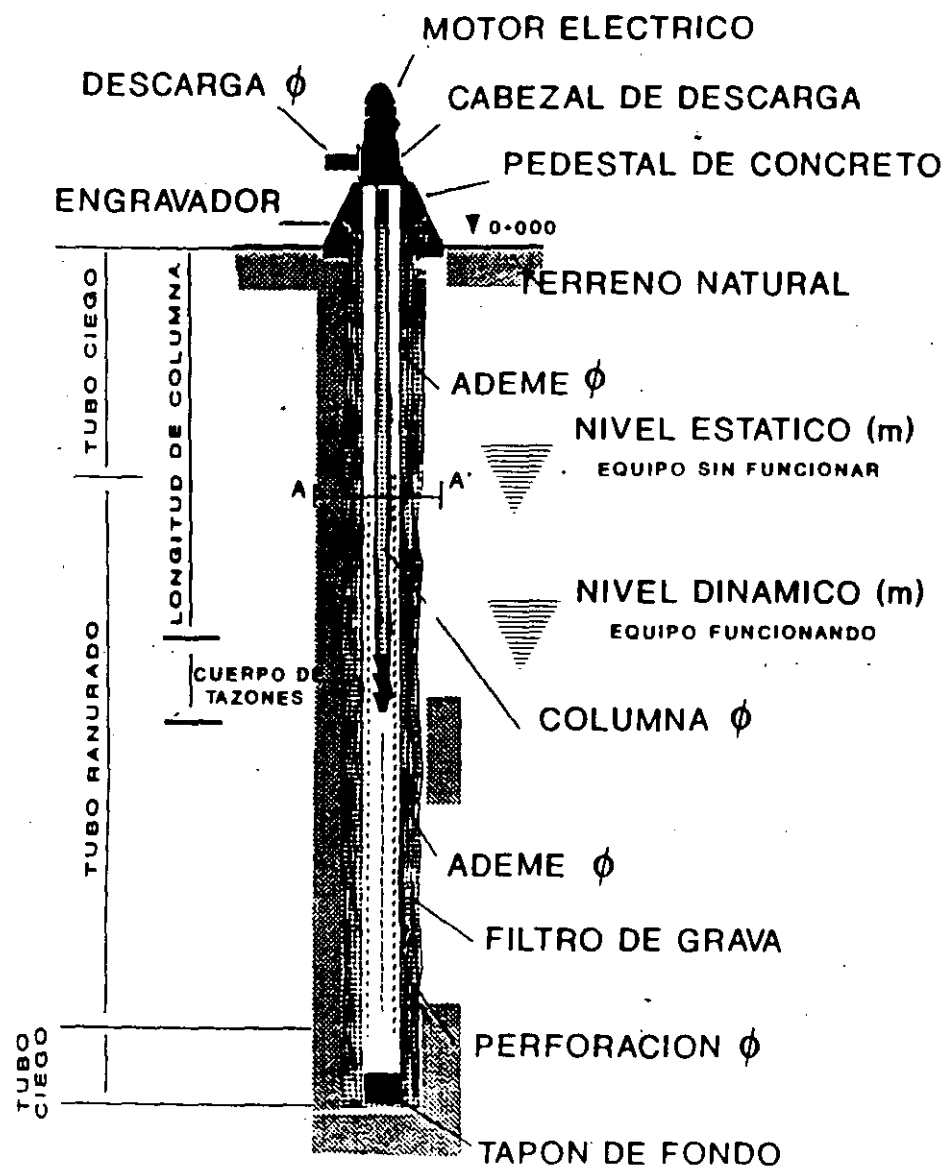
SISTEMA DE RECUPERACION MULTIPLE

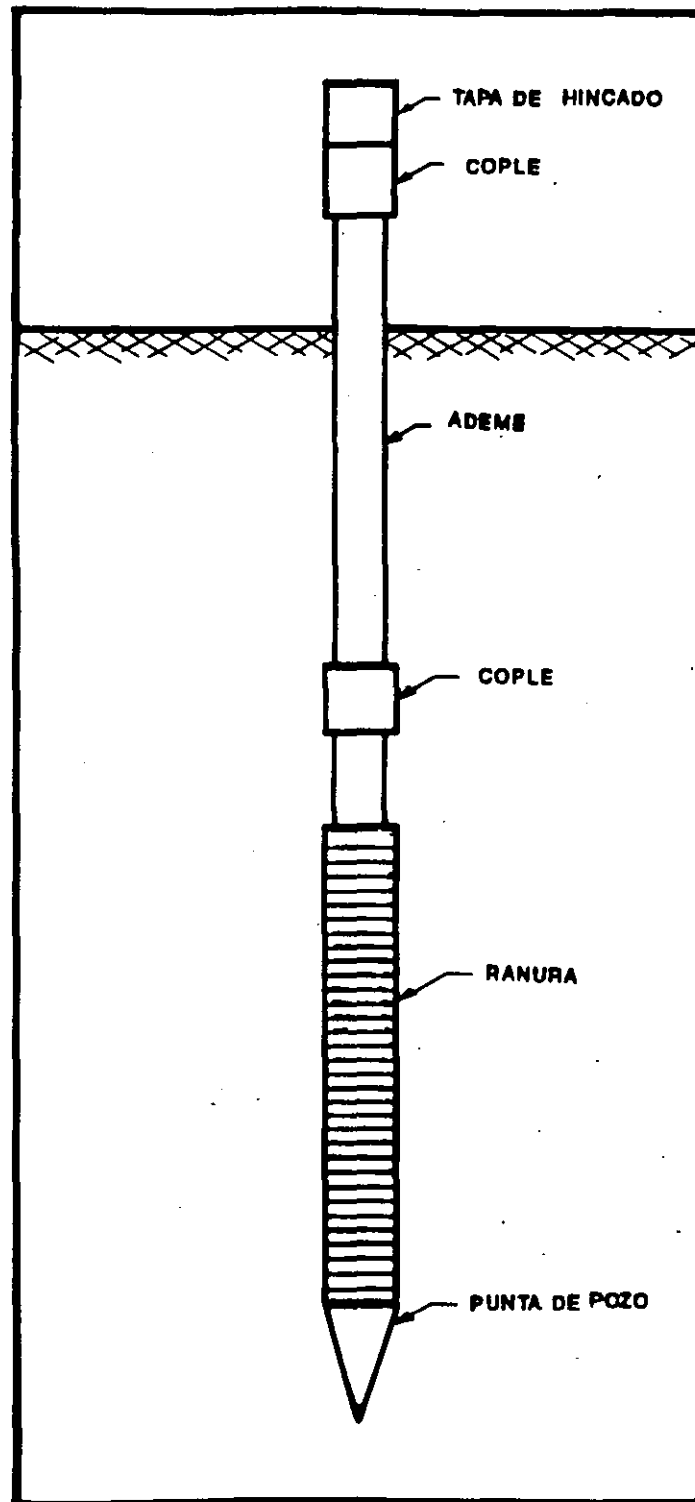
SISTEMA DE RECUPERACION PARA HIDROCARBUROS





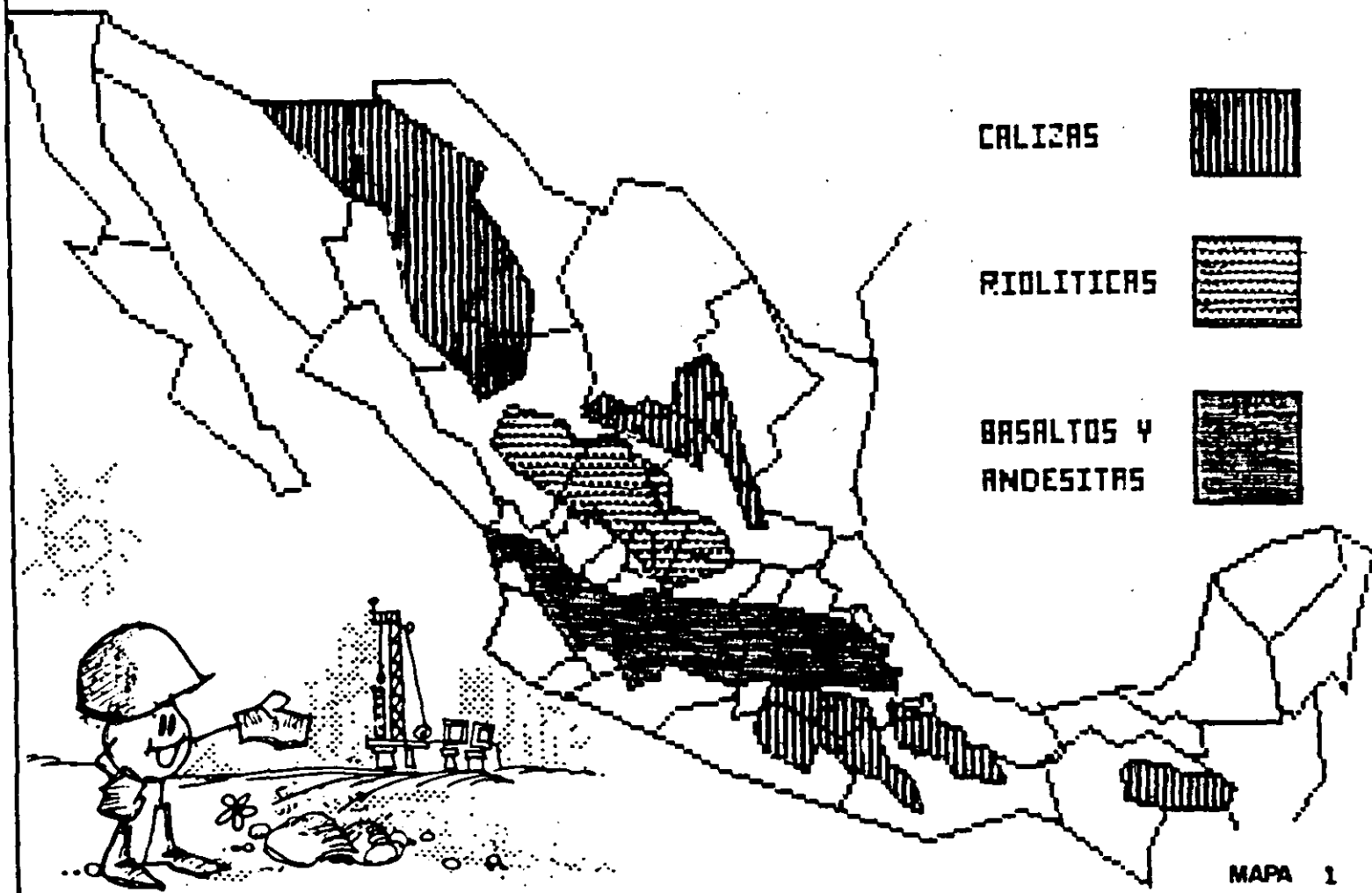
DISENO TIPO POZO DE MONITOREO





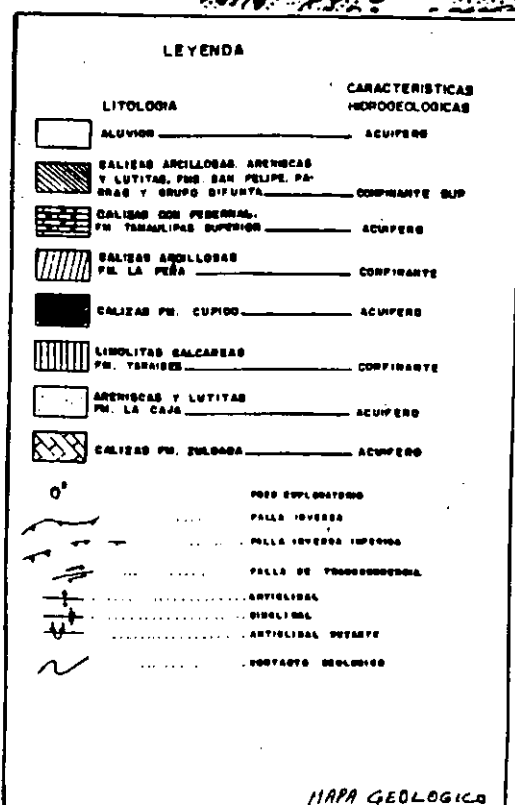
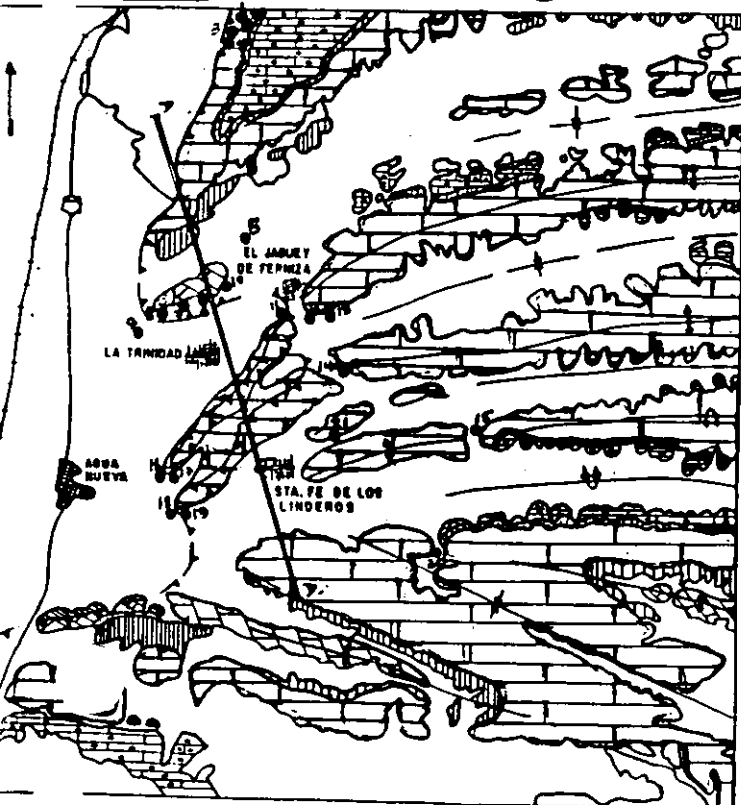
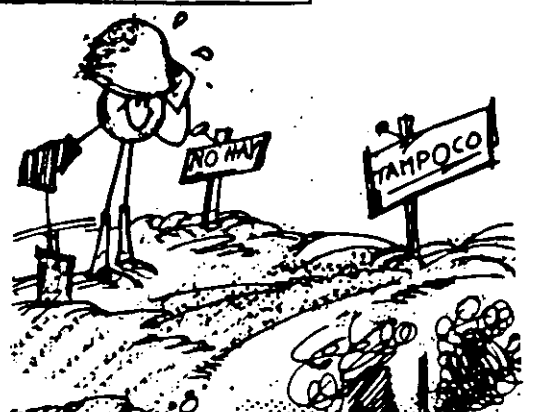
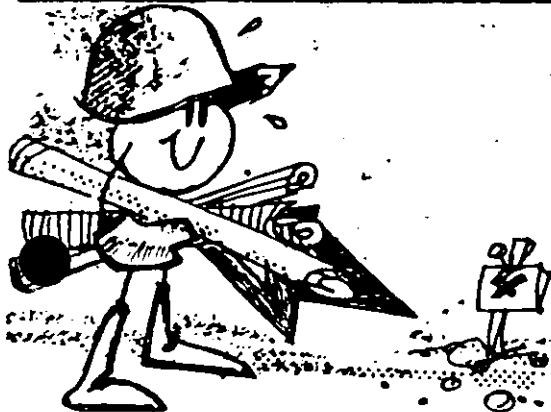
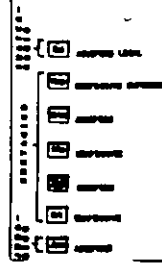
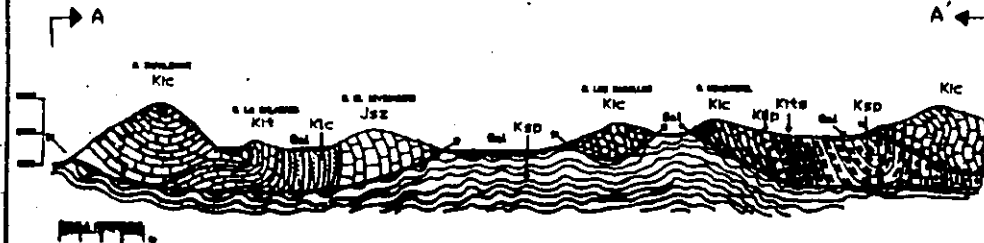
DISEÑO SIMPLIFICADO DE UN POZO DE OBSERVACION

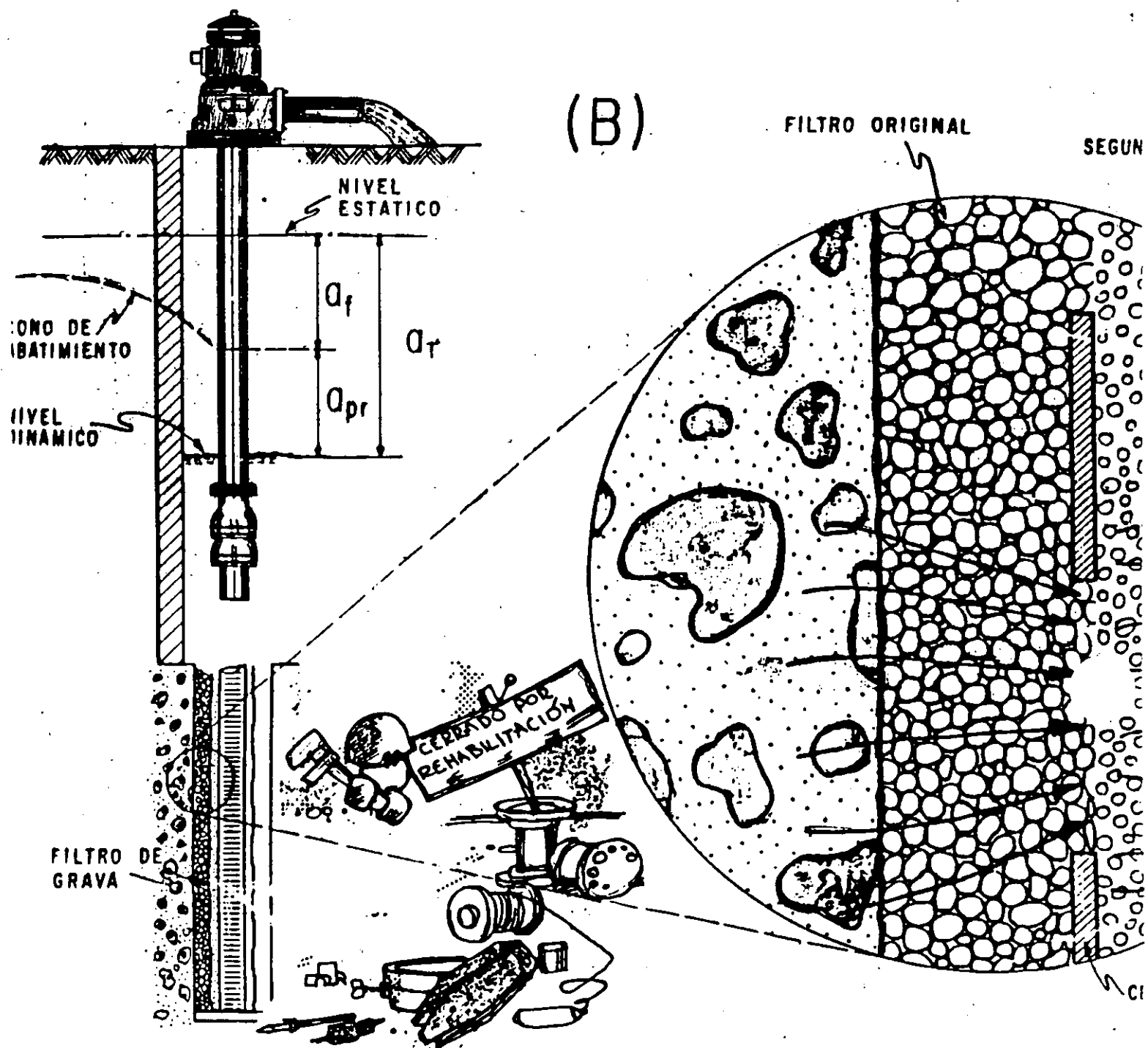
AREAS DONDE SE REQUIERE ENFOCAR LA EXPLORACION GEOHIDROLOGICA



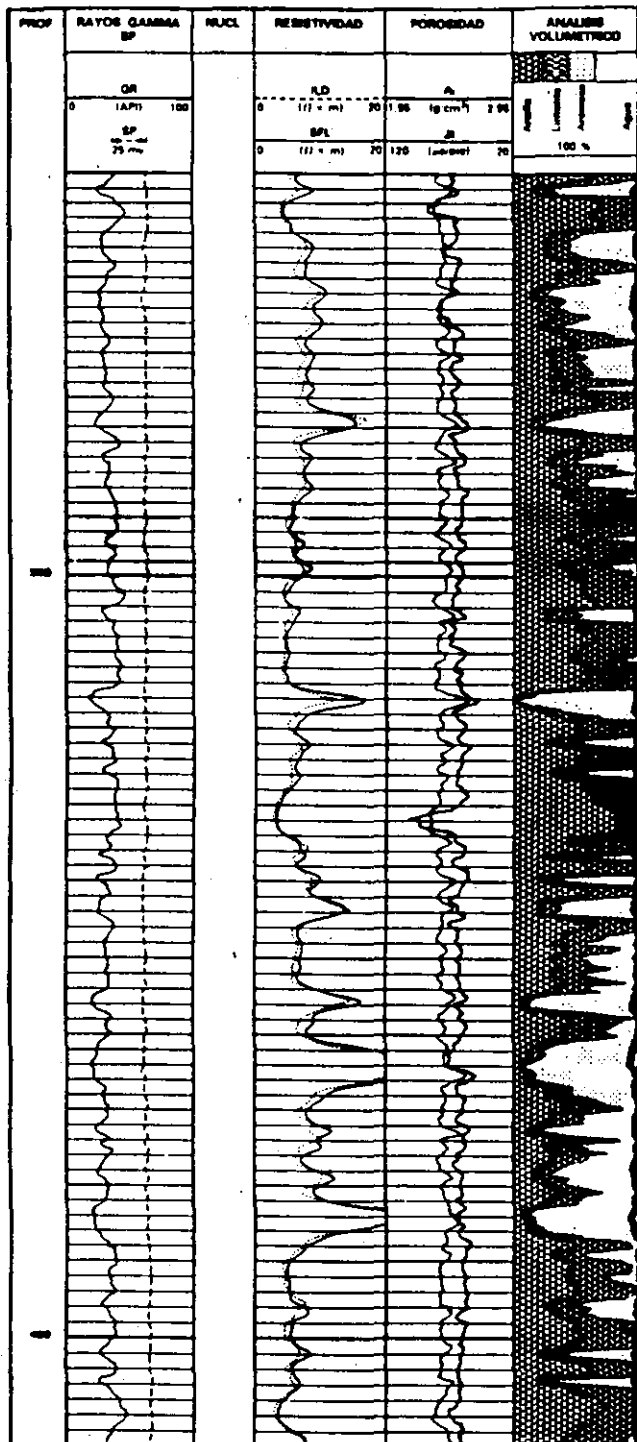
SISTEMA HIDROGEOLOGICO DEL SUR DE SALTILLO COAHUILA

LEYENDA





B.—LA REHABILITACION DEL POZO MEDIANTE LA COLOCACION DE UN SEGUNDO CEDA ELIMINA LA "PRODUCCION" DE ARENA, PERO EL FILTRO Y EL CEDAZO COMPLETAN PERDIDAS ADICIONALES DE CARGA, REDUCIENDO EL RENDIMIENTO (CAUDAL DEL POZO).



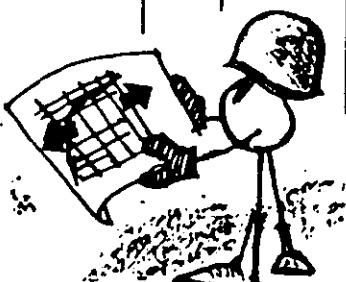
arenisca

lutitas

intersecciones delgadas
lutitas/arenisca

barrosas

Parámetros medidos					Columna litológica	PROF m
Ø	K	S	S _w	ρ _g		
48		26.3	57.9	2.61		388
		44.3	11.0	2.65		389
9.7		42.8	5.1	2.65		390
INTERVALO NUCLEADO 389-406						391
389-392 m = Arenisca café y gris de grano grueso						392
3.5		0.0	74.3	2.66		393
392-406 m = Arenisca café y gris de grano grueso						394
3.0		44.8	26.9	2.64		395
2.6		46.6	26.9	2.6		396
4.4		5.9	70.0	2.65		397
						398



GERENCIA DE AGUAS SUBTERRANEAS

SOLICITUDES ATENDIDAS PARA APROVECHAMIENTOS DE AGUAS
DEL SUBSUELO

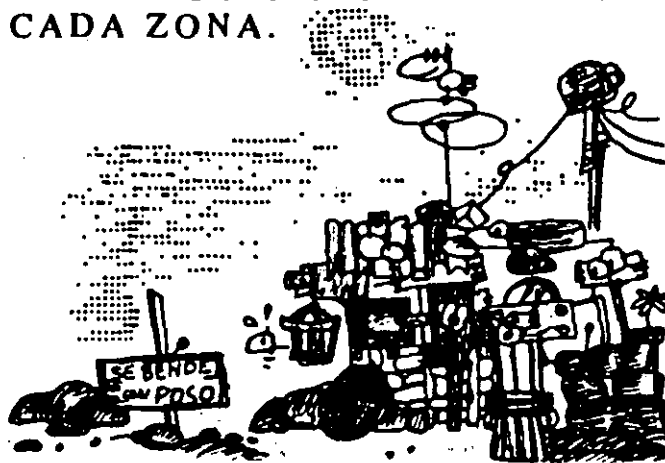
TIPOS DE SOLICITUDES	A Ñ O						TOTAL
	1987	1988	1989	1990	1991	1992	
OBRAS NUEVAS	371	310	181	255	260	83	1440
REPOSICION C/PROF.	187	170	172	184	109	8	790
PROFUNDIZACIONES	78	27	34	87	35	7	249
REPOSICIONES	5	9	5	19	16	6	60
RELOCALIZACIONES	4	10	7	7	7	3	40
EXPLORATORIOS		8		32	6	2	48
EQUIPAR Y OPERAR	20	14	22	29	55	23	183
DESAZOLVE	2	1	2	2	8		15
REHABILITACION	5	3		2			10
CAMBIO DE USO	3	4	5	5	2		19
INCREMENTO DE VOLUMEN	2	3	2	3		2	12
PRORROGAS				2	6		8
OTROS	6		5	9	8	1	33
REGIONES NACIONALES	1175	1183	1445	890	1029	700	6202
TOTAL	1838	1722	1860	1288	1641	835	9089



B).- SE CONSIDERARAN COMO APROVECHAMIENTOS IRREGULARES, A TODOS AQUELLOS QUE SE ENCUENTREN EN ALGUNO DE LOS SUPUESTOS INDICADOS EN EL PUNTO ANTERIOR, PERO EN LOS QUE SE ESTE INFRINGIENDO ALGUNA DE LAS DISPOSICIONES ESTABLECIDAS EN LOS ORDENAMIENTOS LEGALES EN MATERIA HIDRAULICA O EN PERMISOS RESPECTIVOS. ESTOS APROVECHAMIENTOS SERAN SUSCEPTIBLES DE REGULARIZACION, PREVIA APLICACION DE LAS SANCIONES CORRESPONDIENTES Y UNA VEZ QUE SE CORRIJA SU IRREGULARIDAD CONFORME A LA NORMATIVIDAD ESTABLECIDA, O PODRAN SER OBJETOS DE SUSPENSION, CADUCIDAD O REVOCACION EN LOS CASOS PREVISTOS EN LA LEY FEDERAL DE AGUAS.

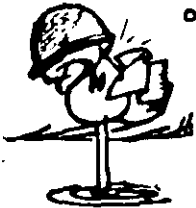
C).- SE CONSIDERARAN COMO APROVECHAMIENTOS CLANDESTINOS A TODOS LO QUE NO SE ENCUENTREN EN CUALQUIERA DE LOS SUPUESTOS INDICADOS EN EL PRIMER PUNTO. LOS DE USOS DOMESTICO, ABREVADERO Y PUBLICO URBANO PODRAN SER REGULARIZADOS EN TODO CASO, CON LOS AJUSTES Y SANCIONES QUE SEAN PERTINENTES, AL IGUAL QUE LOS DE USOS AGRICOLAS E INDUSTRIAL QUE SE ENCUENTREN EN ZONAS DE ACUIFEROS SUBEXPLORADOS.

POR EL CONTRARIO, LOS APROVECHAMIENTOS CLANDESTINOS -AGRICOLAS E INDUSTRIALES- LOCALIZADOS EN ZONAS DE ACUIFEROS SOBREEXPLOTADOS, DEBERAN SER DESTRUIDOS, OFRECIENDO PREVIAMENTE A SUS BENEFICIARIOS LA OPORTUNIDAD DE ADQUIRIR DERECHOS SOBRE VOLUMENES DE AGUA, CONFORME A LA ESTRATEGIA QUE ESTA COMISION HAYA ESTABLECIDO PARA TAL FIN EN CADA ZONA.



CAPTACIONES CLANDESTINAS Y APROVECHAMIENTOS SUSCEPTIBLES DE REGULARIZARSE

¡AH! JIJOS!

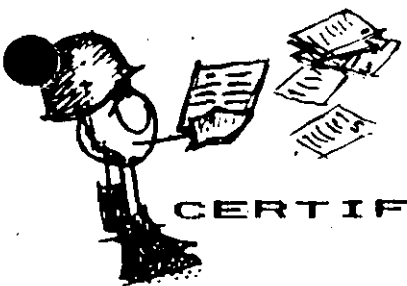


**A). - SE CONSIDERARAN COMO APROVECHAMIENTOS DE
DERECHO :**

**AQUELLOS QUE HAYAN SIDO CONSTRUIDOS AL AMPARO DE
UN PERMISO, O DOCUMENTO EQUIVALENTE, EXPEDIDO
POR AUTORIDAD COMPETENTE, ACLARANDO QUE DEL 16
DE ENERO DE 1987 AL 31 DE ENERO DE 1989 UNICAMENTE
SE RECONOCERA VALIDEZ A LOS EXPEDIDOS POR LA DE-
PENDENCIA DE LA SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAÚLICOS FACULTADA PARA ELLO, Y DEL
1º. DE FEBRERO DE 1989 EN ADELANTE, A LOS EXPEDIDOS
POR LAS AUTORIDADES COMPETENTES DE ESTA COMISION.**

**TODOS AQUELLOS QUE, SIN CONTAR CON PERMISO O
DOCUMENTO EQUIVALENTE, TENGAN REGISTRO
NACIONAL. EN ESTOS SE INCLUYEN LOS QUE FUERON
REGISTRADOS AL AMPARO DEL ARTICULO QUINTO TRAN-
SITORIO DE LA MODIFICACION REALIZADA A LA LEY
FEDERAL DE AGUAS EN 1986, ASI COMO AQUELLOS CUYO
REGISTRO NACIONAL, SOLICITADO DENTRO DEL PLAZO
OTORGADO EN ESE ARTICULO, NO HAYA SIDO EXPEDIDO
POR CAUSAS IMPUTABLES A LA AUTORIDAD HIDRAULICA.**

**LOS QUE HAYAN SIDO CONSTRUIDOS ANTES DEL ES-
TABLECIMIENTO DE LA VEDA RESPECTIVA, SIEMPRE QUE
SU ANTIGUEDAD SEA DEMOSTRADA EN ALGUNA FORMA.**



SECRETARIA GENERAL DE
ADMINISTRACION DEL AGUA
GERENCIA DE AGUAS SUBTERRANEAS
OFICINA DE REGISTRO NACIONAL Y
ESTADISTICA DE POZOS.

México, D.F. a 30 JUN 92

CERTIFICADO DE REGISTRO NACIONAL

QUE AMPARA LA OPERACION DEL POZO NUMERO 99-99-9999(99), BOLETA 999999,
EN LOS TERMINOS DEL ARTICULO 107 DE LA LEY FEDERAL DE AGUAS, CUYA OBRA
NO PODRA SER MODIFICADA EN SUS CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS Y
DE OPERACION SIN EL PREVIO PERMISO DE LA SECRETARIA.

NOMBRE DEL PROPIETARIO: SALVADOR TEJEDA VELAZCO

LOCALIZACION DEL APROVECHAMIENTO:

NOMBRE DEL PREDIO: EL FRATIL O SAN LORENZO
UBICACION DEL PREDIO: 5+600 Km AL SE 64° DE LAS HIGUERAS
E.S.N.M. (BROCAL): 1550 m
MUNICIPIO: AYOTLAN ESTADO: JALISCO

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS

TIPO DE OBRA: POZO PROFUNDO	PROFUNDIDAD DEL POZO: 75.00 m
DIAMETRO DE PERFORACION: 35.56 cm	DIAMETRO DE ADENE: 25.40 cm
NIVEL ESTATICO: 4.00 m	NIVEL DINAMICO: 40.00 m
TIPO DE BOMBA: SUMERGIBLE 10.16 cm	LONGITUD DE LA COLUMNA: 54.00 m

USO DEL AGUA :

USO DEL AGUA: AGRICOLA SUPERFICIE REGADA: 09-50-00 has

**CONDICION ADMINISTRATIVA-LEGAL
DE LA ZONA:**

FECHA DE VEDA: FECHA DE CONSTRUCCION: 1974
FECHA DE REGISTRO:
NUMERO DE OFICIO DE REMISION
OBSERVACIONES: LIDRE ALUMBRAMIENTO

CARACTERISTICAS DE OPERACION:

GASTO MAXIMO AUTORIZADO: 9 l.p.s.
VOLUMEN MAXIMO ANUAL: 54,000 (CINCUENTA Y CUATRO MIL) METROS CUBICOS

A U T O R I Z O
POR ACUERDO DEL C. SUBDIRECTOR GRAL. DE ADMON. DEL AGUA
EL GERENTE DE AGUAS SUBTERRANEAS

ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN

**DOCUMENTACION QUE DEBERA ENVIARSE
PARA PODER DAR TRAMITE A LAS SOLICITUDES
DE " REGISTRO NACIONAL "**

ESTADO _____ **MUNICIPIO** _____

PR DIO _____ **No. OFICIO G. EST.** _____

NC RE _____ **No. EXP. D.A.S.** _____

1.- OFICIO ORIGINAL DE LA GERENCIA ESTATAL EMITIENDO OPINION

☐

2.- FORMATO CON SOLICITUD DEL INTERESADO DEBIDAMENTE
REQUISITADA INDICANDO FECHA, NOMBRE Y FIRMA.

☐

3.- DOCUMENTACION LEGAL ACREDITANDO PROPIEDAD DEL PREDIO,
(USO AGRICOLA) AMPARANDO, AL MENOS EL NO. DE HAS.
BENEFICIADAS

☐

4.- INFORME DE LA VISITA DE INSPECCION AVALADA POR TECNICO
RESPONSABLE INCLUYENDO:

☐

a) PLANO DE LOCALIZACION PREFERENTEMENTE (CARTA DETENAL)
Y CROQUIS DEL PREDIO INDICANDO UBICACION DE LA OBRA.

b) CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS Y DE OPERACION DE LAS
CAPTACIONES EXISTENTES EN UN RADIO DE 2 KM.

c) FORMATO (IAS-()) INVENTARIO DE AGUAS SUBTERRANEAS DE LA
OBRA POR REGISTRAR.

5.- COPIA DEL PERMISO OTORGADO PARA LA PERFORACION DEL POZO

☐

6.- INFORMACION RELATIVA A LAS CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS,
DE EQUIPAMIENTO Y OPERACION DE LA OBRA

☐

= ADICIONALMENTE Y SEGUN PROCEDA=

7.- DOCUMENTACION QUE ACREDITE LA ANTIGUEDAD DE
(SOLO SE ACEPTARA)

a) CONTRATO DE SUMINISTRO DE ENERGIA ELECT.

b) FACTURAS DE ADQUISICION DE EQUIPO DE BOM.

c) CONSTANCIA DE VECINOS SOBRE LA EXISTENCIA

d) CONTRATO DE LA PERFORACION DE LA OBRA

e) ESCRITURA MENCIONANDO LA EXISTENCIA

☐

8.- COPIA DE CERTIFICADO(S) DE DERECHO

☐

9.- COPIA DEL ACTA DE ASAMBLEA

☐

10.- ACTA CONSTITUTIVA DE LA SOCIEDAD
TODOS LOS INTEGRANTES DE LA

☐

11.- ORIGINAL DE CARTA PODER Y

☐

12.- PARA USO INDUSTRIAL Y/O SERVICIO
DEPARTAMENTOS Y EN SU CASO,
USO DEL AGUA DE LOS ULTIMOS DOS AROS

☐


NOTA IMPORTANTE: LA INFORMACION DEBERA RECIBIRSE PARA SU TRAMITE
SOLO SI ESTA COMPLETA Y LEGIBLE
TODAS LAS SOLICITUDES QUE VENGAN INCOMPLETAS,
SERAN INVARIABLEMENTE DEVUELTAS



SUBDIRECCION GENERAL DE ADMINISTRACION DEL AGUA.

GERENCIA DE AGUAS SUBTERRANEAS.

COMISION NACIONAL
DEL AGUA

SOLICITUD DE REGISTRO NACIONAL.

1.- DATOS DEL PROPIETARIO

Nombre: _____
Nacionalidad: _____ Ocupación: _____
Dirección para recibir correspondencia: _____
Calle y Número _____
Población: _____ Municipio: _____
Estado: _____ Teléfono: _____
En su caso, representado por: _____
Ver notas II y IV al final

2.- DATOS DEL PREDIO EN EL QUE SE LOCALIZA LA OBRA

Estado: _____
Población: _____
Colindantes: Al Norte _____
Al Sur _____
Al Este _____
Al Oeste _____
Superficies: Total del Predio: _____
Régimen de Tenencia: Ejidal (_____)
Arrendada (_____)



3.- ESTADO LEGAL

Construido al Amparo: Permiso _____
Datos del Documento: Número: _____
Fecha del Inicio del Pozo: _____, Fecha Terminación: _____
Día/Mes/Año Día/Mes/Año
Fecha de Inicio de Operación de la Obra: _____
Día/Mes/Año
Se encuentra la Obra Actualmente en Operación: SI ()
NO (),
Especificar desde que fecha y las causas _____

4.- CONDICION DE LA ZONA (USO EXCLUSIVO C. N. A.)

Administrativa - Legal: Libre alumbramiento (), Vedada ()
Reserva (), Reglamentada ()
Fecha de Publicación D.O.F.: _____
Día/ Mes / Año
Nombre y No. Zona Geohidrológica: _____
Condición Geohidrológica: _____
Subexplotada: (), Equilibrio (), Sobreexplotada ()

COMISION NACIONAL DEL AGUA

SUBDIRECCION GENERAL DE ADMINISTRACION DEL AGUA

GERENCIA DE AGUAS SUBTERRANEAS

ESTADOS VEDADOS



 TOTALMENTE VEDADOS

 PARCIALMENTE VEDADOS



17

ARTICULO 27 DE LA CONSTITUCION DE 1917

"...Las aguas del subsuelo pueden ser libremente alumbradas mediante obras artificiales y apropiarse por el dueño del terreno, pero cuando lo exija el interés público o se afecten otros aprovechamientos, el Ejecutivo Federal podrá reglamentar su extracción y utilización y aún establecer zonas de vedas..."



LINEAS OPCIONALES DE ACCION

C N A

USO EFICIENTE

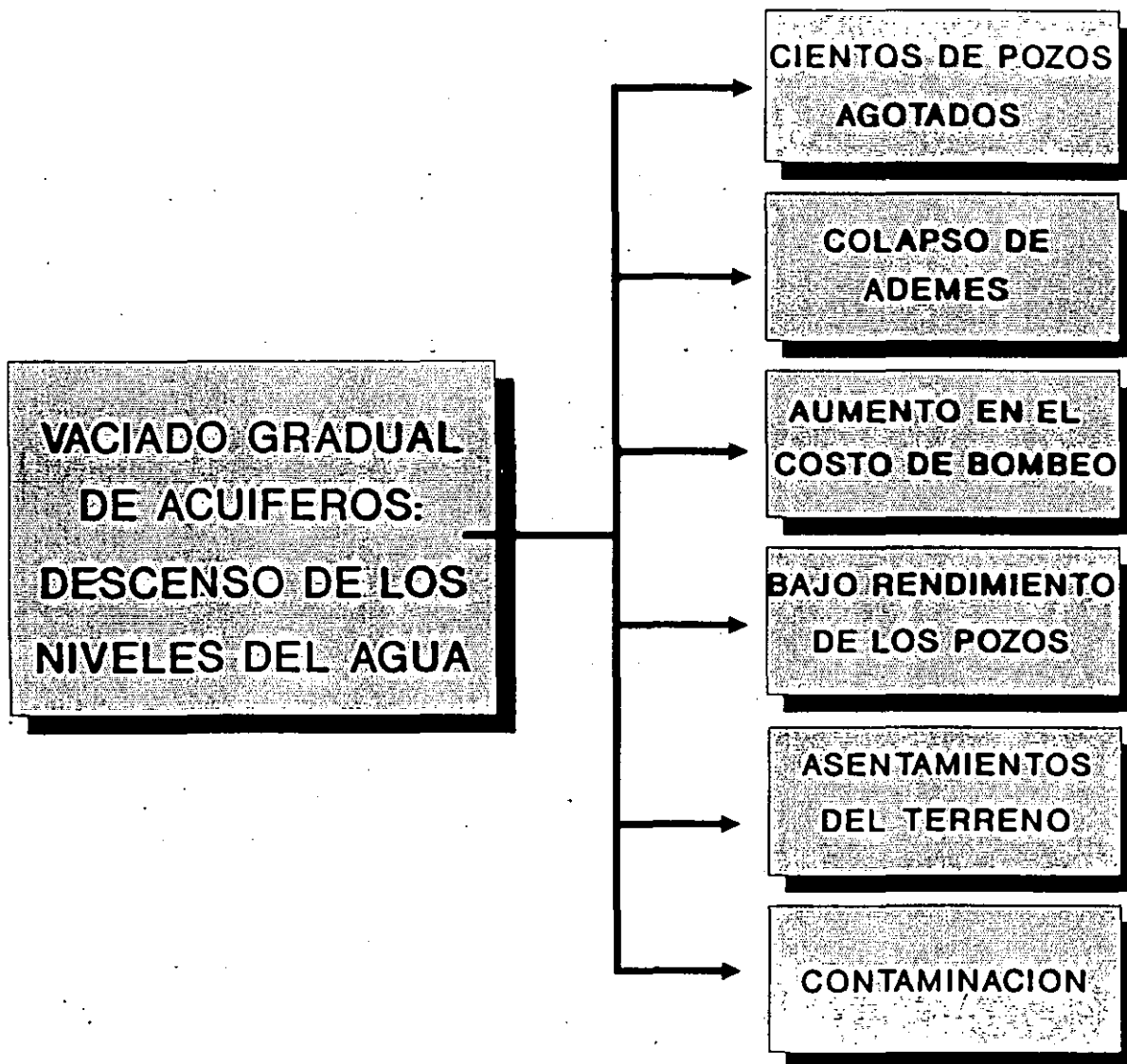
REUTILIZACION

CAMBIOS DE USO

RECARGA ARTIFICIAL

ACUIFEROS PROFUNDOS

S O B R E E X P L O T A C I O N A C U I F E R O S

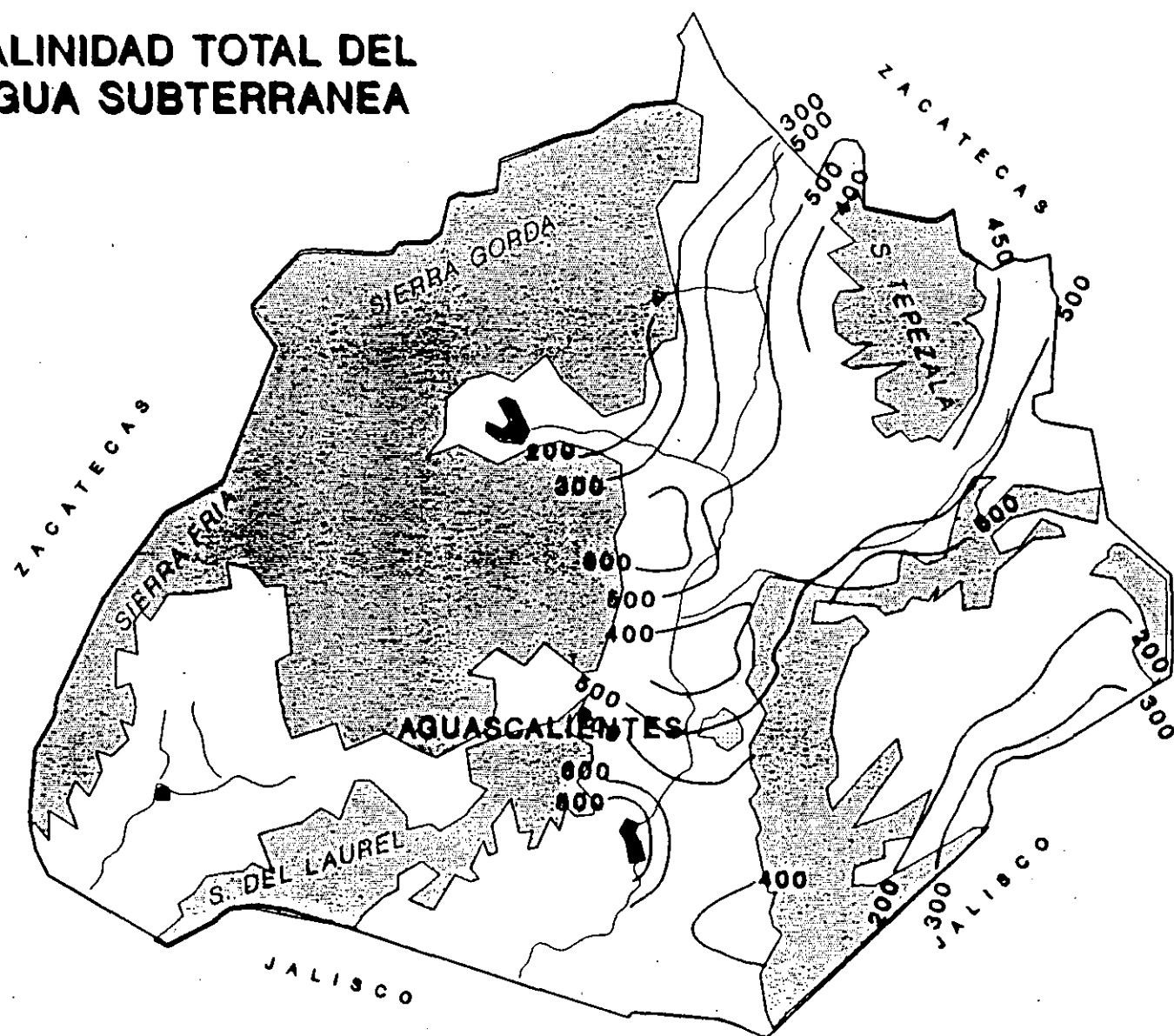


BALANCE DE AGUAS SUBTERRANEAS

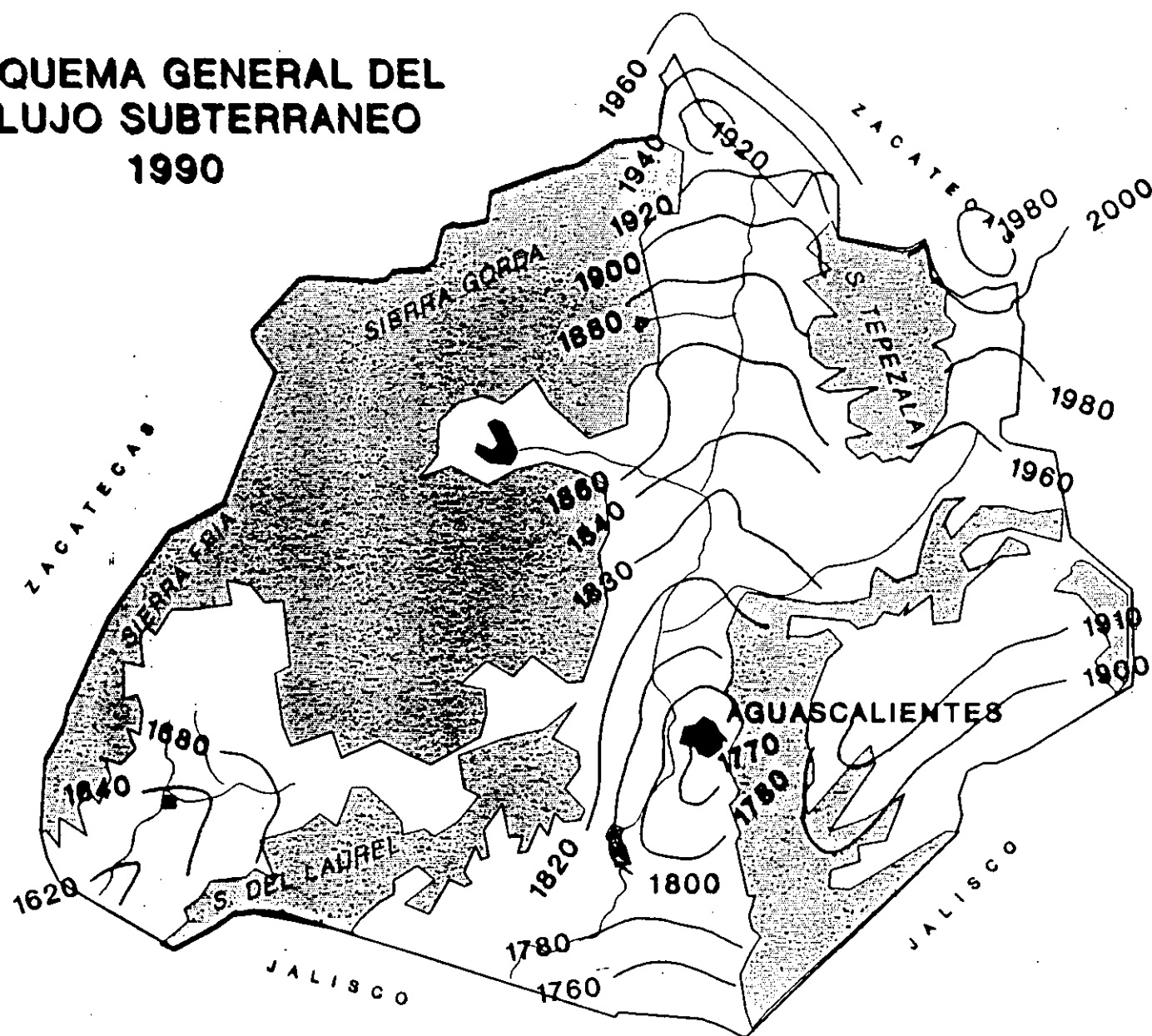
ACUIFERO	ENTRADAS			SALIDAS			DEFICIT
	NATURAL	INDUCIDA	S U M A	BOMBEO	DESCARGA NATURAL	S U M A	
AGUASCALIENTES	150	85	235	444	10	454	219
CHICALOTE	25	10	35	48	---	48	13
CALVILLO	20	5	25	31	2	33	8
EL LLANO	15	---	15	24	3	27	12
VENADERO	5	---	5	5	---	5	0
S U M A S	200	100	315	552	15	567	252

Cantidades en millones de metros cúbicos anuales

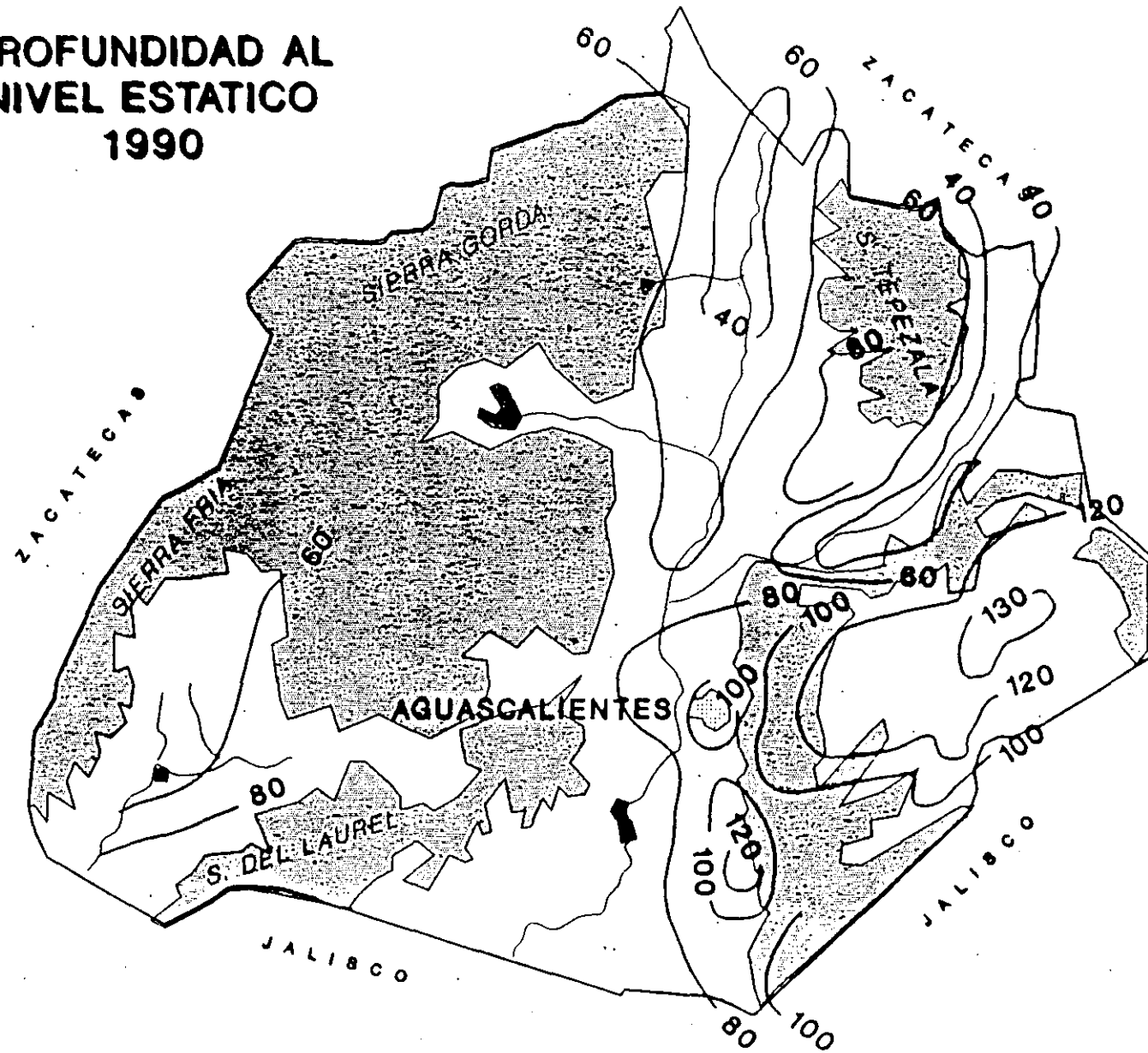
SALINIDAD TOTAL DEL AGUA SUBTERRANEA



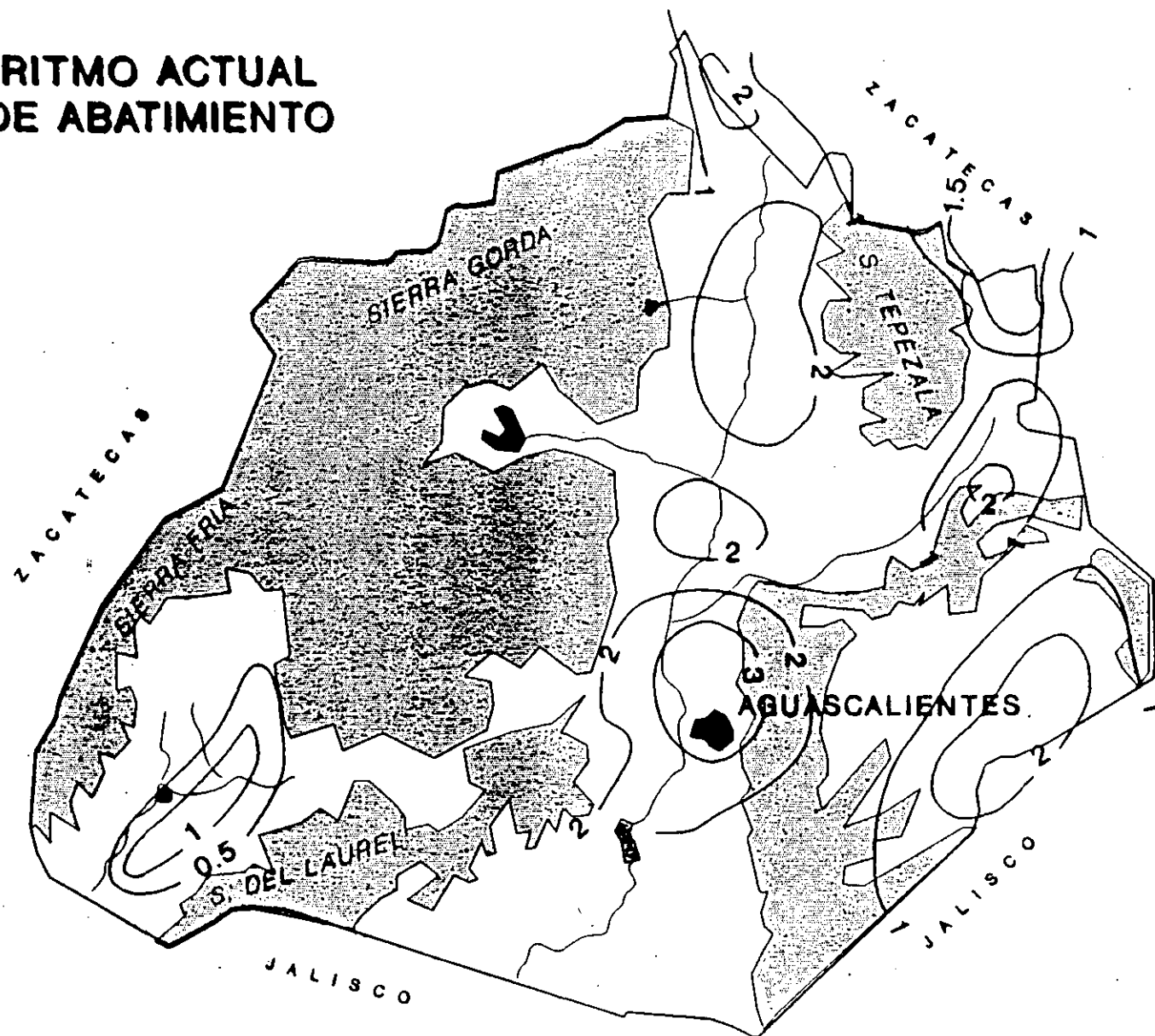
ESQUEMA GENERAL DEL FLUJO SUBTERRANEO 1990



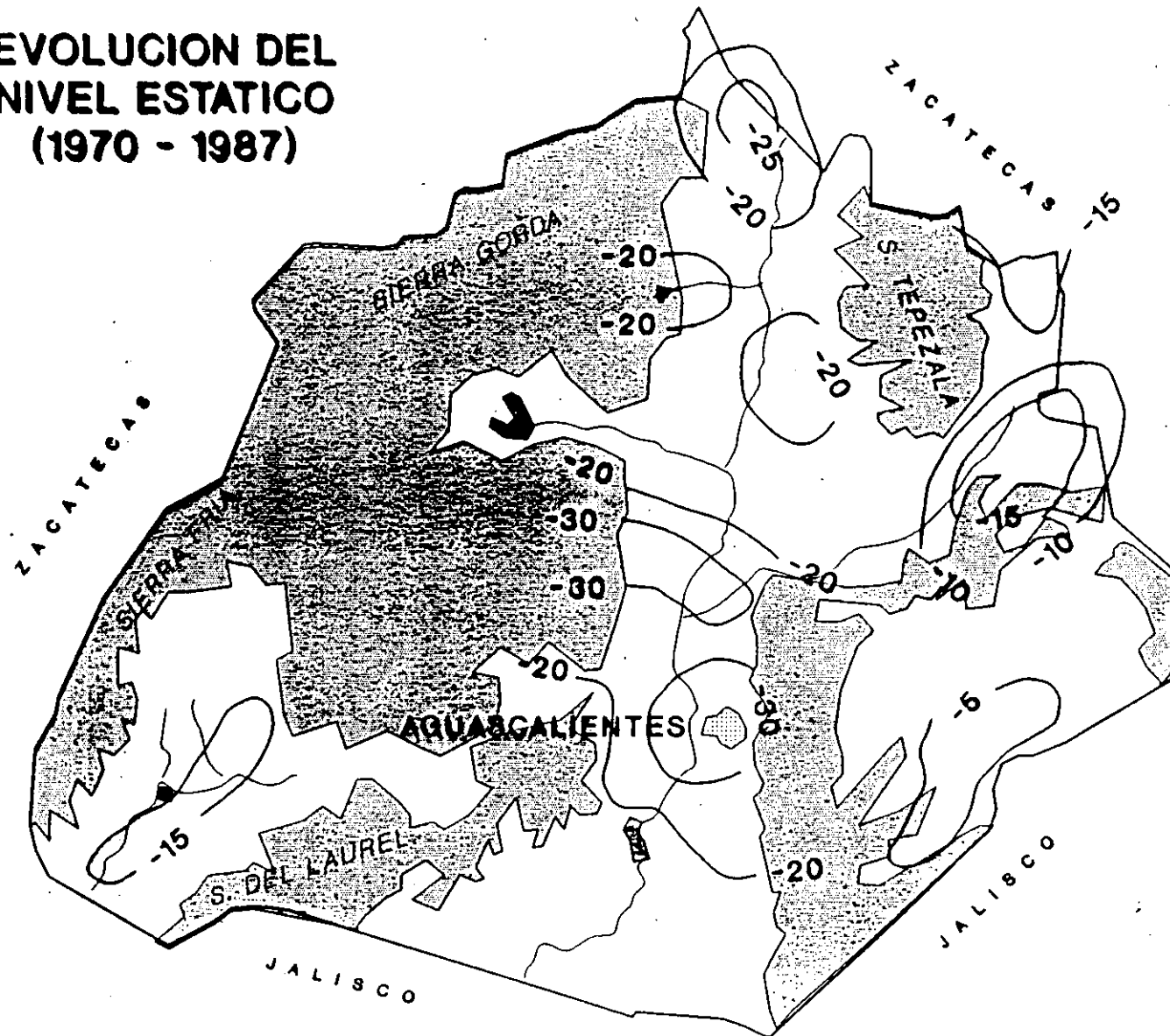
**PROFUNDIDAD AL
NIVEL ESTÁTICO
1990**



RITMO ACTUAL DE ABATIMIENTO

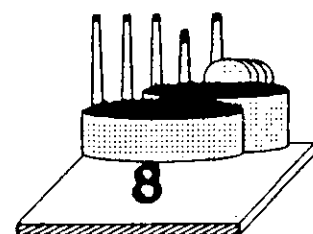
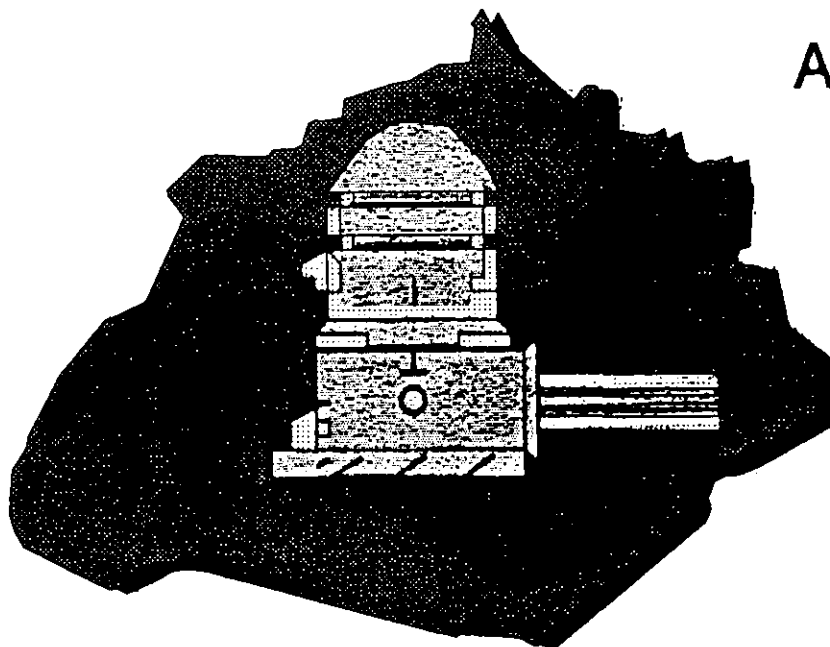


**EVOLUCION DEL
NIVEL ESTATICO
(1970 - 1987)**

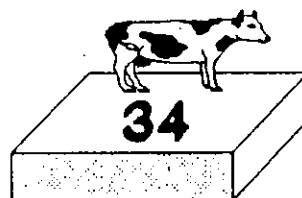


USO DEL AGUA SUBTERRANEA

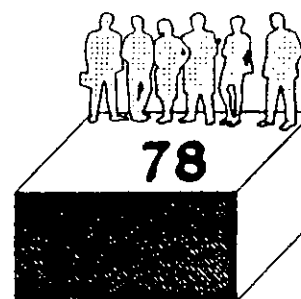
AGUASCALIENTES



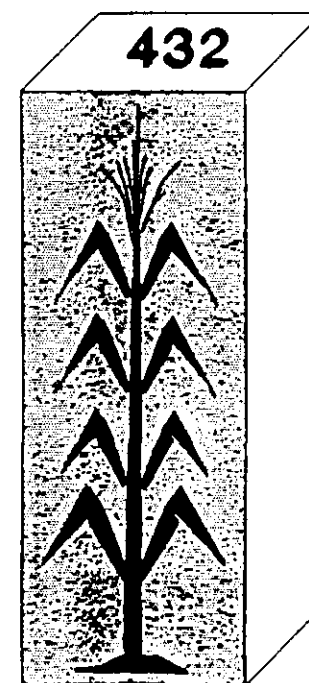
INDUSTRIAL



DOM-ABREV



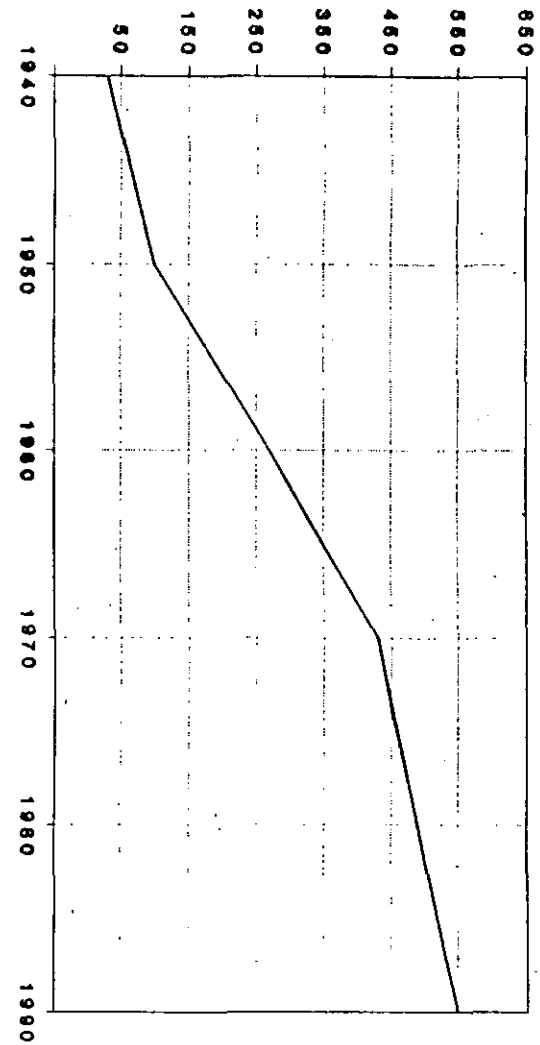
PUB-URB



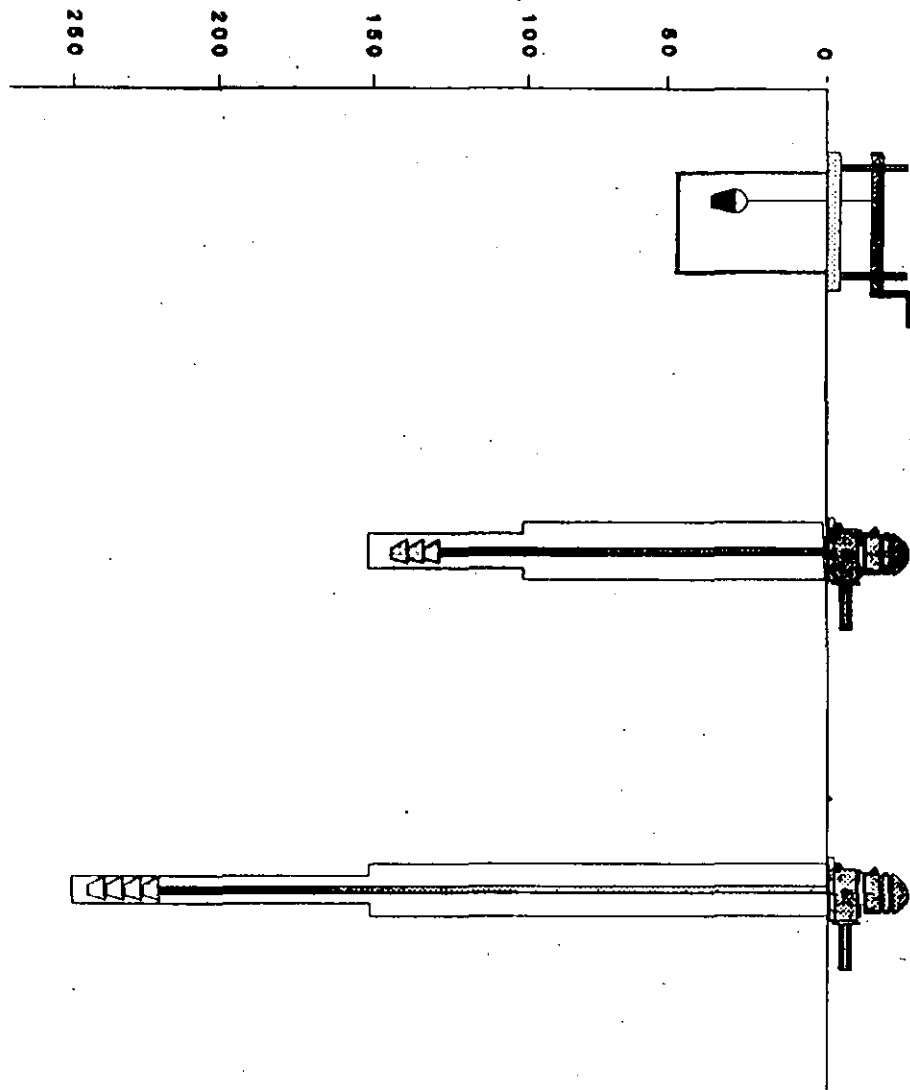
AGRICOLA

Cantidades en millones de
metros cúbicos anuales

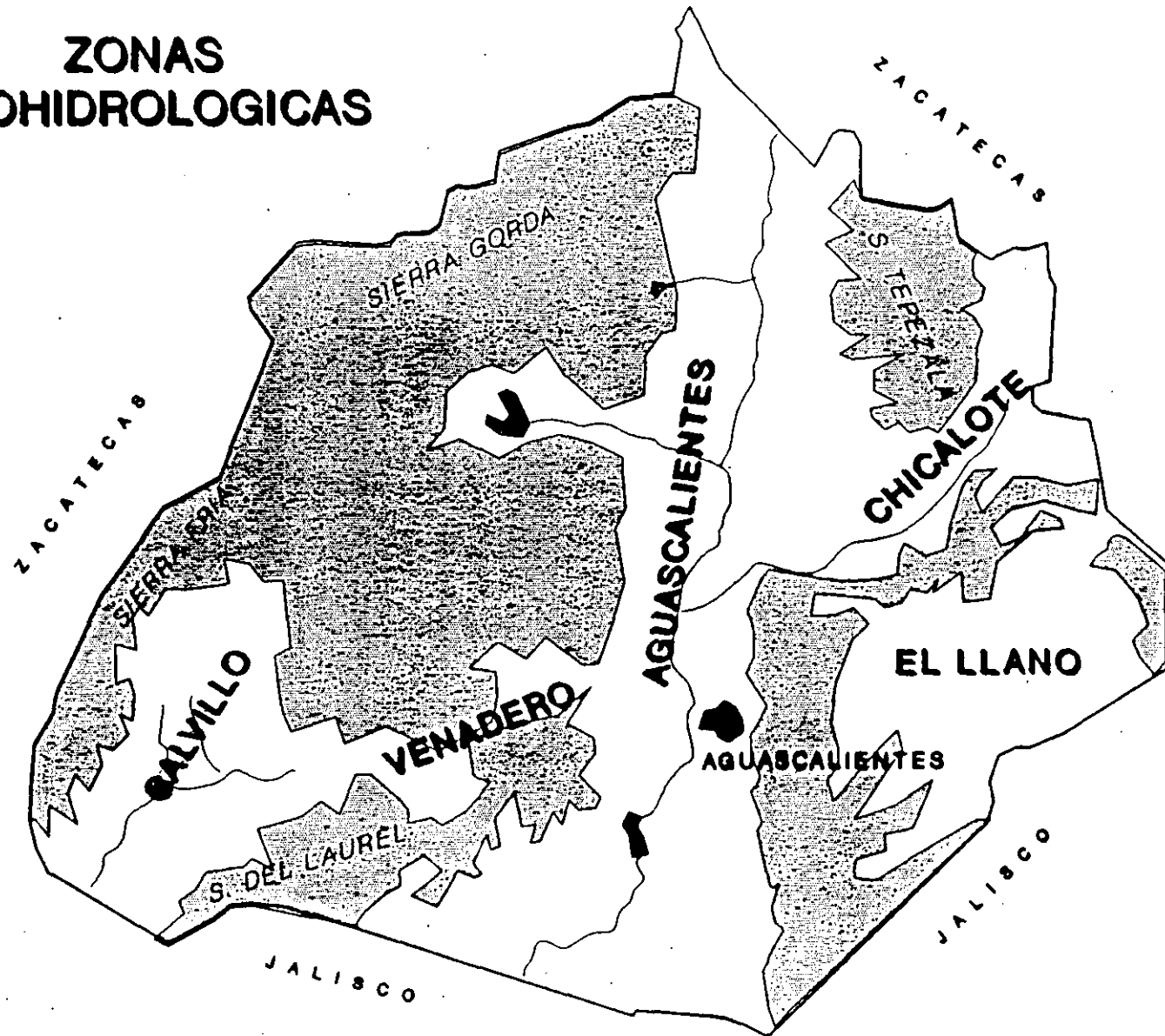
VOLUMEN DE EXTRACCION
(MILLONES DE M3)



PROFUNDIDAD MEDIA DE LAS
CAPTACIONES (EN METROS)



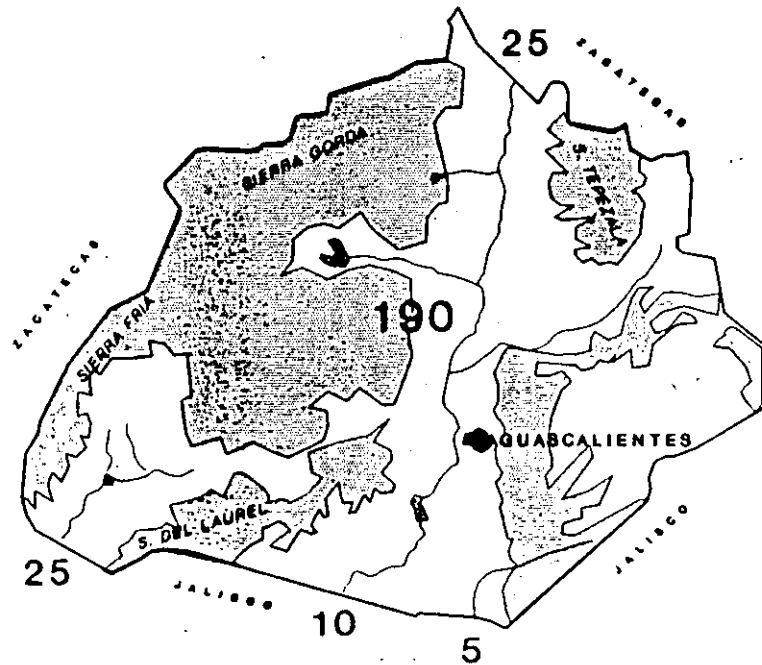
ZONAS GEOHIDROLOGICAS



AGUAS SUPERFICIALES DEL ESTADO DE AGUASCALIENTES

RIOS: AGUASCALIENTES
CALVILLO
CHICALOTE

446 OBRAS: PRESAS, BORDOS Y
TOMAS DIRECTAS



**ESCURRIMIENTO
MEDIO ANUAL:** 190 Mm³

**SUPERFICIE
DE RIEGO:** 15 000 HECTAREAS

RENOVACION Y EXPLOTACION DEL AGUA SUBTERRANEA

RECARGA : 55 000

EXTRACCION : 30 000

PERDIDA DE
ALMACENAMIENTO

20 400

2100

INDUSTRIAL

1500

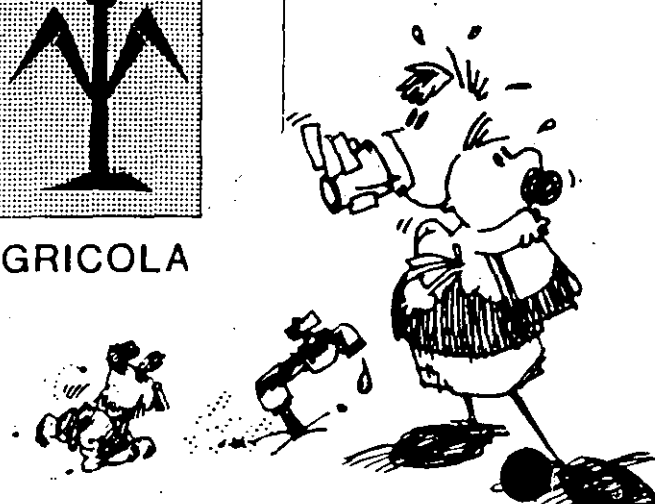
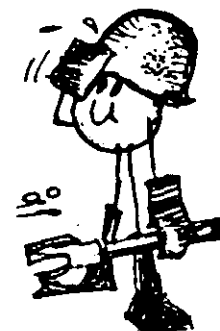
DOMESTICO
ABREVADERO

6000

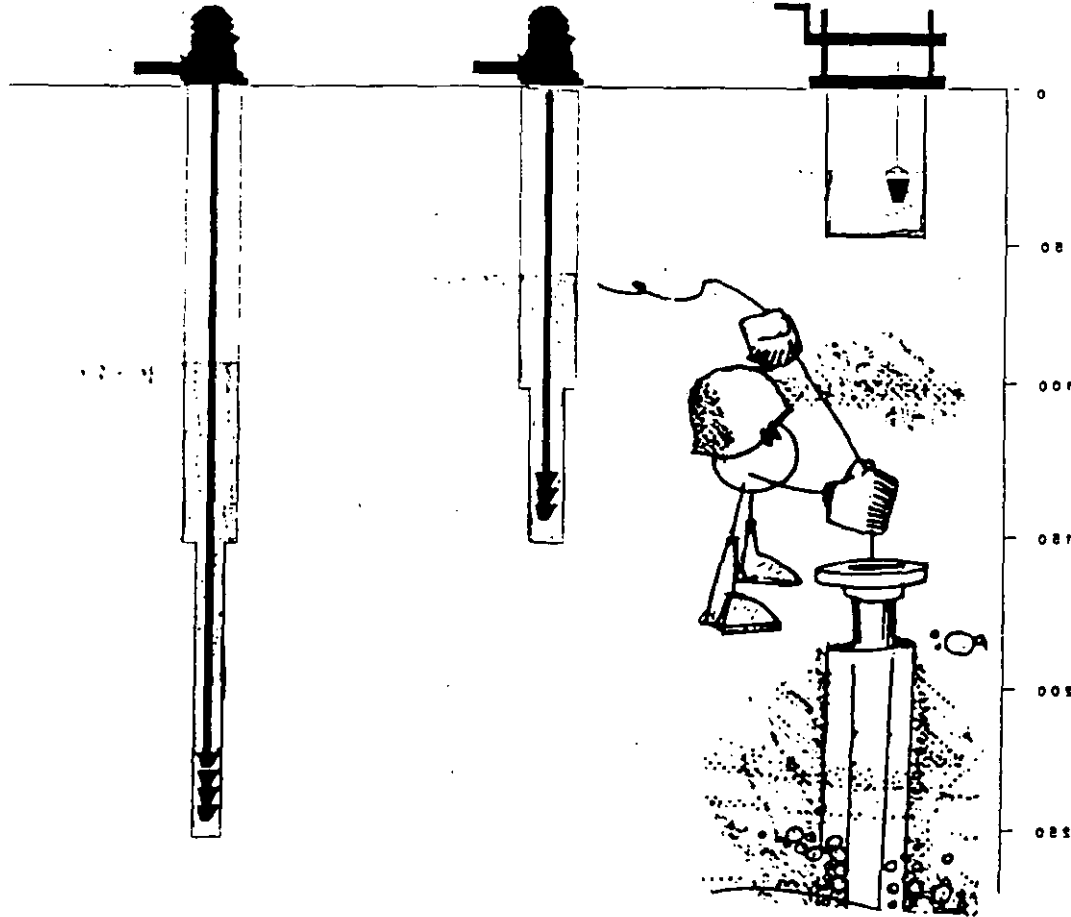
PUBLICO
URBANO

AGRICOLA

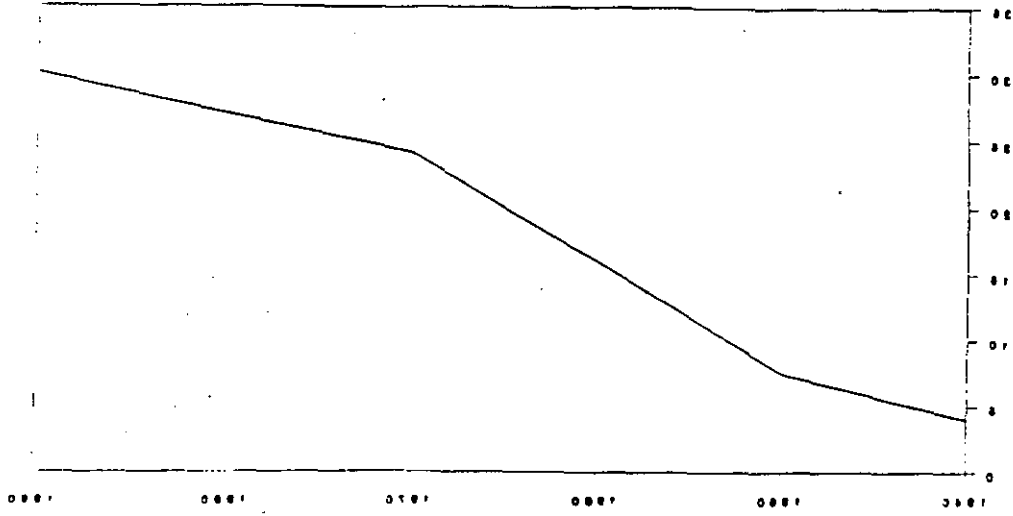
En millones de metros cúbicos anuales



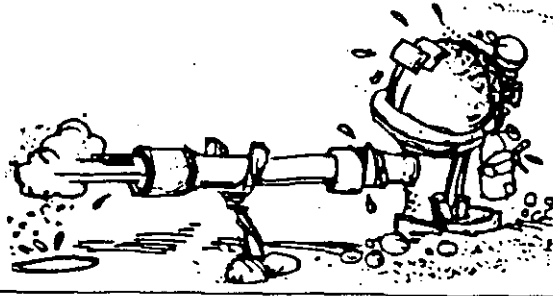
VARIACION DEL VOLUMEN Y LA PROFUNDIDAD



CAPACIDADES (EN METROS)
PROFUNDIDAD MEDIA DE LAS



(EN MILES DE MILLONES DE M³)
VOLUMEN DE EXTRACCION





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

TALLER DE COMPUTACION APLICADA A LA HIDRAULICA

*NORMAS DE DISEÑO PARA CAPTACIONES DE AGUA
SUBTERRANEA.*

ING. SALVADOR PEÑA DIAZ

NORMAS DE DISEÑO PARA CAPTACIONES DE AGUA SUBTERRÁNEA

INDICE

PAGINA

Captaciones de agua subterránea.

- 1 Norias y drenes.
- 2 Manantiales y galerías filtrantes.
- 3 Normas de diseño de pozos.
 - 3.1. Profundidad y diametro de la perforacion.
 - 3.2. Protección sanitaria.
 - 3.3 Cámara de bombeo.
 - 3.4 Zona de captacion.
 - 3.4.1 La rejilla.
 - 3.4.2 Filtro de gravas.
 - 3.5 Limpieza y desarrollo del pozo.
 - 3.6 Eficiencia hidráulica de un pozo.
- 4 Diseño del equipo de bombeo.
- 5 Eficiencia electromecánica del equipo de bombeo e hidráulica de los pozos.
- 6 Operación y mantenimiento de pozos.

Bibliografía

NORMAS DE DISEÑO PARA CAPTACIONES DE AGUA SUBTERRÁNEA

Captaciones de agua subterránea.

Las captaciones de agua subterránea son dispositivos para la obtención del agua, aunque no siempre para su aprovechamiento, pues en ocasiones es necesario bajar niveles o drenar ciertas zonas donde las aguas tienen poca profundidad, sobre todo en aquellas de uso agrícola. Así mismo las captaciones no solo se refieren a los llamados pozos, sino también a norias, tajos, drenes, etc., aunque poco usados en la actualidad son dignos de mencionar. Aun los manantiales, aunque son de origen natural, no dejan de ser captadores de aguas subterráneas.

1 Norias y drenes.

Las norias las definimos en este caso como agujeros verticales excavados o contruidos en forma manual, de sección circular, cuadrada o rectangular, con dimensiones suficientes para albergar a una persona o dos; debido a su procedimiento constructivo, la sección transversal debe ser de uno a dos metros y la profundidad suele ser hasta de unos 30 a 50 metros, aunque en ocasiones llegan a rebasar con mucho estas profundidades; pero en general no pueden ser mucho más profundas de lo que es el nivel freático, debido a que es difícil el desalojo de las aguas al construirse.

Existen algunos otros procedimientos de construcción más complejos, como puede ser el de hincar un tubo de concreto e ir sacando el material en la parte central, con alguna draga; en tal caso, las dimensiones del tubo serán fijadas de acuerdo con la herramienta de que se disponga.

La productividad de las norias es muy variable, aunque dependerá desde luego del valor de la permeabilidad del acuífero alcanzado, la cual puede estimarse por medio de pruebas de bombeo (Papadopoulos, 1967). Sin embargo el principal problema estriba en las variaciones estacionales del nivel freático, esto es debido a que el método de construcción limita el penetrar o atravesar el acuífero, siendo el espesor saturado y captado muy pequeño, ya que el desalojo del agua, como ya se mencionó, resulta difícil en la etapa constructiva; esto trae como consecuencia que el abatimiento que se puede generar mediante el bombeo es muy reducido; aunado al de llegar a secarse la noria cuando se tienen variaciones del nivel freático durante algunas épocas del año.

Es en cierta forma un método muy barato de captar agua subterránea y su aprovechamiento puede ser usado en pequeñas granjas o poblados. En algunas ocasiones es recomendable su uso para drenar terrenos con niveles freáticos someros.

Otro dispositivo, que tal vez no se le ha dado el uso adecuado son los drenes, consisten en zanjás horizontales que captan las aguas freáticas, normalmente son a cielo abierto, o bien alojando en ellas tubos perforados y cubriéndolos posteriormente, siendo desde luego recomendable el uso de algunos filtros que cubran al tubo ranurado o perforado antes del relleno total. La productividad se puede calcular conforme a lo expuesto en el inciso 6.1.6, para el caso de flujo en zanjás; estos sistemas tienen un uso muy extendido para el desalojo de agua en zonas con niveles freáticos someros y en menor escala el de recolectarla para su posterior aprovechamiento.

2 Manantiales y Galerías filtrantes.

Los manantiales son obras naturales, donde normalmente aflora el agua al cortar la superficie piezométrica la superficie del terreno, aunque también ocurren en zonas con rocas fracturadas, donde elevadas temperaturas y presiones hacen surgir los manantiales, tales como los manantiales termales, geisseries, etc. En general y debido a que son descargas naturales de los acuíferos, su productividad persiste durante todo el año o puede variar hasta agotarse; el funcionamiento será indicativo de la potencialidad del acuífero que los alimenta.

Normalmente, el mantenimiento para estas captaciones debe reducirse a limpiezas periódicas en las descargas. Algunas a veces se excava alrededor de ellas y hasta se usan explosivos; en tal caso, el caudal aumenta, pero suele suceder que este aumento sea temporal y pueda provocar agotamiento en algunas épocas del año, por lo que se recomienda sólo la limpieza exterior.

Es importante considerar a los manantiales en el manejo de los acuíferos regionales, pues la sobreexplotación de estos puede afectarlos, y finalmente el agua que afloraba en forma natural, posteriormente hay que bombearla por medio de pozos o norias.

Las galerías filtrantes son construcciones que consisten básicamente en túneles, generalmente de forma circular o semejante y prácticamente horizontales; el objetivo es que atraviesen el contacto con el nivel freático y se alojen en la parte saturada del acuífero, captando filtraciones de las aguas subterráneas. En algunas partes constituyen verdaderos sistemas de túneles interconectados entre sí.

Aunque son sistemas que se usaron en épocas remotas, persisten todavía en la actualidad en algunas partes; aunque desde luego, el costo de construcción es alto. Son famosas las galerías filtrantes existentes en las islas Canarias y en Barcelona (Custodio, 1986).

Tanto en la construcción de las norias como de las galerías filtrantes es muy importante tomar en cuenta la experiencia de los lugareños, tanto en su diseño como en los métodos de construcción, desde luego complementada con algunos aspectos teóricos del fun-

cionamiento de los acuíferos.

Finalmente, los pozos son los dispositivos más difundidos dentro de las captaciones de agua subterránea. Son agujeros verticales de pequeño diámetro, pero a gran profundidad, llegando a alcanzar varios cientos de metros; la diferencia principal con las norias es que se construyen con maquinaria especializada. Las técnicas de diseño y construcción son en general más precisas, por lo que se tratan en forma más detallada en incisos posteriores.

3 Normas para el diseño de pozos.

Los pozos se utilizan, además de la captación de agua, para la exploración del subsuelo, desalojar desechos industriales, para el drenaje de zonas agrícolas, el control de la intrusión de agua salina en zonas costeras, disminuir presiones en presas y diques, recargar artificialmente los acuíferos y para el seguimiento y evaluación de problemas de contaminación e hidráulicas en los acuíferos, por mencionar los más importantes. A continuación se dan algunas normas para el diseño de pozos de captación de agua, que en esencia, excepto ligeras variantes, son las mismas para pozos destinados a otros propósitos.

La captación de las aguas subterráneas se realiza, como ya se mencionó anteriormente, mediante varios dispositivos que van desde los manantiales, que son obras prácticamente naturales, hasta pozos de varios cientos de metros de profundidad, que son verdaderas obras de ingeniería. Debido a que en la práctica el proyecto de pozos raramente se realiza con el cuidado necesario, en esta parte se dan algunas normas y recomendaciones para su diseño, apoyadas en las bases teóricas del fenómeno y experiencias o métodos empíricos comprobados con la experiencia, logrando así estructurar las bases necesarias para realizar un buen diseño de pozos; más adelante se dan algunas ideas sobre la evaluación y revisión del diseño para su posterior reconsideración.

El diseño de los pozos, y en general de cualquier captación, debe perseguir los siguientes objetivos, (Driscoll, 1986):

- El mayor caudal con un mínimo de abatimiento, en concordancia con las características del acuífero.
- El agua extraída debe carecer de partículas sólidas en suspensión o arenas.
- La mayor vida útil para el pozo. y,
- Un costo razonable en su construcción y operación.

El primer objetivo se explica con mayor claridad en la figura No. 8.1, donde se aprecia que las pérdidas hidráulicas que ocurren en el pozo de bombeo se pueden dividir en dos partes principales, la que ocurre en el acuífero y la que tiene lugar en el propio pozo. Las pérdidas en el acuífero dependen de la permeabilidad del mismo

y de las condiciones de funcionamiento; esto es, si es confinado, libre o algún otro tipo, pero serán proporcionales al caudal elevado a la primera potencia, ya que además se trata de flujo laminar. Las pérdidas hidráulicas habidas en el pozo se originan en régimen turbulento, por lo que dependerán del caudal elevado a una potencia superior a uno.

Respecto a las pérdidas hidráulicas que ocurren en el acuífero no se pueden evitar, pero las que ocurren en el pozo se deben minimizar, condición que finalmente se definirá como una buena eficiencia hidráulica del pozo.

El segundo de los objetivos, o sea evitar la producción de arenas, se logra con un buen diseño de la zona de captación y los trabajos de operación y mantenimiento serán básicamente los responsables de alargar la vida útil del pozo, cumpliendo el tercero de los objetivos, desde luego todo lo anterior bajo condiciones de mínimo costo.

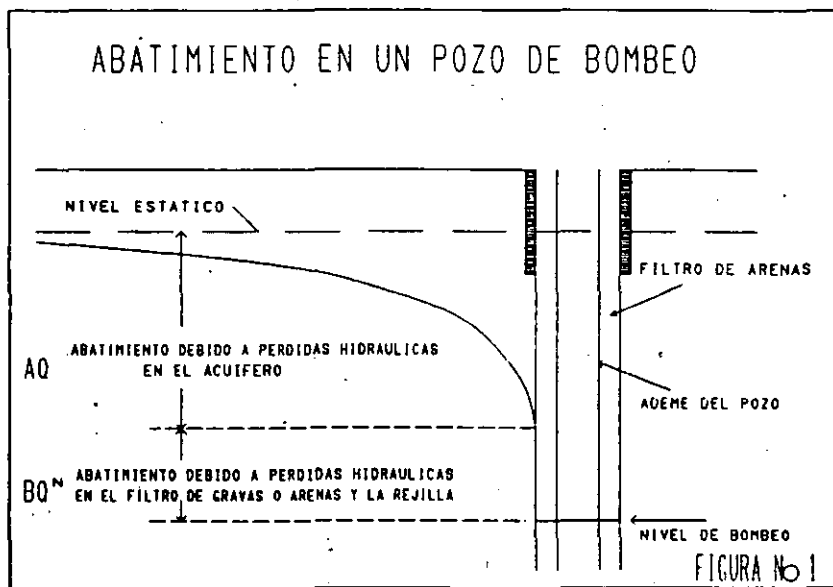


Figura No. 1. Esquema general de las pérdidas hidráulicas en un pozo.

El proyecto de un pozo debe contemplar el dimensionamiento de cada una de las partes que lo conforman, figura No 8.2, además de proponer el caudal de operación más adecuado y el diseño de la bomba para la extracción del dicho caudal. Las partes de que consta el pozo, aunque interdependientes entre sí, se pueden dividir para su exposición y estudio en las siguientes:

S. PENA DÍAZ.

- a) Profundidad y diámetro de la perforación
- b) Diámetro y longitud de la zona de protección sanitaria
- c) Cámara de bombeo
- d) Zona de captación
- e) Limpieza y desarrollo, y
- f) Régimen de operación

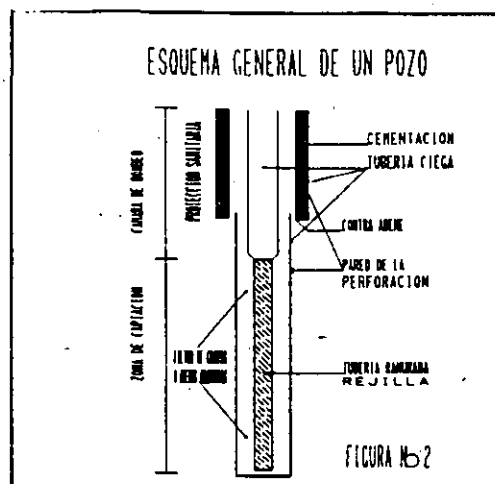


Figura No. 2. Partes integrantes de un pozo.

La realización de un buen proyecto dependerá en gran medida de la calidad y cantidad de información disponible respecto a las características del acuífero por explotar; otro dato que se debe conocer antes de iniciar el proyecto, es el volumen y caudal requerido por el usuario.

3.1 Profundidad y diámetro de la perforación

Con base en estudios preliminares, tales como levantamientos geológicos superficiales, prospecciones geofísicas y condiciones de operación de los pozos ya existentes, se identificarán los acuíferos tanto en lo que respecta a sus espesores y profundidades como a sus características hidrodinámicas, transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento.

La profundidad será fijada inicialmente con base en los espesores, profundidades y rendimientos específicos de los acuíferos, tratando de cubrir la demanda o la necesidad para el uso que se pretende dar al agua. Es recomendable que si se trata de un acuífero que funciona como libre, la perforación debe llegar hasta el piso del mismo, para evitar efectos de penetración parcial; por la misma razón, en acuíferos confinados captar todo el espesor del acuífero; salvo que los espesores sean muy grandes o los caudales de extracción demandados sean pequeños, para aceptar una solución de penetración parcial. Otra razón que fija la profundidad del pozo es la presencia de estratos que contengan agua de mala calidad.

El efecto de penetración parcial se puede determinar para acuíferos confinados, utilizando las siguientes fórmulas, deducidas para

regimen establecido (Muskat, 1946), figura No. 8.3.

$$Q_c = 2 \pi B k \frac{\Delta h}{\ln \frac{r_e}{r_w}} \quad A$$

$$Q = \frac{2 \pi B' k \Delta h}{\ln \frac{r_e}{r_w}} \left[1 + 7 \sqrt{\frac{r_w}{2B}} \cos \frac{\pi B'}{2B} \right] \quad B$$

en donde :

Q_c = caudal de extracción, considerando un acuífero confinado y penetración total,

Q = caudal de extracción, considerando un acuífero confinado y penetración parcial,

B = espesor total del acuífero,

B' = longitud penetrante del pozo en el acuífero, cuando se trata de penetración parcial,

r_e = radio extremo, corresponde a la distancia donde se considera el valor de la carga hidráulica h_e ,

r_w = radio del pozo, correspondiendo a la distancia donde se mide h_w ,

Δh = la diferencia de carga hidráulica, h_e menos h_w , y

k = permeabilidad del acuífero.

El procedimiento consiste en obtener los caudales Q_c y Q y afectar a Q_c de un porcentaje obtenido de esa relación. En general el efecto es pequeño; por ejemplo, si la penetración llega a un 50% del espesor total del acuífero, el rendimiento del pozo se afecta en solo un 20%; si la penetración es de un 70% del espesor total del acuífero, el rendimiento bajará un 10%.

Para el caso anterior de acuífero confinado (Driscoll, 1986), se propone, además, el siguiente procedimiento; calcular la variación del caudal específico, mediante la siguiente expresión, comentada en el inciso 6.1.3:

$$\frac{Q/S}{Q_c/S} = L \left[1 + 7 \sqrt{\frac{r_w}{2BL}} \cos \frac{\pi L}{2} \right] \quad C$$

en donde:

Q/S = capacidad específica en penetración parcial,

Q_c/S = capacidad específica en penetración completa,

L = longitud ranurada, expresada como una fracción del espesor total del acuífero. (B/B'), figura No. 8.3.

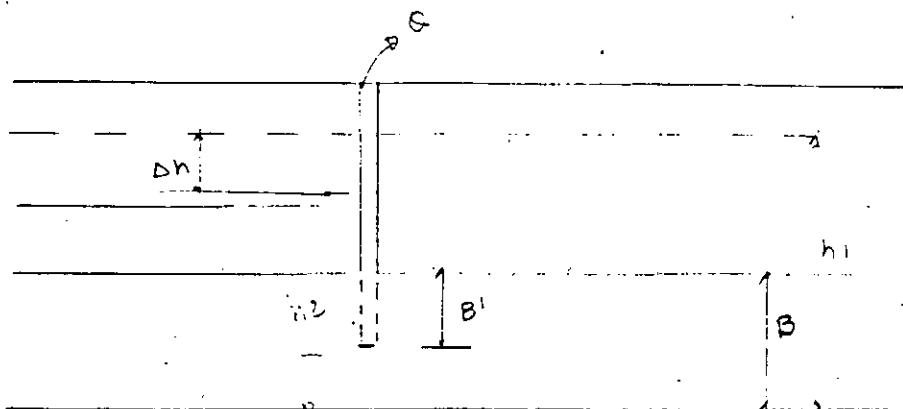


Figura No. 3. penetración parcial en un acuífero confinado.

Para el caso de un acuífero confinado en donde el caudal o gasto Q es proporcional al abatimiento ($h_1 - h_2$), mientras el nivel de bombeo no vaya más allá del techo del acuífero, el rendimiento específico será siempre constante, es decir, para un caudal dado el abatimiento tendrá un valor y para el doble del caudal el abatimiento será el doble.

Para el caso de acuífero libre y de acuerdo a la expresión 6.1.31, el caudal específico es máximo cuando el abatimiento es nulo, o sea cuando $h_1 = h_2$:

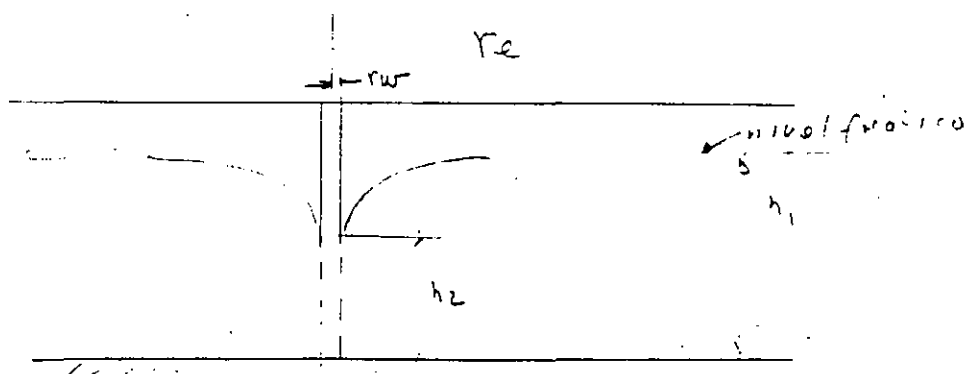


Figura No. 4. Pozo totalmente penetrante en un acuífero libre.

$$Q = \frac{\pi k (h_1^2 - h_2^2)}{\ln \frac{r_e}{r_w}}$$

D

de donde:

$$Q_s = \frac{Q}{(h_1 - h_2)} = \frac{\pi k (h_1 + h_2)}{\ln \frac{r_e}{r_w}}$$

El rendimiento específico máximo en acuífero libre, es:

$$Q_{e \max} = \frac{2 \pi k h_1}{\ln \frac{r_e}{r_w}} \quad 3.1$$

o sea cuando el abatimiento es nulo ($h_1 = h_2$).

Para abatimiento máximo, cuando $h_2 = 0$, el rendimiento específico, es:

$$Q_e = \frac{\pi k h_1}{\ln \frac{r_e}{r_w}} \quad 3.2$$

La relación de este último rendimiento específico referido al máximo resulta ser del 50%. Por lo anterior es conveniente que el abatimiento sea lo mínimo posible, para obtener el máximo rendimiento específico.

Ahora bien, el caudal extraído en un pozo situado en un acuífero libre, será máximo cuando el abatimiento provocado también sea máximo, esto es, cuando $h_2 = 0$:

$$Q_{\max} = \frac{\pi k h_1^2}{\ln \frac{r_e}{r_w}}$$

cuando el abatimiento sea de 80% ($h_2 = 0.2h_1$), el caudal será:

$$Q_{80\%} = \frac{\pi k [(h_1^2 - (0.2h_1)^2)]}{\ln \frac{r_e}{r_w}}$$

y la relación, referida al $Q_{\max}$, será:

$$\frac{Q_{80}}{Q_{\max}} = \frac{\pi k 0.96h_1^2}{\pi k h_1^2} = 0.96 \quad (96\%)$$

Cuando el abatimiento sea de un 50% del total ($h_2 = 0.5h_1$), el caudal será:

$$\frac{Q_{50}}{Q_{\max}} = \frac{\pi (h_1^2 - (0.5h_1)^2)}{\pi h_1^2} = 0.75 \quad (75\%)$$

Los valores para otras combinaciones de abatimiento se presentan en la siguiente tabla:

Tabla No. 1. Relaciones entre el caudal de extracción y el abatimiento en un acuífero libre.

Q/Q_{max} (%)	h/h_{max} (%)
99	90
96	80
94	75
91	70
88	65
84	60
80	55
75	50
44	25
0	0

De acuerdo con los valores anteriores, el abatimiento recomendado en acuíferos libres es de un 50% a un 70% del espesor saturado total, obteniendo así de un 75% a un 91%, respectivamente del caudal máximo que puede aportar el acuífero; la recomendación anterior obedece a que el rendimiento específico teórico es máximo cuando el abatimiento es nulo y mínimo (50% del máximo) cuando se alcanza el abatimiento total, como ya se había mencionado. El efecto de penetración parcial en acuíferos libres es pequeño y depende de la relación del espesor total entre el espesor captado; este caso es difícil de presentarse en la práctica, ya que la depositación de las formaciones geológicas es en general siempre horizontal y el comportamiento del acuífero libre para tiempos de bombeo cortos será semejante al de un acuífero confinado.

Resumiendo, en acuíferos confinados la longitud de la rejilla o la zona de captación debe corresponder al espesor total de acuífero y en acuíferos libres la longitud será de un 0.4 a 0.5 del espesor saturado.

3.2 Protección sanitaria

Aun cuando la tubería del ademe en la parte superior es ciega, es conveniente colocar otra tubería de mayor diámetro y también ciega, denominada contra ademe, para evitar una posible migración de agua de mala calidad de los acuíferos superiores, que generalmente están contaminados, hacia los profundos. La zona comprendida entre la tubería de contra ademe y la perforación se cementa; este cementado, además de asegurar el sello entre los acuíferos someros y los profundos, fija la tubería de contra ademe, para así descansar sobre ella, el ademe definitivo cuando se instale y no apoyarlo en el fondo, evitando un posible flambeo antes de colocar el filtro de grava. El espesor de la cementación debe de ser de unas 3 a 4 pulgadas y en consecuencia el espacio anular entre el ademe y el contra ademe debe ser de la misma medida.

El cementado es una mezcla de agua y cemento en proporción de unos

25 litros de agua por 50 kg de cemento, se puede agregar arcilla en proporciones variables pero en general son cantidades pequeñas. La profundidad del contra ademe y la zona cementada es generalmente de unos 30 a 50 metros, longitud que dependerá del grado de contaminación que se tenga en los acuíferos someros y de la permeabilidad del sistema de acuíferos.

3.3 Cámara de bombeo

Para la cámara de bombeo, llamada así por que es donde se alojara el equipo de bombeo que extraera el agua, el diametro recomendable es el doble del de la bomba, aunque este valor será función de la longitud de la cámara de bombeo, ya que a mayor profundidad el riesgo de tener desviaciones en la perforación es mayor, por lo que a mayor longitud tendremos que dejar mayor holgura. A continuación se presentan dos tablas (8.2 y 8.3), donde se dan otros tantos criterios relativos a los diámetros recomendados, en función de los caudales de extracción.

Una restricción adicional es que la velocidad de ascenso del agua en la tubería del ademe sea inferior a 1.5 m/s (5 ft/seg).

Tabla No. 2. Diámetros de perforación y ademe, en función del caudal de extracción. (A.P.I.)

DIAMETRO DE LA PERFORACION		DIAMETRO DEL ADEME		CAUDAL
pulgadas	mm	pulgadas	mm	
24	610	20	508	más de 100
20	508	16	406	hasta 100
17.5	445	13 3/8	340	60
12.25	311	9 5/8	244	30
8.5	216	7	178	15
6.25	159	5	127	5
4.25	108	3	76	menos de 5

Custodio, 1976.

Tabla No. 3. Diámetros de perforación y ademe, en función del caudal de extracción. (Driscoll, 1986)

DIAMETRO DEL ADEME		DIAMETRO DESCARGA		CAUDAL		
OPTIMO	MINIMO	BOMBA				
pulgadas	mm	pulgadas	mm	l/s		
6 DI	152	5 DI	127	4	102	menos de 6
8 DI	203	6 DI	152	5	127	5 - 11
10 DI	254	8 DI	203	6	152	10 - 22
12 DI	305	10 DI	254	8	203	19 - 44
14 DE	356	12 DI	305	10	254	32 - 63
16 DE	406	14 DE	356	12	305	50 - 114
20 DE	508	16 DE	406	14	356	76 - 190
24 DE	610	20 DE	508	16	406	126 - 240
30 DE	762	24 DE	610	20	508	190 - 378

DE diametro exterior de la tubería

DI diametro interior de la tubería

Por lo que respecta a la longitud de la cámara de bombeo, esta se calculará sumando a la profundidad del nivel estático el abatimiento esperado, que es función del caudal de extracción; mas la sumergencia necesaria para un buen funcionamiento de la bomba y el abatimiento regional de los acuíferos, tomando en cuenta, tanto el abatimiento debido a la sobreexplotación del acuífero que se tenga año con año, como los abatimientos debidos a fenómenos estacionales durante las distintas épocas del año. El abatimiento regional estimado, será el correspondiente a la vida útil del pozo, que generalmente podría considerarse de unos 20 años.

El nivel estático se obtendrá del sondeo de los pozos aledaños al sitio donde se pretende realizar la perforación; el abatimiento debido al bombeo se obtendrá aplicando la ecuación de Jacob o Theis (inciso 6.2.1), suponiendo unas pérdidas por entrada al pozo del orden del 20 % como mínimo del abatimiento teórico anterior; la sumergencia de la bomba se puede obtener de los fabricantes, pero en general se pueden considerar de unos 5 a 8 metros, dependiendo del caudal de extracción.

Los abatimientos regionales debidos al vaciado del acuífero y los estacionales se pueden obtener consultando a las agencias del gobierno, en sus oficinas regionales. Si no existieran estos datos, será necesario investigar con los usuarios ya establecidos en el lugar.

El material del ademe y del contra ademe es generalmente de acero al bajo carbono, aunque en algunos países se están ya utilizando otros materiales como son el PVC, la fibra de vidrio, acero inoxidable en sus versiones al cromo, aluminio, níquel, manganeso, etc.; sin embargo el más usado es generalmente acero al bajo carbono, las normas de fabricación son algo distintas en algunos casos, pero la mayoría se basa en normas de la ASTM, API o ANSI. La siguiente tabla muestra para este último tipo de acero las normas para su utilización en ademes de pozos:

Tabla No. 4. Normas para la utilización de tubos de acero en ademes de pozos.
(profundidades máxima recomendables en metros)

Espesor tubería		pulg	1/8	5/32	3/16	1/4	5/16	3/8	7/16	1/2
		mm	3.2	4.0	4.8	6.4	7.9	9.5	11.1	12.7
Diámetro tubería										
pulg	mm									
6	152	270	533	931	1255					
8	201	113	222	387	931	1849				
10	254	57	113	196	471	931	1630			
12	305		65	113	270	533	931	1495		
14	356			71	169	333	581	931	1403	
16	406				113	222	387	619	931	
18	457				79	155	270	432	649	
20	508				57	113	196	313	471	
22	559					84	147	234	352	
24	610					65	113	180	270	
26	660					51	88	141	212	
28	711						71	113	169	
30	762						57	91	137	

La tabla anterior está basada en la formula siguiente, tambien de la A.P.I. (Custodio, 1976).

$$H = \frac{28.64 \times 10^6}{D/t (D/t - 1)^2} \quad 3.3$$

en donde :

D = Diámetro exterior del ademe en pulgadas
t = Espesor del ademe en pulgadas, y
H = Profundidad del ademe en metros

El uso de materiales especiales en ademes obedece básicamente a condiciones de la calidad del agua; cuando se tienen tendencias a la corrosión el uso de materiales que la resistan es obvio, y cuando las tendencias son incrustantes se hace necesario que los materiales del ademe resistan el ataque de los aditivos químicos desincrustantes requeridos para tratamientos durante su vida útil.

3.4 Zona de captación

La zona de captación, llamada también zona de admisión, está compuesta de dos partes: la rejilla o tubería ranurada y el filtro de gravas o arenas graduadas.

La rejilla, con ayuda del filtro de gravas o arenas graduadas, tiene por objeto permitir el acceso del agua libre de materiales finos en suspensión, impidiendo además derrumbes en la perfora-

ción. Ambos, la rejilla y el filtro de gravas deben diseñarse, además, de tal manera de tener el mínimo de pérdidas de carga hidráulica en el pozo, evitando así bombeos excesivos e innecesarios.

3.4.1 La rejilla

Cuando se trata de acuíferos libres, la rejilla o tubería ranurada debe colocarse de preferencia en la parte inferior del acuífero; su longitud deberá ser de un 0.5 a 0.3 del espesor saturado del acuífero, ya que el abatimiento esperado será de un 70% a un 50% también del espesor saturado, como se menciona en el inciso 8.3.1, logrando así pérdidas hidráulicas bajas y en consecuencia economía en la operación.

En los acuíferos confinados se aconseja utilizar una longitud del 70% al 80% del espesor del mismo, como se menciona en el inciso 6.1.3, y para tener un menor costo en la operación, centrar la tubería ranurada o repartiendo en el espesor total del acuífero, intercalando tramos de tubería ciega, y evitando así cambios bruscos de dirección en las líneas de corriente que llegan a la zona de captación. Es importante recordar que si el abatimiento va más allá del techo del acuífero confinado, el funcionamiento cambia a acuífero libre.

En ningún caso es recomendable que el nivel de bombeo vaya más allá de la parte superior de la tubería ranurada, evitando en lo posible que esta tubería permanezca seca o aportando en "cascada" en algún momento, para disminuir el riesgo de oxidación y corrosión.

Por lo que respecta a la abertura de la rejilla, cuando se requiere filtro de grava, ésta deberá tener una abertura equivalente al 90% acumulado del análisis granulométrico del filtro de gravas o arenas graduadas. Para lograr lo anterior es obvio que se deberá contar con el análisis granulométrico del filtro. En el caso de que no sea necesario el filtro de gravas, la rejilla deberá ser diseñada con una abertura equivalente al 40% o 50% (D₄₀ o D₅₀) del porcentaje retenido acumulado de la formación acuífera, del análisis granulométrico de ésta.

La velocidad máxima de entrada a la rejilla no deberá ser mayor de 3 cm/seg, (Driscoll, 1986). Para calcular esta velocidad se divide el caudal de producción entre el área total abierta de la rejilla, si la velocidad es mayor de la norma anterior, será necesario aumentar el diámetro o la longitud de la zona de captación.

Walton, 1975 (Custodio 1976), propone una velocidad óptima de entrada a la rejilla de acuerdo con los valores que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla No. 5. Velocidad óptima de entrada a través de la rejilla.

PERMEABILIDAD DE ACUIFERO cm/seg	VELOCIDAD ÓPTIMA cm/seg
mayor de 0.28	6.0
0.28	5.5
0.23	5.0
0.19	4.5
0.14	4.0
0.12	3.5
0.09	3.0
0.07	2.5
0.05	2.0
0.02	1.5
menor de 0.02	1.0

Propone además la siguiente fórmula para calcular la longitud de la rejilla:

$$A^{\circ} = 1,000 \frac{Q}{L V} \quad 3.4$$

en donde :

- A° = área efectiva de la rejilla, definida como el 50% del área total abierta, (según Walton el otro 50% se tapa con materiales finos al operar el pozo), en centímetros cuadrados,
- Q = caudal de diseño en litros por segundo,
- L = longitud de la rejilla en metros, y
- V = velocidad de entrada, según la tabla anterior, en centímetros por segundo.

Los dos criterios anteriores coinciden para permeabilidades altas, pero cuando la permeabilidad del acuífero es baja, el criterio propuesto por Walton es más conservador.

El área abierta de las tuberías ranuradas dependerá del tipo y fabricante; en las tablas siguientes se dan algunos ejemplos de las principales tuberías que se fabrican. Se puede observar, al compararlas, la notable diferencia de áreas de entrada en los diferentes tipos.

Por otro lado, es recomendable que el área abierta tenga un porcentaje mayor o igual a la porosidad de los acuíferos, o a los filtros de grava o arena. Cuando se tengan problemas de incrustación o corrosión, se puede aminorar su ataque bajando la velocidad de entrada a las tuberías, o lo que es lo mismo, aumentando el área abierta.

Salvador Peña Díaz

Tabla No. 6. Area de infiltración en tuberías para ademe ranurado.

(cm²/m lineal de tubería)
Tubacero, S. A.

DIAMETRO		ABERTURA DE LA RANURA mm								
pulg.	mm	RANURA TIPO II			RANURA TIPO III			RANURA TIPO IV		
		4.0	4.8	6.4	4.0	4.8	6.4	3.8	4.8	6.4
6 5/8	168					155	206			
8 5/8	219	166	200	265	207	250	332	331	400	531
10 3/4	273	194	233	310	249	300	398	415	499	664
12 3/4	324	228	275	365	290	350	465	477	574	763
14	356	270	325	431	353	425	564	560	674	896
16	406	290	350	465	394	475	630	643	774	1029
18	457	311	375	498	436	524	697	726	874	1161
20	508	353	425	564	498	599	796	809	974	1294

Tabla No. 7. Area de infiltración en tuberías para ademe ranurado.

(cm²/m lineal de tubería)
Elementos metalicos de México, S. A.

DIAMETRO		ABERTURA DE LA RANURA EN mm									
pulg		CANASTILLA HORIZONTAL			CANASTILLA VERTICAL			CONCHA			
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
8	5/8	316	608	985				74	158	247	346
10	3/4	391	752	1218				101	216	338	473
12	3/4	474	912	1477				121	258	403	564
14		515	992	1607	416	800	1296	133	283	442	619
16		574	1104	1788	468	900	1458	148	316	494	692
18		665	1280	2073	546	1050	1701	172	366	572	801
20		740	1424	2306	624	1200	1944	191	407	637	892
22		823	1584	2566	676	1300	2106	210	449	702	983
24		898	1728	2799	754	1450	2349	230	491	767	1074

Tabla No. 8. Area de infiltración en tuberías para ademme ranurado.

(cm² / m lineal de tubería)
Electroforjados Nacionales, S.A.
Tipo helicoidal

DIAMETRO		ABERTURA DE LA RANURA EN mm					
pulg.	mm	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
8	203	838	1487	2005	2427	2778	3075
10	254	1054	1870	2521	3051	3493	3866
12	305	1257	2230	3007	3639	4166	4610
14	356	1384	2455	3310	4006	4586	5076
16	406	1587	2815	3796	4594	5259	5820
18	457	1790	3176	4282	5182	5932	6565

Tabla No. 9. Area de infiltración en tuberías para ademe ranurado.

(cm²/m lineal de tubería)

Jhonson UOP

Tipo helicoidal

DIAMETRO		ABERTURA DE LA RANURA EN mm							
pulg	mm	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.8	6.3
2	51	296	529	846	1079	1206	1354	1545	1735
3	76	423	719	1164	1502	1714	1883	2137	2433
4	101	529	931	1524	1904	2158	2370	2391	2814
5	127	635	1121	1799	2243	2116	2370	2814	3301
6	152	529	952	1629	2116	2497	2772	3005	3661
8	203	698	1248	2116	2751	3237	3618	3893	4740
10	254	868	1524	2582	2857	3428	3936	4782	5332
12	305	783	1460	2095	2857	3470	3999	5015	6306
14	356	868	1608	2264	3132	3809	4380	5502	6919
16	406	762	1439	2624	3576	4359	5036	6306	7935
18	457	846	1608	2899	3957	4824	5565	5925	7745
20	508	1143	2137	2518	3491	4359	5078	6602	8633
24	610	1375	2603	3047	4211	5248	6136	7956	10411
26	660	1481	2814	3301	4592	5692	6665	8633	11299
30	762	1714	3195	3745	5205	6475	7575	9818	12865
36	914	2053	3830	4486	6221	7723	9035	11723	15341

Como se mencionó anteriormente la calidad del agua influye en el diseño, las condiciones siguientes hacen al agua potencialmente corrosiva (Driscoll, 1988):

Valores del pH menores de 7,
 Índice de Ryznar mayores de 7,
 Oxígeno disuelto mayor de 2 mg/l,
 Sólidos totales mayores de 1000 mg/l,
 Dioxido de carbono mayor de 50 mg/l,
 Cloruros mayores de 500 mg/l.
 RIP < 1

Para el caso de incrustación, las condiciones potenciales son las siguientes:

pH mayor de 7.5,
 Índice de Reyznar menor de 7,
 Dureza total, expresada como carbonato de Ca, mayor de 300 mg/l,
 Hierro mayor de 0.5 mg/l,
 Manganese mayor de 0.2 mg/l,
 RIP ≥ 1

La combinación de dos o más de las condiciones anteriores hacen más grave el problema, y la forma de prevenirlo es utilizando materiales resistentes a la corrosión o a los tratamientos en el caso de incrustaciones, además de disminuir la velocidad de entrada

al pozo aumentando el área de entrada de la rejilla. En general estos problemas se acentúan cuando la permeabilidad de los acuíferos es baja, debido al fuerte gradiente hidráulico que se forma en la zona comprendida entre el acuífero y el filtro de grava, aunque este fenómeno no está bien estudiado todavía.

3.4.2 Filtro de grava

Por costumbre se le llama filtro de grava al relleno que se coloca entre la rejilla y la pared de la perforación. Tiene por objeto estabilizar la pared de la perforación evitando derrumbes; retener la mayoría de los materiales finos que contiene la formación acuífera, evitando que penetren a la cámara de bombeo; incrementar el diámetro efectivo del pozo y asegurar una buena porosidad y permeabilidad alrededor del ademe ranurado. En ocasiones, cuando los materiales del acuífero son gruesos y uniformes no es necesario colocar un filtro de grava propiamente dicho, pero si un empaque de gravas para estabilizar las paredes de la formación acuífera y evitar derrumbes.

Para diseñar los filtros de grava o arenas graduadas es necesario contar con un análisis granulométrico de las formaciones acuíferas de donde se va a captar el agua, dicho análisis se realiza mediante cribas o mallas estándar. La cantidad de material retenido por cada malla es expresada en peso y porcentaje del total, se grafican estos valores anotando en el eje de las ordenadas el porcentaje del peso retenido acumulado, por lo que los valores de éste eje van de 0 a 100. En el eje de las abscisas se grafican los valores del tamaño de los granos que pasan por cada malla, como se muestra en la figura No. 8.5.

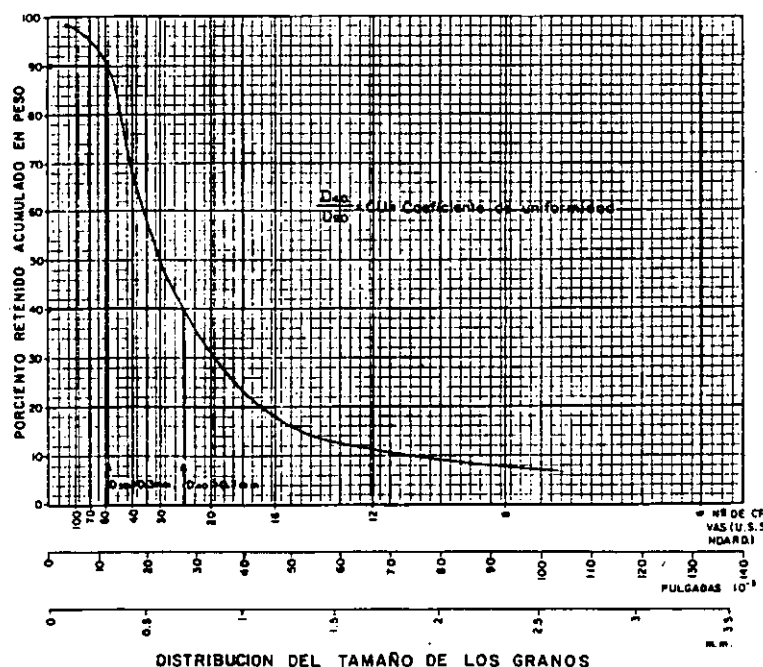


Figura No. 5. Representación gráfica de análisis granulométricos.

Se define como el tamaño efectivo al tamaño de los granos correspondientes al 90% retenido acumulado, y se denota como D_{90} ; el coeficiente de uniformidad es la relación de los tamaños correspondientes al 40% y 90% retenido acumulado, denotado como D_{40}/D_{90} , valor que da una idea de la pendiente de la curva granulométrica. Valores grandes del coeficiente de uniformidad corresponden a curvas más uniformes.

De acuerdo con la experiencia, se requiere filtro de grava artificial cuando se tiene un coeficiente de uniformidad (D_{40}/D_{90}) menor de 3 y el tamaño efectivo (D_{90}) es menor de 0.01 pulgada (0.25 mm).

Para el caso en que no se requiera filtro de grava artificial, la abertura de la rejilla deberá corresponder al D_{50} diametro equivalente al 50% retenido acumulado, como ya se mencionó. Aunque en el criterio anterior se tienen algunos casos particulares (Harlam, 1989).

Cuando sea requerido filtro de grava artificial; la abertura de la rejilla deberá ser equivalente a D_{50} del filtro. El espesor del filtro deberá ser de 5 a 20 cm (3 a 8 pulgadas), dependiendo este valor de la profundidad del pozo y de lo regular de la construcción de la perforación, recomendándose siempre un espacio anular superior a tres pulgadas, para evitar "puenteos" del material durante su colocación; por otro lado, valores mayores de 8" del espesor del filtro entorpecen las operaciones de limpieza, y en ocasiones resulta casi imposible remover los residuos de los lodos de perforación contenidos en los acuíferos al terminar la construcción.

Para diseñar el filtro de gravas o arenas graduadas existen varios criterios, el más usado es el propuesto por Johnson (Driscoll, 1986): un primer punto de la curva granulométrica del filtro de gravas se obtiene multiplicando el D_{50} de la curva granulométrica de la formación acuífera por un factor que va de 4 a 6, 4 para formaciones finas y uniformes y 6 para formaciones gruesas y menos uniformes, llegando a usar un factor hasta de 9 cuando la formación acuífera presenta granulometrías poco uniformes y contiene limos. Por el punto así obtenido se pasa una curva suave que tenga un coeficiente de uniformidad igual o menor a 2.5; la curva granulométrica del filtro de arenas y gravas graduadas obtenida en esa forma tendrá una tolerancia de 8% en más o en menos, para su construcción en el campo.

Es conveniente recordar que las normas de diseño expuestas en líneas anteriores deberán ser revisadas y adecuadas para cada región en particular, con base en las experiencias que se tengan una vez construido y operado el pozo. El control durante la construcción y operación del pozo, serán pues un factor muy importante en lo que se refiere a la revisión y adecuación del diseño de nuevos pozos.

Salvador Peña Díaz

Ejemplo: Se tienen los siguiente datos:

Nivel estático	18 m
Rendimiento específico en pozos cercanos	1.56 lps/m
Transmisibilidad	$4 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{seg}$
Coefficiente de almacenamiento	5×10^{-4}
Caudal de proyecto	60 l/s
Abatimiento regional	0.5 m/año

El abatimiento teórico esperado, considerando un bombeo continuo de unos dos meses y un diametro de la perforación del pozo de unas 24" (60 cm), de acuerdo con la ecuación simplificada de Jacob, inciso 6.2, será:

$$a = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

$$a = \frac{2.3 \times 0.060}{4 \pi 0.004} \log \frac{2.25 \times 0.004 \times 30 \times 2 \times 86400}{0.30^2 \times 0.0005}$$

$$a = 23.8 \text{ m}$$

De acuerdo con la capacidad específica de los pozos vecinos medidos en campo, el abatimiento esperado es:

$$a = \frac{Q}{Q_e} = \frac{60}{1.56} = 38.5 \text{ m}$$

Lo que significa, de acuerdo con los datos, una pérdida de carga hidráulica en el pozo de 14.7 m, o sea un 60% del abatimiento en el acuífero. La eficiencia hidráulica será del orden de un 60% ($23.10/38.46 \times 100$), valor razonable, tomando en cuenta al valor de transmisibilidad bajo que tiene el acuífero.

La cámara de bombeo requiere entonces una longitud de:

Nivel estático	18.00 m
Abatimiento esperado	38.50 m
Abatimiento regional	7.50 m
Sumergencia de la bomba	<u>15.00 m</u>
TOTAL :	79.00 m

El abatimiento regional se refiere al abatimiento esperado por efecto de sobreexplotación del acuífero. Se consideró un abatimiento de 0.5 m anuales aplicados durante la vida útil del pozo de 15 años; la variación de los niveles estacionales, debe ser pequeña debido al valor bajo de la transmisibilidad. En la sumergencia de la bomba se incluye la longitud necesaria para alojar el cuerpo de impulsores más una longitud adicional, para garantizar la sumergencia del tazon inferior.

Salvador Peña Díaz

Para extraer el caudal de 60 l/s, se requiere una bomba de 8 pulgadas de diámetro, por lo que se propone una cámara de bombeo de 16 pulgadas de diámetro y una longitud de 80 m, tabla No. 8.3, y un espesor de 3/16 de pulgada, tabla No. 8.4.

El acuífero está situado entre los 90 m y los 170 m, se comportando como acuífero confinado, por el valor tan bajo del coeficiente de almacenamiento. La zona de captación se alojará en donde se localiza el acuífero. la abertura de la rejilla resulta ser de 0.029 pulgadas (0.07 mm), que corresponde al 90% retenido del filtro de arenas graduadas, la curva granulométrica del filtro aparece en la figura No. 8.6, con su 8% de tolerancia.

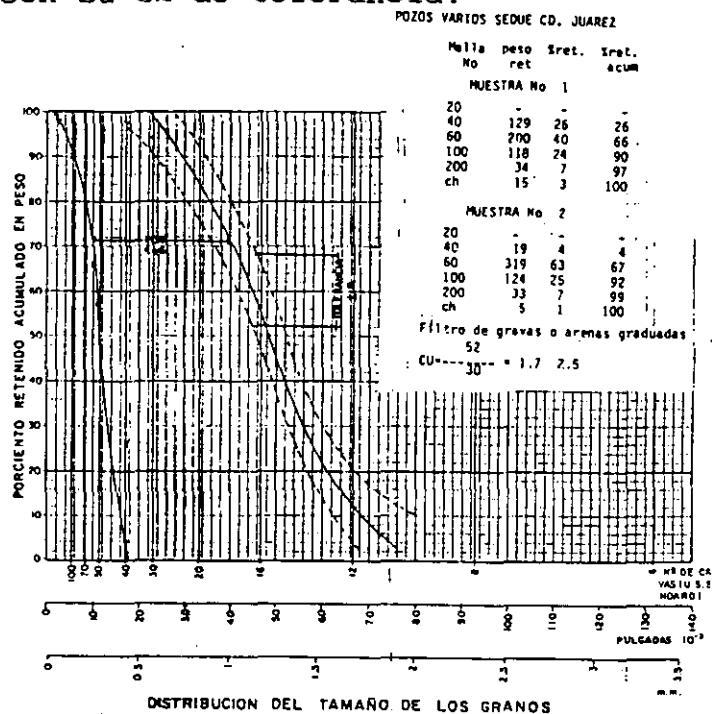


Figura No. 6. Análisis granulométrico de las formaciones acuíferas.

Considerando una velocidad de ascenso del agua en la tubería igual o menor a 1.5 m/s, para un caudal de 60 l/s, el diámetro menor aceptable es :

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.060 \frac{m^3}{s}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{0.060 \times 4}{3.14 \times D^2} \leq 1.5 \frac{m}{s}$$

$$D = \sqrt{\frac{0.060 \times 4}{3.14 \times 1.5}} = 0.2254 \text{ m} = 8.8 \text{ pulgadas}$$

el diámetro mínimo aceptable es de unas 8 a 9 pulgadas.

Por otro lado, la velocidad de entrada a través de la rejilla o tubería ranurada no debe ser superior a los 3 cm/s, aunque en el caso que nos ocupa, donde la permeabilidad es tan baja, es conve-

niente utilizar una velocidad no mayor de 1 cm/s (Arreguin, 1987).

De acuerdo con lo anterior las tuberías a emplear serán aquellas que tengan una abertura menor a un milímetro, lo que nos obliga a usar el tipo helicoidal:

Para una velocidad de entrada de 3 cm/s se requiere una área de 2 m², si la velocidad es de 2 m/s el área abierta que se requiere es de unos 3 m² y si se adopta una velocidad de solo 1 m/s el área será de 6 m².

Debido a lo anterior el pozo requerirá una tubería ranurada tipo helicoidal de 12 pulgadas de diámetro con una abertura menor a un milímetro. El proyecto aparece en la figura 8.7.

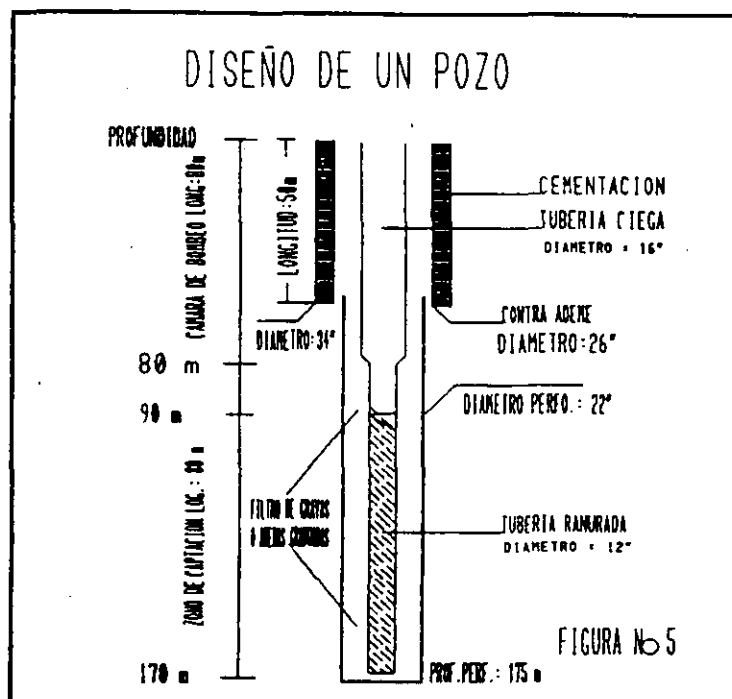


Figura No. 7. Proyecto de un pozo.

Es necesario aclarar que el proyecto tendrá que revisarse una vez que se tengan las muestras y el registro eléctrico de la perforación exploratoria, para verificar la granulometría y la ubicación de los acuíferos.

8.3.5 Limpieza y desarrollo del pozo.

Una vez terminado el pozo, deberán realizarse operaciones de limpieza que tienen como objetivo desalojar la bentonita, o en forma más general los lodos de perforación utilizados durante la construcción. Los métodos de limpieza son básicamente cuchareo, pistoneo, chorros de agua a altas velocidades, aire comprimido, bom-

Salvador Peña Díaz

beos intermitentes o agitación y sobrebombeo, entre los más usados. Es conveniente tomar en cuenta que la limpieza será más difícil conforme el acuífero sea más fino o cuando el tiempo de construcción del pozo tenga una larga duración.

De acuerdo con lo anterior, es recomendable realizar la construcción del pozo la más rápidamente posible, y una vez entubado y engravado, bombear y realizar las operaciones de limpieza sin tener tiempos muertos. Cuando los acuíferos sean muy finos es conveniente utilizar lodos orgánicos para aprovechar su autodegradación y facilitar las operaciones de limpieza.

Otro factor que influye en la selección del método de limpieza del pozo, es el tipo de rejilla instalado en la zona de captación; si el área de admisión es la apropiada serán más eficientes y rápidas las operaciones de limpieza y desarrollo.

Además de los métodos mecánicos mencionados, existen aditivos químicos que pueden acelerar el proceso de limpieza, entre ellos los polifosfatos son los más usados, añadiéndolos al pozo antes de las operaciones mecánicas. Se recomienda (Driscoll, 1986), una concentración de 17 kg/m^3 de polifosfatos, además de hipoclorito de sodio en concentraciones de 2.5 kg/m^3 , para evitar la proliferación de bacterias que puede inducir o acelerar el polifosfato. Es recomendable además el uso de humectantes para incrementar el efecto del polifosfato.

3.6 Eficiencia hidráulica del pozo.

Cuando el pozo ya está limpio se realiza lo que se conoce como prueba de aforo, a caudales variables, crecientes de preferencia. Es recomendable realizar esta prueba variando el caudal a tiempos iguales, para aplicar la teoría correspondiente a una prueba escalonada, (Rorabough, 1953).

Al bombear un pozo el nivel del agua sufre un abatimiento que es debido a dos causas principales; pérdidas hidráulicas por abatimiento en el acuífero, que dependen de las características hidrodinámicas de este, y el debido a pérdidas por entrada y cambios de dirección en el filtro de gravas, en el edema y en general en las paredes del pozo. Además, en el acuífero, el flujo es laminar o lento, la pérdida de carga es función de la primera potencia del caudal, como se ha visto en capítulos anteriores; mientras que en la zona de entrada al pozo y en el filtro de gravas el flujo es turbulento y en consecuencia, el abatimiento es función del caudal elevado a una potencia superior a uno, por lo que es importante cuidar el diseño del pozo para disminuir en lo posible estas pérdidas.

Theis, Jacob y Rorabough (Lenox, 1966), desarrollaron una teoría para cuantificar las pérdidas de carga descritas anteriormente, dividiéndolas en dos partes, una correspondiente al acuífero, denominada pérdidas de formación, y la otra llamada pérdida en el pozo (Bouwer, 1978), representadas por la siguiente ecuación (fi-

gura No. 8.1):

$$s = s_f + s_w \quad 3.5$$

$$s = A Q + B Q^n \quad 3.6$$

en donde:

s = abatimiento total medido en el pozo de bombeo,
 s_f = abatimiento debido a pérdidas hidráulicas en el acuífero,

s_w = abatimiento debido a pérdidas hidráulicas en el pozo,

Q = caudal de bombeo, y

A, B y n = constantes.

A, B y n son constantes que dependen del acuífero y de las condiciones de construcción del pozo, su obtención se puede hacer a través de una prueba escalonada, la que consiste en bombear el pozo por lo menos con tres diferentes caudales y medir los abatimientos correspondientes, con lo que se tendrán tres ecuaciones con tres incógnitas, A, B y n . Es necesario aclarar que los tres escalones de bombeo deben ser con un mismo intervalo de tiempo, para tomar en cuenta el efecto del régimen transitorio.

La eficiencia hidráulica del pozo se define como la relación entre el abatimiento ocurrido en el acuífero y el abatimiento total observado:

$$\eta_h = \frac{A Q}{B Q + C Q^n} \quad 3.7$$

en donde:

η_h = Eficiencia hidráulica del pozo.

La manera de obtener los valores de las constantes es, como se mencionó, mediante una prueba escalonada, bajo tres distintos caudales como mínimo. la solución se realiza en forma gráfica, a partir de la expresión 8.3.6:

$$\frac{s_f}{Q} - A = B Q^{n-1}$$

$$\log \left[\frac{s_f}{Q} - A \right] = \log B + (n-1) \log Q \quad 3.8$$

La expresión anterior, representada como una gráfica en papel logarítmico, figura No. 8.8, en las abscisas Q y en las ordenadas $\frac{Q}{s_f - C_f}$, representando una línea recta; el procedimiento consiste en dar valores a $(n-1)$, o sea la pendiente, hasta lograr una recta y posteriormente obtener la ordenada al origen C_f .

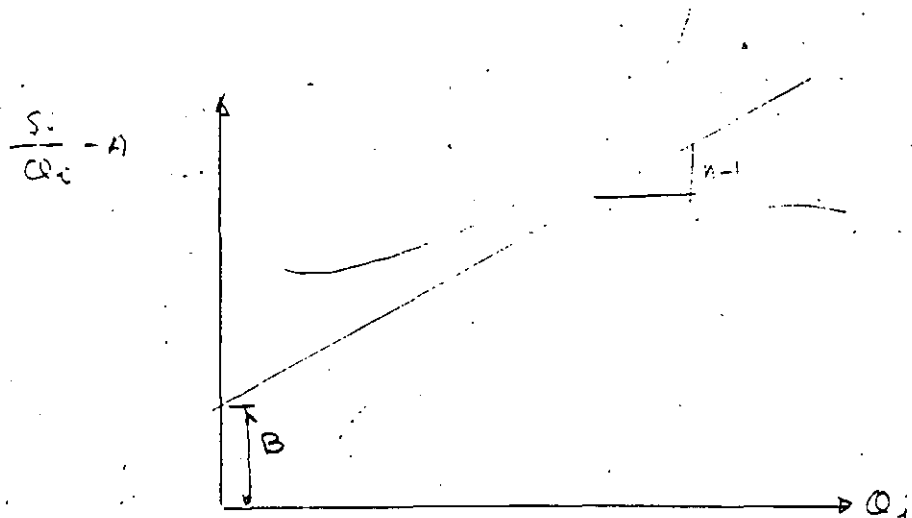


Figura No. 8. Interpretación de la prueba escalonada.

Cabe aclarar que, el valor de las pérdidas de carga hidráulica en el acuífero s , obtenidas de acuerdo con la manera descrita anteriormente, no siempre coincide con el que se obtiene al aplicar las ecuaciones de flujo transitorio, digamos la de Theis, debido probablemente a que el fenómeno es más complejo.

De la observación de la ecuación 8.3.6, se puede deducir que el abatimiento crece en forma más que proporcional respecto al caudal, por lo que la pendiente, al graficar esta expresión variará en forma creciente, y para un rango de valores muy altos del caudal, un incremento en este traerá consigo fuertes incrementos de abatimiento, llegando a un punto en que un pequeño aumento de caudal producirá un abatimiento muy grande, resultando antieconómico llegar a estos extremos, donde en el ámbito económico se le denomina "rendimientos decrecientes". Por lo tanto, resulta mejor mantener el gasto de extracción en forma conservadora un poco abajo del máximo obtenido del pozo.

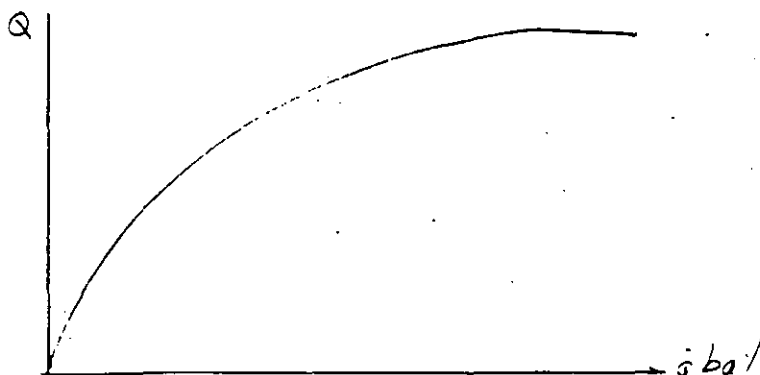


Figura No. 9. Gráfica tipo caudal abatimiento en el pozo de bombeo.

El caudal de operación deberá coincidir sensiblemente con el de diseño, de no ser así, es conveniente realizar pruebas, tanto a caudal constante, como la prueba escalonada para revisar las normas de diseño empleadas, así mismo el procedimiento y calidad de la construcción. El seguimiento de las condiciones de operación durante la vida útil del pozo, darán también datos muy valiosos para ratificar o rectificar las normas de diseño empleadas.

Para cumplir con el segundo de los objetivos mencionados al inicio del inciso 8.3, relativo al diseño de pozos, las operaciones de desarrollo y limpieza del pozo estarán terminadas cuando se tengan concentraciones de sólidos en suspensión inferiores a 8 mg/l, las muestras de agua deberán obtenerse durante una prueba especial (Driscoll, 1986). Cuando los contenidos de sólidos en suspensión sean superiores a 8 mg/l, se limita el uso del agua extraída, además de que se tendrán problemas en la bomba por desgaste prematuro de las partes que la integran, y en el pozo azolves que se acumulan en el fondo, obstruyendo el área de admisión y aumentando las pérdidas hidráulicas. En tal caso el diseño del pozo es inapropiado.

Las constantes de la prueba escalonada dependen de las características del acuífero, por lo que serán diferentes de una región a otra; sin embargo, los resultados de la prueba escalonada ayudarán a caracterizar las zonas de explotación y aplicar en ellas las normas más adecuadas.

Es conveniente además realizar una prueba de bombeo a caudal constante, cuyos resultados servirán de base para predecir los abatimientos para distintos caudales y tiempos de operación. Los tiempos que se deben emplear en ambas pruebas son difíciles de fijar, ya que dependen de las condiciones del acuífero y el pozo, pero unas 3 a 4 horas por etapa en la prueba escalonada parecen suficientes y unas 8 a 12 horas de duración, en la prueba a caudal constante, son valores aceptables; dependiendo, desde luego, de la disponibilidad de equipo y del aspecto económico.

Como última recomendación para mejorar los diseños de pozos es necesaria la medición periódica de su eficiencia hidráulica, para tener seguimiento completo de la evolución en el deterioro del pozo, información muy útil para mejorar los diseños. La eficiencia se puede obtener por medio de la prueba escalonada, a caudales variables, o mediante la medición de los rendimientos específicos periódicos, tomando las medidas después de trabajar la bomba tiempos iguales, y así tomar en cuenta el régimen transitorio y que los resultados sean equivalentes de unas fechas a otras.

4 Diseño del equipo de bombeo.

Directamente relacionado con el pozo está el equipo de bombeo. Existen varios tipos de equipos, pero los más usados son los que se pueden englobar dentro de las bombas centrífugas. Tienen como objetivo transformar energía mecánica en movimiento del agua y po-

Salvador Peña Díaz

der así elevarla desde el subsuelo.

En general la bomba puede estar situada en la superficie o a profundidad, las bombas llamadas horizontales, están situadas en la superficie del terreno, son llamadas también de succión, su uso está limitado a profundidades de succión de no más de unos 6 metros, ya que depende esta profundidad de la presión atmosférica, que es equivalente a una columna de agua de unos 10 metros al nivel del mar y de unos 7 metros a una altitud de 3000 metros sobre el nivel del mar.

A profundidades mayores de bombeo se utilizan las bombas de pozo profundo, también llamadas turbinas verticales. En este caso la bomba está situada dentro del agua y el movimiento se le transmite mediante un motor desde la superficie. Otra variante es cuando el motor y la bomba se ubican dentro del agua, siendo en este caso de tipo sumergibles.

Las principales ventajas de las bombas sumergibles son (Driscoll, 1986):

- El motor está acoplado directamente a los impulsores,
- es fácil el enfriamiento por su sumergencia en el agua,
- el ruido en la superficie es eliminado,
- la bomba acepta desviaciones de los ademes,
- no requiere caseta de protección en la superficie.

y como desventajas, se pueden mencionar las siguientes.

- Pueden presentarse problemas en los cables de alimentación de la energía al motor,
- la eficiencia es en general menor,
- menor tolerancia al bombeo de arenas,
- el motor es menos accesible para reparaciones,
- no toleran fluctuaciones del voltaje sin protecciones especiales.

Además, el costo de todas las instalaciones es menor en las bombas sumergibles y es de insistir que una de las ventajas más grandes es que acepta que el ademe del pozo tenga desviaciones, lo que representa serias limitaciones para las bombas de turbina vertical.

En las bombas llamadas de turbina vertical el movimiento es transmitido a los impulsores mediante una flecha que va desde el motor, situado en la superficie. La flecha puede ser lubricada con agua o con aceite, en este último caso la flecha cuenta con una funda para distribuir el aceite a lo largo de ella.

En las bombas centrífugas los impulsores están alojados dentro de carcasas, llamadas también tazones. Dichos impulsores están diseñados por los fabricantes para distintas combinaciones de carga hidráulica y caudal, de tal manera que para cada caso especial el diseño consiste en escoger el modelo apropiado, obteniendo la máxima eficiencia de trabajo.

Los impulsores son diseñados por cada fabricante y este proporciona curvas características de cada tipo que construye, Figura No. 8.10. Las curvas características tienen en el eje vertical la carga hidráulica y en el horizontal el caudal, complementadas con los rangos de eficiencia. Estas curvas son obtenidas en laboratorio.

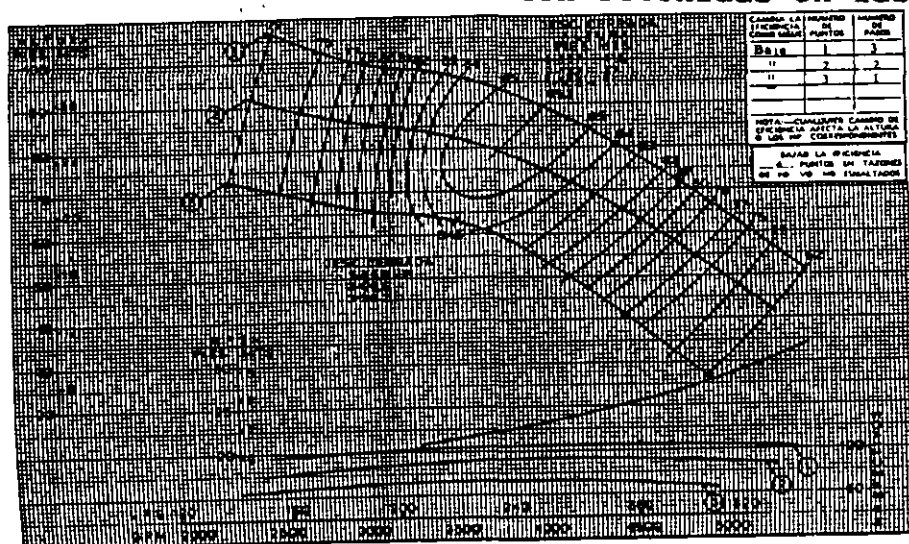


Figura No. 10. Curvas características de impulsores, en bombas centrífugas.

El diseño de la bomba consiste en escoger el tipo de impulsor más adecuado a las condiciones de un pozo en particular, teniendo como datos la carga hidráulica y el caudal de extracción. La carga hidráulica, en unidades de columna de agua, está compuesta por la profundidad del nivel dinámico más la carga de altura cuando la descarga está más arriba del terreno o su equivalente como presión, digamos un tanque elevado, más la adicional debida a las pérdidas de conducción, codos, válvulas. En rigor debe también sumársele la carga por velocidad, pero por ser tan pequeña, para fines prácticos no se considera. El abatimiento provocado por el bombeo incluye, desde luego, las pérdidas tanto en el acuífero como en el pozo.

El equipo más adecuado será aquel que trabaje con mayor eficiencia (Figura No. 8.10). Cuando se tengan fluctuaciones estacionales en el nivel de bombeo el impulsor trabajará a distintas eficiencias, pero siempre se moverá sobre su curva característica; la variación del caudal es en general mayor que la carga, sin embargo, para estos casos se debe escoger aquel impulsor dentro de la zona de mayor eficiencia y que corresponderá a condiciones medias.

El motor será diseñado de acuerdo a la potencia que tiene que vencer y estará compuesta por la potencia para subir el agua, calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P = \frac{\gamma Q H}{\eta_p}$$

Salvador Peña Díaz

en donde:

P = potencia,
γ = peso específico del agua,
Q = caudal de extracción,
H = carga dinámica total,
η_s = eficiencia del sistema motor bomba.

A la potencia así obtenida será necesario aumentarle las pérdidas por fricción en la flecha más las del balero de carga, que generalmente los fabricantes las expresan como HP por unidad de longitud, si el motor está en la superficie, y multiplicarla por la eficiencia del motor. En los casos de bombas sumergibles la pérdida por fricción en la flecha es despreciable.

Finalmente, el motor se escogerá para que trabaje a una potencia ligeramente inferior a su potencia nominal, para evitar calentamientos que reducen considerablemente la vida útil. La eficiencia de los motores eléctricos depende de la carga de trabajo, respecto a la nominal, pero en general es muy estable, del orden del 90%.

5. Eficiencia electromecánica del equipo de bombeo e hidráulica del pozo.

De lo comentado en el inciso anterior, es posible derivar un método para medir la eficiencia electromecánica del sistema motor bomba, basada en la expresión 8.4.1:

$$\eta_s = \frac{\gamma Q H}{P} \quad 5.1$$

en donde:

η_s = eficiencia electromecánica del equipo de bombeo (sistema motor bomba),
γ = peso específico del agua,
Q = caudal de bombeo,
H = carga dinámica total y
P = potencia suministrada al sistema.

la expresión anterior, para las unidades usadas en la práctica, se convierte en:

$$\eta_s = \frac{1.315 Q H}{P} \quad 5.2$$

en donde:

η_s = eficiencia electromecánica del sistema motor-bomba en porcentaje,

Salvador Peña Díaz

Q = caudal bombeado en litros/segundo,
H = carga dinamica total en metros y
P = Potencia entregada al sistema en H.P.

Por otro lado la eficiencia del sistema es igual a:

$$\eta_s = \eta_b \eta_m \quad 5.3$$

en donde:

η_b = eficiencia de la bomba y
 η_m = eficiencia del motor.

de acuerdo con esta ultima expresion y la 8.5.2 la eficiencia de la bomba sera:

$$\eta_b = \frac{\gamma Q H}{P \eta_m} \quad 5.4$$

Finalmente la eficiencia de los impulsores:

$$\eta_i = \frac{\gamma Q (H+H_f)}{(P+P_f) \eta_m} \quad 5.5$$

En donde:

H_f = Perdidas por fricción en la columna.
 P_f = Perdidas por fricción en la flecha y en el balero de carga para equipos verticales.

los demás terminos han sido definidos en párrafos anteriores.

La potencia entregada a la bomba se puede obtener al medir los amperios consumidos por el motor y relacionarlos con los de placa o con el consumo, de acuerdo con las expresiones 8.5.6 o 8.5.7:

$$\frac{A_{placa}}{A_{medidos}} = \frac{HP_{placa}}{HP_{suministrados}} \quad 5.6$$

o también:

$$P = V A fp \quad 5.7$$

en donde:

A_{placa} = Amperios de placa,
 $A_{medidos}$ = Amperios medidos,
 HP_{placa} = HP de placa
 $HP_{suministrados}$ = HP suministrados al motor,
V = Voltaje
A = Amperios
fp = Factor de potencia

El objetivo de medir las eficiencias electromecánicas del equipo de bombeo tiene una aplicación práctica de revisión periódica de los equipos y aun nuevos, recién instalados, como parte de un mantenimiento preventivo o de seguimiento o de una supervisión del proveedor y la instalación del equipo. De antemano se sabe que las eficiencias son del orden de 90% para los motores eléctricos y del orden de 80% para las bombas de turbina vertical y del orden de 70% para las sumergibles, con lo que la eficiencia electromecánica total en equipos nuevos es de alrededor del 72 al 65%.

Respecto al pozo, con anterioridad se definió la eficiencia hidráulica de acuerdo con la expresión 8.3.7, eficiencia que se obtiene a partir de una prueba de bombeo escalonada, requiriéndose para realizarla de un equipo de bombeo que proporcione un caudal variable, lo cual en la práctica resulta difícil, pues en general los equipos instalados cuentan con motores eléctricos que tienen una velocidad de operación constante, siendo poco efectivo el provocar pérdidas hidráulicas adicionales, mediante el cierre de válvulas, ya que el caudal se logra variar en pequeña escala.

De acuerdo a lo anterior, resulta mejor utilizar como indicador de la eficiencia hidráulica del pozo al rendimiento o caudal específico, definido como la relación entre el caudal de producción y el abatimiento provocado en el pozo:

$$Q_s = \frac{Q}{NE-ND} = \frac{Q}{s} \quad 5.8$$

en donde:

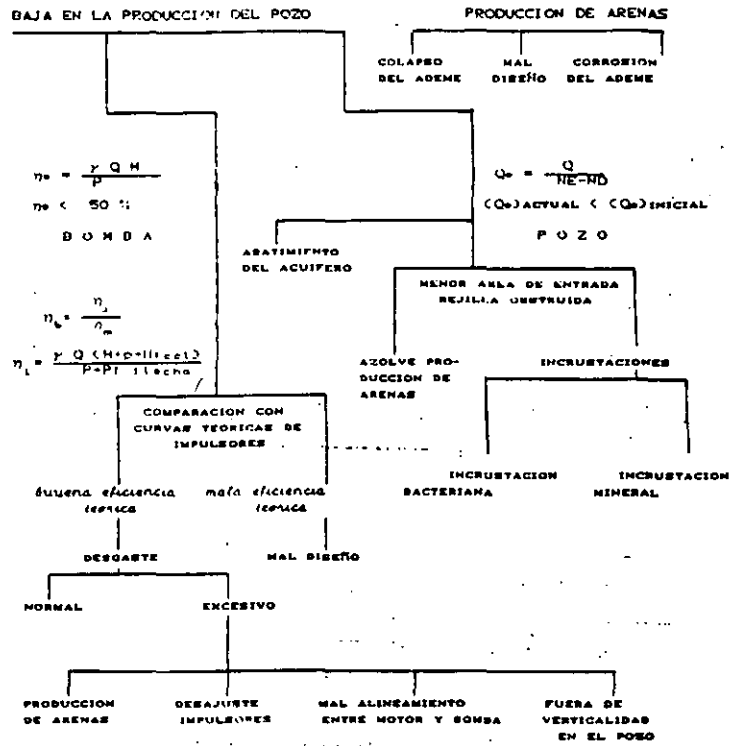
- Q_s = rendimiento específico,
- Q = caudal de producción del pozo,
- NE = nivel estático,
- ND = nivel dinámico o de bombeo y
- s = abatimiento provocado por la extracción del caudal Q .

Es necesario recordar (Bouwer, 1978), que el rendimiento específico del pozo decrece a medida que el tiempo de bombeo aumenta; si las pérdidas hidráulicas en el pozo varían de manera proporcional al caudal elevado a una potencia superior a uno, el rendimiento específico decrece cuando aumenta el caudal de extracción, y decrece, en acuíferos libres, cuando existe sobreexplotación del acuífero, debido a que la transmisibilidad y el coeficiente de almacenamiento decrecen por drenado.

Sin embargo, la capacidad específica del pozo es un buen indicador del rendimiento del mismo. Una baja en el caudal específico indicará una disminución del área en la zona de admisión, debida a una obstrucción de las rejillas por incrustación, o azolve generalmente por producción de arenas; lo que puede inducir también una baja en el coeficiente de almacenamiento o de la transmisibilidad en el acuífero, en aquellos que funcionen como libres, y finalmente cuando exista interferencia con otros pozos.

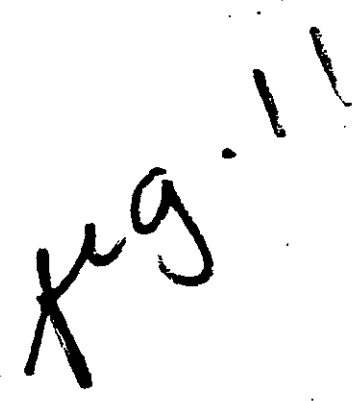
Con base en los conceptos expuestos anteriormente se puede realizar un diagnóstico del funcionamiento del pozo. En la figura No.

DIAGNOSTICO DE UN POZO



11

/



Salvador Peña Díaz

8.11 se muestra un esquema a seguir para detectar el origen de una baja en la producción del pozo con base en las medidas de niveles piezométricos, caudales de extracción y consumos de energía (Peña y Arreguín, 1988).

Figura No. 11. Esquema general para realizar un diagnóstico del estado actual en un pozo.

En primer lugar, se obtiene la eficiencia electromecánica del sistema, de la bomba y de los impulsores (ecuaciones 8.5.2, 8.5.4 y 8.5.5), y seguidamente el rendimiento específico del pozo (ecuación 8.5.6); la eficiencia del motor se toma de las características que proporcionan los fabricantes, generalmente su eficiencia es estable y se puede considerar la misma eficiencia original. Es necesario además contar con todas las características del equipo, longitud de columna, diámetro de la flecha, tipo y marca de los impulsores, etc.

Una baja eficiencia del sistema, menor a un 40% hace necesario una reparación del equipo, y un deterioro de la capacidad específica mayor en un 25% de la original indica un deterioro en el pozo que requiere la rehabilitación del mismo.

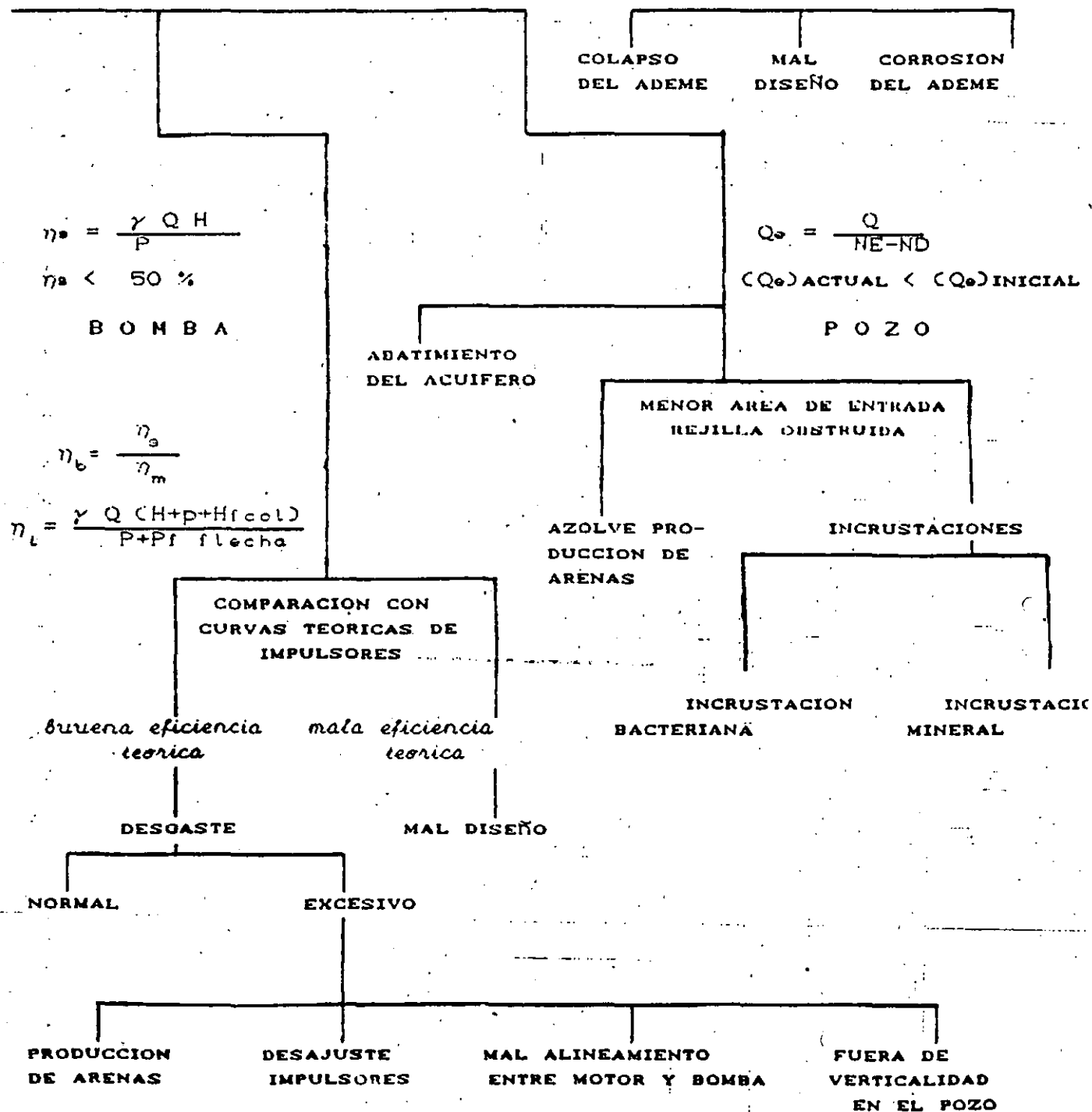
La falla en la bomba lo indicará su eficiencia electromecánica, la que puede deberse a un problema de origen, al no haber seleccionado en forma adecuada el impulsor para las condiciones de operación originales, y un desgaste prematuro lo puede originar la producción de arenas. Lo anterior requiere de datos originales para compararlos con la eficiencia medida, lo mismo sucede con el rendimiento específico, de ahí la importancia de contar con medidas periódicas.

Por otro lado, en el caso del pozo, si el rendimiento específico se ha deteriorado con el tiempo, indica que el área de admisión está obstruida, lo que pueden ser problemas de incrustación o azolve por producción de arenas, aunque este razonamiento supone que la limpieza y desarrollo del pozo en condiciones originales fue bien hecha, lo que no siempre es cierto.

DIAGNOSTICO DE UN POZO

BAJA EN LA PRODUCCION DEL POZO

PRODUCCION DE ARENAS



Lo ideal es realizar un seguimiento de las condiciones de operación del pozo, comparando costos de rehabilitación y reparaciones de los equipos de bombeo, o aun programar reparaciones para evitar fallas súbitas, siempre con costos mayores y suspensión del suministro.

6 Operación y mantenimiento de pozos.

Los programas de operación y mantenimiento tienen como objetivo mantener la producción de agua, mediante la reparación del equipo de bombeo o la rehabilitación del pozo, para mantener y restablecer las condiciones de operación originales o de proyecto.

Dentro de los programas de operación y mantenimiento de pozos y sus equipos, generalmente el mantenimiento se divide en dos partes, el mantenimiento preventivo y su correspondiente correctivo.

Dentro del mantenimiento preventivo se incluyen desde luego las mediciones periódicas de caudales, niveles piezométricos, consumos de energía eléctrica, registro de costos y calidad del agua alumbrada, obtención de eficiencias electromecánicas y rendimientos específicos, y desde luego una bitácora de reparaciones y rehabilitaciones, midiendo la efectividad de las mismas; esta etapa es muy importante ya que de ella se derivan los diagnósticos y los programas correctivos.

Por lo que respecta al equipo de bombeo, en general las reparaciones consistirán en la sustitución de algunas partes del equipo, cambio de impulsores por otros más eficientes diseñados para las condiciones de operación reales o actuales, o el cambio cuando estén desgastados; los problemas más difíciles de resolver serán, desde luego, cuando exista falta de verticalidad en el pozo, teniendo que utilizar equipos sumergibles; otro caso es cuando se tenga producción de arenas, lo que será necesario bajar el caudal de extracción o hasta el encamisado del pozo por otro ademe bien diseñado con el filtro de gravas correspondiente, aunque esta solución disminuye el rendimiento específico del pozo en forma sustancial.

El problema más común en los pozos es la disminución del área de admisión en la zona de captación, por acumulación de incrustaciones en la rejilla o el azolve en el fondo del mismo, otros problemas como el colapso del ademe por asentamiento del terreno o fallas principalmente en la resistencia del mismo ademe, son en general de difícil solución.

Las incrustaciones de las rejillas pueden ser minerales u orgánicas. Las primeras son depositaciones de compuestos químicos generalmente óxidos carbonatados o de magnesio, o hidróxidos de hierro o manganeso. Los tratamientos más comunes son con ácido clorhídrico (HCl), comercialmente llamado muriático, los tratamientos con dosis de 1.25 a 1.50 del volumen de agua en la rejilla, son suficientes, con la concentración comercial del 18 al 31%. El

Salvador Peña Díaz

ácido sulfámico ($\text{H}_2\text{NO}_2\text{S}$), también se usa en proporciones del 10 al 30%; y el hidroacético o glucólico ($\text{C}_2\text{H}_3\text{O}_3$), en concentraciones del 70% de pureza y contenidos de aplicación del 10 al 7%, este último ácido tiene la ventaja de atacar también a la bacteria del hierro, por sus propiedades desinfectantes.

Los ácidos sulfámico e hidroacético son menos agresivos que el clorhídrico por cuanto a un posible deterioro del ademe, además de que su manejo y aplicación es más fácil y segura. Para el ataque a la bacteria del hierro es necesario aplicar desinfectantes como cloro, ya sea en forma de gas o algún compuesto en proporciones de 1000 a 2000 mg/l de cloro libre, otro compuesto muy usado, por su facilidad de manejo y aplicación es el permanganato de potasio en proporciones de 1000 a 2000 mg/l. El uso de explosivos y ultrasonido no es efectivo en el tratamiento de la bacteria del hierro.

Otro método para atacar la bacteria del hierro, es la pasteurización mediante temperaturas superiores a 80°C , generalmente mediante la inyección de agua caliente.

En todos los casos es necesario complementar la aplicación de sustancias químicas con acciones mecánicas, como pueden ser agitación, sifoneo, inyección de agua, etc.

Es conveniente aclarar que las reacciones químicas que hacen posible la formación de incrustaciones, tanto minerales como plásticas tienen como agente una disminución de presión y la liberación de bióxido de carbono (CO_2) en la vecindad del pozo. Una solución para atenuar estos efectos será disminuir la velocidad de entrada a la rejilla y como consecuencia disminuir el gradiente hidráulico en la zona del filtro de gravas y la entrada al pozo. En acuíferos muy permeables las incrustaciones son menos frecuentes.

En el caso de aguas corrosivas es necesario instalar ademes resistentes a este fenómeno, la recomendación de bajar velocidades de entrada a la rejilla, es también válida para este caso.

La potencialidad de las aguas a ser incrustantes o corrosivas, debe tomarse en cuenta al realizar el diseño, tal como se mencionó en el inciso 8.3.4.1.

México, D.F. octubre de 1992

BIBLIOGRAFIA

- Alger, R.P. 1957. Interpretation of electrical logs in fresh water wells in unconsolidated formations. Schlumberger well surveying Co. USA.
- American Public Health Association. 1976. Standard Methods for the examination of water and wastewater. U.S.A.
- Banks, Robert B. 1968. Curso de geohidrología, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM. México.
- Baron, D.M., 1982, A well system can be designed to minimize the incrusting tendency, Johnson Drillers Jour. jan-apr, 1982.
- Bouwer, Herman. 1978. Groundwater hydrology. McGraw Hill. USA.
- Campos A. 1984. Procesos del ciclo hidrológico. Universidad de S.L.P. México.
- Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, 1987, Editorial PAC, México.
- Davis, Stanley N. and DeWiest Roger J.M. 1966. Hydrogeology, John Wiley & Sons, Inc. USA. (1971. Hidrogeología. Ediciones Ariel. España.)
- Doll, H.G., 1948, The SP log: theoretical analysis and principles of interpretation, American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, USA.
- Cantos,
- Custodio, E. y Llamas, M.R. 1976. Hidrología subterránea, Ediciones Omega, S. A. España.
- DeWiest, Roger J.M. 1967. Geohydrology, Wiley. USA.
- Dobrin, Milton B. 1960. Geophysical Prospecting. McGraw Hill, Japon.
- Driscoll, Fletcher G. 1986. Groundwater and wells. Johnson Division. USA.
- Figuerola, Vega. 1968. El estudio del agua subterránea, CHCVM, SRH. México.
- Freeze, R.A. y Cherry, J.A. 1986. Groundwater. Printice Hall. U.S.A.
- Friedman, G. and Sanders, J., 1978. Principles of Sedimentology. Wiley, U.S.A.
- Gilluly, J., Waters, A.C., Woodford, A.O. 1968. Principles of Geology. Freeman and Company. USA.
- Guyod, Hubert. 1966. Interpretation of electrical and gamma ray logs in water wells. The well log analysis. USA.
- Hantush, Mahdi S. 1964. Hydraulics of wells, Advances in hydro-science. Academic Press. USA.
- Harlan, et all. 1989. Water Well Design and Construction. Elsevier. U.S.A.
- Langhaar, H.L. 1951, Dimensional analysis and theory of models, John Wiley and Sons, USA.
- Lanz Cardenas, J.T. 1982, Legislación de aguas en México, Consejo editorial del Estado de Tabasco, México.
- Lanz Cardenas, J.T., 1984 Conferencia sobre aspectos fundamentales de la Ley Federal de Aguas, Auditorio de SARH, 27 de noviembre, México.
- Legislación federal en materia de aguas, 1987, SARH. México.
- Lenox, H.D., 1966. Analysis and application of step drawdown test.

- Journal of hydraulics Division. USA.
- Leet, Don y Judson, Shldon. 1979. Fundamentos de geología física Limusa, México.
- Marsily, Ghislain. 1986. Quantitative Hydrogeology, Groundwater, Hidrology for Engineers. Academic Press USA.
- Muskat, M. 1937. Flow of homogeneous fluids through porous media. McGraw Hill. USA.
- Papadopoulos t Cooper. 1967. Drawdown distribution around a large diameter well. Proceeding National Symposium a Ground Water Hydrology, A.W.R.A. San Francisco, USA.
- Palacios, V.E. 1989. Introducción a la teoría de la operación de distritos y sistemas de riego. Colegio de Postgraduados, Montecillos. México.
- Payne, Bryan R. 1972. Isotope hydrology, Advances in hydroscience, Ed. Ven Te Chow. Academic Press. USA.
- Peña, D. S. 1974. Recomendaciones para preparar un pozo antes de correr el registro eléctrico, III congreso nacional de hidráulica. Veracruz, México.
- Peña, D.S. 1984. La hidráulica en el desarrollo urbano industrial, la problemática actual y perspectivas, VIII congreso nacional de hidráulica. Toluca, México.
- Peña, D.S. 1986. Aspectos legales y financieros, IX congreso nacional de hidráulica. Queretaro, México.
- Peña, D., Arreguin M. 1989. Eficiencias electromecánicas de los equipos de bombeo y de las condiciones hidráulicas de los pozos. Ingeniería Hidráulica en México, México.
- Pettijohn, F.J. 1975. Sedimentary rocks. Harper, USA.
- Pricket and Lonquist. Selected digital computer techniques for groundwater. Estate water survey division. Illinois, USA.
- Protter, M.H. y Morrey, C.B. 1964. Modern mathematical analysis. Addison Wesley. USA.
- Raudkivi, Arved J. 1979. Hydrology. Pergamon Press. GB.
- Rorabaugh, M.I., 1953. Graphic and theoretical analysis of step drawdown of artesian wells. ASCE, Proc. Hydraulics, V.79 No.362, USA
- SARH, 1982. Estudio geohidrológico del Valle de León, Gto. realizado por Ariel Consultores, S.A., México.
- Strack, Otto. 1989. Groundwater Mechanics. Prentice Hall, USA.
- Sokolov, A. et all. 1981. Métodos para el cálculo de balances hidráulicos. UNESCO, México.
- Schoeller, H. 1962. Les eaux souterraines. Nasson Ed. Francia.
- Tinajero, G. 1982. Aspectos fundamentales en el estudio del agua subterránea. C.P.N.H. SARH. México.
- Todd, D.K. 1960. Ground Water Hydrology. Wiley. USA.
- Vasilev, et all. 1981. Geología general e histórica. Mir, Moscu.
- Viessman, W. et all. 1977. Introduction to hydrology. Harper & Row. USA.
- Vignaud, Raymond. 1970. Elementos de geofísica aplicada a la hidrología subterránea. Instituto de investigaciones geohidrológicas. México.
- Walton, William C. 1970. Groundwater resource evaluation, McGraw Hill. USA.

