



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TM
Z6834
.C5
FIC
1985
R5

UJA

UTÓNOMA DE

GENERAL DE BIE

TM
Z6834
.C5
FIC
1985
R5



UANL

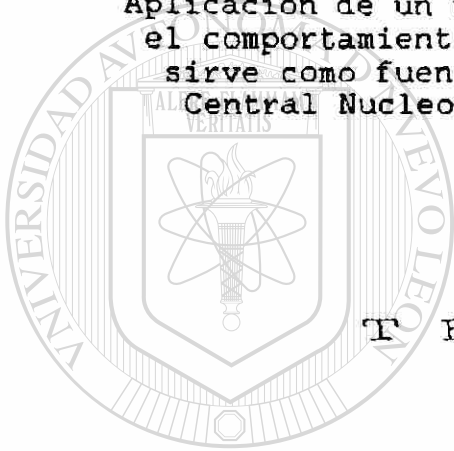
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

Aplicación de un modelo numérico para simular
el comportamiento hidráulico del acuífero que
sirve como fuente de abastecimiento a la
Central Nucleoeléctrica Laguna Verde



T E S I S

UANL

Que para obtener el grado de MAESTRO EN CIENCIAS
en Hidrología Subterránea presenta

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ALFONSO

RIVERA

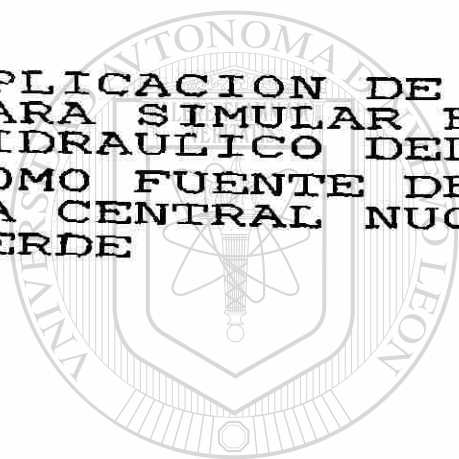
BUSTOS

Aprobado por:

Prof. Victor M. Aguilera R.

Monterrey, N.L. Noviembre 1985

APLICACION DE UN MODELO NUMERICO
PARA SIMULAR EL COMPORTAMIENTO
HIDRAULICO DEL ACUIFERO QUE SIRVE
COMO FUENTE DE ABASTECIMIENTO A
LA CENTRAL NUCLEOELECTRICA LAGUNA
VERDE



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

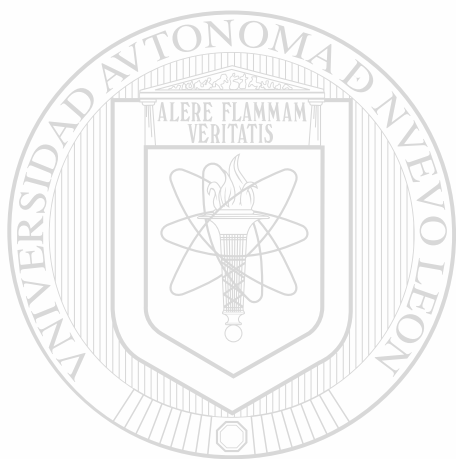


DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ALFONSO RIVERA BUSTOS



TM
Z 6834
.C5
FIC
1985
R5

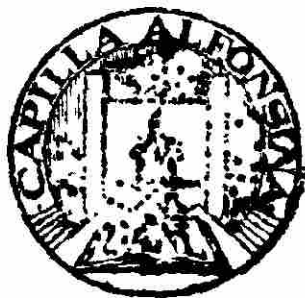


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

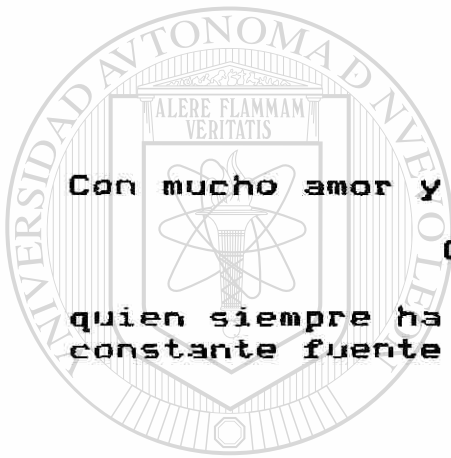


137809

Con mucho cariño y respeto a mis padres

ALFONSO Y MARGARITA

por su ejemplo de tenacidad en el trabajo



Con mucho amor y agradecimiento a mi esposa

CHRIS

quien siempre ha confiado en mí y es una constante fuente de motivación

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



Y con mucho amor y esperanza a mi querido hijo

ABRAHAM

motivo principal de mis desvelos. En espera de que su mundo haga compatibles la disciplina, la concentración y la paciencia, en el desarrollo del maravilloso arte de la ciencia

AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas a las que deseo agradecer que de alguna manera hayan contribuido para que yo pudiera elaborar y terminar este trabajo a lo largo de todas sus etapas. Extiendo mi gratitud al Prof. Victor M. Aguilera quien revisó la tesis y colaboró en mucho con sus comentarios a darle fundamento científico y estilo; agradezco a mis profesores de maestría Dr. Leopoldo Rodarte e Ing. Rubén Chavez Guillén quienes despertaron en mí una inmensa curiosidad por la maravillosa ciencia de la Geohidrología. Estoy también muy agradecido con el Ing David Fernández Camargo quien como director de los estudios de postgrado durante mi estancia en la UANL, me apoyó en todo momento. No menos valiosa para mí ha sido la ayuda proporcionada por el actual director de los estudios de postgrado Ing. Anastacio Vázquez.

Agradezco a la Comisión Federal de Electricidad por haber proporcionado parte de los datos que se analizan en esta tesis; y al Banco de México por haberme otorgado la beca con la que pude realizar mis estudios de maestría.

Mi principal compromiso moral lo tengo con el Instituto de Investigaciones Eléctricas por haberme permitido utilizar sus instalaciones, su sistema de cómputo, el tiempo de CPU que fué necesario para las simulaciones y otras facilidades de tipo administrativo. En lo particular agradezco al Dr. Pablo Mulás por haberme permitido el uso de esas instalaciones y por su interés mostrado por el desarrollo de este trabajo.

A mis colegas del Instituto, en particular a los Doctores Francisco Vidal y Victor Vidal, les estoy profundamente agradecido por su apoyo desinteresado y ambiente propicio que me brindaron al darme la oportunidad de utilizar parte de mi tiempo de trabajo de apoyo a su propia causa, para poder terminar esta tesis.

De igual forma quiero agradecer a los Ingenieros Lorenzo Zambrano y Ramiro Anaya así como al Físico José María Perez por sus consejos y ayuda proporcionada en aspectos de programación y cómputo.

Finalmente pero muy especialmente, agradezco a mi esposa Marie-Christine por su paciencia, comprensión, apoyo moral y aliento que siempre me brindó y que eran tan necesarios para mí, sobretodo en las etapas más estrenuantes de este trabajo, sin los cuales simplemente no hubiera podido seguir adelante.

RESUMEN

La modelación del agua subterránea - tanto por métodos numéricos como analíticos - es una herramienta que ayuda a analizar muchos y muy variados problemas del agua subterránea y que en muchos de los casos, es útil en la toma de decisiones para la planeación del manejo racional de este recurso tan valioso.

En este trabajo se evalúa un acuífero en condiciones freáticas adyacente al sitio de la construcción de la Central Nuclearéctrica Laguna Verde en las costas del estado de Veracruz, partiendo del análisis de datos disponibles y de la obtención en el campo de parámetros geohidrológicos ya sea por medición directa o por métodos analíticos; asimismo, a partir del cálculo e interpretación de los resultados se forma un modelo conceptual del funcionamiento hidráulico del sistema acuífero y se implementa un modelo de flujo subsuperficial con solución numérica por diferencias finitas utilizando para ello una computadora digital.

Se hace énfasis en el desarrollo de un modelo conceptual previo a la implementación de cualquier modelo matemático a fin de tener un entendimiento, lo más detallado posible, del sistema acuífero en sus respuestas a tensiones tanto naturales como inducidas (v.gr. recarga y descarga natural y abatimiento de los niveles piezométricos como consecuencia del bombeo).

Se da peso a la investigación de campo tendiente a definir el sistema físico que describe al tipo de acuífero. Se plantea la necesidad de planear racionalmente el uso del recurso, de simular la recarga del acuífero a través de un río influente, y de predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios arreglos de extracción.

Este trabajo incluye la descripción de un modelo de agua subterránea; para ello, se realizó una investigación literaria exhaustiva, revisando algunos modelos existentes, analizando su uso y las limitaciones y fuentes de error en la modelación.

El modelo numérico aplicado es calibrado primeramente, mediante la comparación con una solución analítica para condiciones infinitas en acuífero sin fronteras.

El modelo identifica la recarga natural del acuífero por un río influente, misma que sirve para validar el modelo en un intervalo de tiempo con datos conocidos. Finalmente el modelo simula los abatimientos provocados por el bombeo para diferentes tasas de extracción.

La finalidad de este tipo de trabajo, a juicio del autor, es la de presentar el modelo en un formato tal que sirva como argumento importante en quienes deban tomar decisiones para la planificación del acuífero como recurso de agua de abastecimiento.

C O N T E N I D O

	<u>Página</u>
Resumen	v
Prefacio	xiv
1.0 INTRODUCCION	1
1.1 Objetivos y enfoque del estudio	
1.2 Organización de este trabajo	
2.0 REVISION DE TRABAJOS PREVIOS.....	8
3.0 DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO.....	13
3.1 Geología regional	
3.1.1 Geología local	
3.2 Hidrología superficial	
3.3 Hidrología subterránea	
4.0 INVESTIGACION PARA DEFINIR EL SISTEMA FISICO QUE DESCRIBE EL TIPO DE ACUIFERO	49
4.1 Perforación de barrenos exploratorios e instalación de piezómetros	
4.2 Pruebas de permeabilidad "Lefranc"	
4.3 Perforación de pozos de extracción y equipamiento de moto-bomba	
4.4 Programa de medición de niveles piezometricos	
5.0 MODELO NUMERICO DE PREDICCION	92
5.1 Objetivos	
5.1.1 Comparar soluciones analíticas con soluciones numéricas	
5.1.2 Simular la recarga del acuífero a través del río	
5.1.3 Predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios gastos de extracción	
6.0 DESCRIPCION DE MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA.....	98
6.1 Tipos de modelos	
6.2 Revisión de algunos modelos existentes	
6.3 Usos de los modelos	
6.4 Limitaciones y fuentes de error en la modelación	
7.0 DESCRIPCION DEL MODELO SELECCIONADO.....	134

8.0	ESTIMACION DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA AL MODELO.....	155
8.1	Diseño de la malla de diferencias finitas	
8.2	Estimación de los coeficientes de Transmisibilidad (T) y almacenamiento (S)	
8.2.1	Metodo gráfico de Theis	
8.2.2	Metodo gráfico modificado de Jacob	
8.2.3	Programa CALTS de calculadora manual TI-59	
8.2.4	Metodo analítico para la determinación del coeficiente de almacenamiento	
8.3	Estimación del factor de almacenaje adecuado al modelo	
8.4	Estimación de las cargas hidráulicas	
8.5	Calculo de la recarga del acuífero	
8.5.1	Recarga inducida por el río	
8.6	Gastos de extracción en bombeo variable	
9.0	CORRIDAS DE SIMULACION DEL MODELO	209
9.1	Condiciones infinitas-acuífero sin fronteras	
9.1.1	Comparación de solución numérica con solución analítica	
9.2	Simulación de la recarga inducida por el río	
9.2.1	Validación del modelo, comparando la recarga real medida, con la simulada	
9.3	Simulación del decaimiento de la carga hidráulica con bombeo variable-acuífero con fronteras	
<hr/>		
10.0	CONCLUSIONES	240
	Referencias	244
	Anexos	

LISTA DE TABLAS

<u>TABLA</u>		<u>PAGINA</u>
4.1	Características del equipo de bombeo.....	78
6.1	Características de algunos modelos de agua subterránea	111
6.2	Resumen de reportes de modelos recopilados.....	113
6.3	Perspectiva de los modelos investigados.....	115
6.4	Requerimientos de datos que deben ser considerados para un modelo predictivo	122
7.1	Programa básico de simulación de acuífero.....	147
8.1	Transmisibilidades obtenidas por varios métodos.....	176
8.2	Programa <<CALTS>> de calculadora manual TI-59 para el cálculo de los coeficientes de Transmisibilidad (T) y Almacenamiento (S)	183
9.1	Parámetros de entrada (INPUT) al modelo para corridas de validación	211
9.2	Comparación de valores numéricos y analíticos para tiempo-abatimiento, a una distancia de 100 mts	218
9.3	Comparación de valores numéricos y analíticos para tiempo-abatimiento, a una distancia de 500 mts	219
9.4	Comparación de valores numéricos y analíticos para distancia-abatimiento, para un tiempo de 1 día	220
9.5	Comparación de valores numéricos y analíticos para distancia-abatimiento, para un tiempo de 5 días	221
9.6	Comparación de valores numéricos y analíticos para distancia-abatimiento, para un tiempo de 10 días	222
9.7	Comparación de parámetros hidrológicos	224

LISTA DE FIGURAS

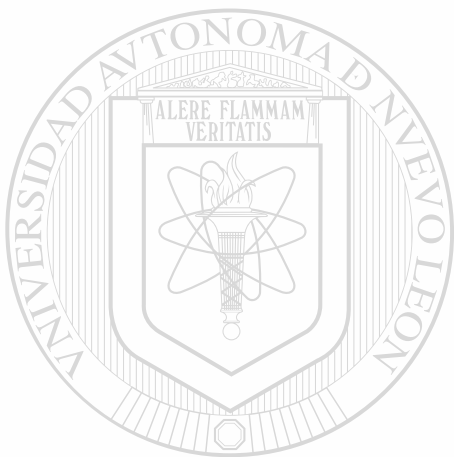
<u>FIGURA</u>		<u>PAGINA</u>
3.1	Localización geográfica del Sitio de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde	14
3.2	Provincias Fisiográficas	16
3.3	Geología y secciones del área Laguna Verde	22
3.4	Cuencas hidrológicas	27
3.5	Hidrograma del Río Barranca Hernández	32
3.6	Hidrograma del Río El Viejón	32
3.7-1	Hietogramas	35
3.7-2	Hietogramas	36
3.7-3	Hietogramas	37
3.7-4	Hietogramas	38
<hr/>		
3.8	Hidrogeología Local	42
3.9	Hidrografos de algunos piezómetros seleccionados	45
3.10	Modelo geométrico geohidrológico del acuífero "El Viejón"	48
4.1-1	Corte litológico B-16	52
4.1-2	Corte litológico B-17	53
4.1-3	Corte litológico B-18	54
4.1-4	Corte litológico B-I	55
4.1-5	Corte litológico B-II	56
4.1-6	Corte litológico B-III	57

4.1-7	Corte litológico B-IV	58
4.1-8	Corte litológico B-V	59
4.1-9	Corte litológico B-VI	60
4.2-1	Corte litológico B-VII	62
4.2-2	Corte litológico B-VIII	63
4.2-3	Corte litológico B-IX	64
4.2-4	Corte litológico B-X	65
4.2-5	Corte litológico B-XI	66
4.2-6	Piezómetros	67
4.3	Sección litológica	68
4.4	Sección Litológica	69
4.5	Dispositivo para pruebas "Lefranc"	70
4.6	Croquis de terminación del Pozo A	72
4.7	Croquis de terminación del Pozo B	73
4.8	Croquis de terminación del Pozo C	74
4.9	Croquis de terminación del Pozo D	76
<hr/>		
4.10	Croquis de terminación del Pozo E	77
4.11	Superficie Equipotencial-Junio de 1981	81
4.12	Hidrógrafos de Piezómetros B16, B17 y B18	84
4.13	Hidrógrafos de Piezómetros BI, BII y B5	85
4.14	Hidrógrafos de Piezómetros BIII y BIX	86
4.15	Hidrógrafos de Piezómetros BVII, BVIII y BX	87
4.16	Superficie Equipotencial-Junio de 1983	90
6.1	Diagrama lógico para desarrollar un modelo matemático	100
6.2	Tipos de modelos de agua subterránea y sus aplicaciones más comunes	104

6.3	Distribución de los modelos de predicción	117
6.4	Diagrama que muestra el uso del modelo	119
6.5	Ejemplos de mallas de diferencias finitas y del elemento finito	120
7.1	Elementos de una malla de diferencias finitas.....	146
7.2	Volúmenes vectoriales para los términos de tasas de flujo de nodo-a-nodo	143
7.3	Volúmenes vectoriales para los términos de tasas de flujo Q_5 , Q_6 y Q_n	144
7.4	Diagrama de flujo para el programa básico de simulación de acuífero	152
7.5	Sección generalizada del acuífero para los parámetros del programa básico de simulación	153
8.1	Malla de diferencias finitas con nodos centrados en la red y con espaciamiento variable para modelar el acuífero El Viejón	158
8.2	Curva tipo de Theis	165
8.3	Curva de campo log-log (Theis)	167
8.4	Curva de campo log-log (Theis)	168
8.5	Curva de campo log-log (Theis)	169
8.6	Curva de campo log-log (Theis)	170
8.7	Curva de campo semi-log (Jacob)	173
8.8	Curva de campo semi-log (Jacob)	174
8.9	Curva de campo semi-log (Jacob)	175
8.10	Curva ejemplificativa típica de un acuífero libre con rendimiento retardado	178
8.11	Distribución de las Transmisibilidades usadas en el modelo	187
8.12	Perfil de carga piezométrica (sección litológica)	190
8.13	Perfil de carga piezométrica (sección	

	litológica)	191
8.14	Perfil de carga piezométrica (sección litológica)	192
8.15	Distribución de los Factores de Almacenaje usados en el modelo	195
8.16	Respuesta de los niveles estáticos al escurrimiento del río y a la infiltración directa causada por la precipitación pluvial	197
8.17	Cargas hidráulicas (h) como condiciones iniciales para simular la recarga inducida por el río	199
8.18	Parámetros del programa básico de simulación con infiltración inducida y curva de tasa-infiltración	201
8.19	Ejemplo de los vectores volumétricos del lecho del río	204
8.20	Arreglo de tasas de bombeo variable	207
9.1	Curva tiempo-abatimiento. Analítica vs numérica para $r=100$ m	213
9.2	Curva tiempo-abatimiento. Analítica vs numérica para $r=500$ m	214
9.3	Curva distancia-abatimiento. Analítica vs numérica para $t=1$ día	215
9.4	Curva distancia-abatimiento. Analítica vs numérica para $t=5$ días	216
9.5	Curva distancia abatimiento. Analítica vs numérica para $t=10$ días	217
9.6	Discretización del río "El Viejón"	227
9.7	Comparación de las cargas piezométricas del acuífero El Viejón recargado por el río, medidas y simuladas por el modelo para el periodo Junio 15 - Julio 15 de 1981	228
9.8	Abatimiento de la superficie freática del acuífero "El Viejón" generada por el modelo, después de 1 día de bombeo (a) y de 5 días de bombeo (b) de los pozos A, B y C	233
9.9	Abatimiento de la superficie freática del acuífero	

	"El Viejón" generada por el modelo, despues de 10 días de bombeo (a) y de 30 días de bombeo (b) de los pozos A, B y C	234
9.10	Abatimiento de la superficie freática del acuífero "El Viejón" generada por el modelo, despues de 25 días de bombeo de los pozos B, D y E (a); y de los pozos A, B, C, D y E (b)	236
9.11	Abatimiento de la superficie freática del acuífero "El Viejón" generada por el modelo despues, de 30 días de bombeo ininterrumpido de los pozos A, B, C, D y E	238



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

PREFACIO

La modelación del agua subterránea es un área de investigación actual. Como tal, sus nuevas técnicas y aplicaciones están en constante evolución. Adicionalmente a la influencia causada por la necesidad continua de solucionar problemas, los recientes desarrollos están también influenciados por la evolución del estado del modelo y de las capacidades de la computadora.

Un estímulo importante para el desarrollo de los modelos numéricos iniciales usados para problemas de agua subterránea era la disponibilidad de computadoras eficientes. Desde entonces, la tecnología de las computadoras ha continuado mejorando rápidamente. Esto es quizá más evidente en las calculadoras manuales programables de hoy día. Dos desarrollos importantes que están influenciando las técnicas de modelación e investigación son la disponibilidad de mini-computadoras eficientes y económicas, y los procesadores de vectores. Adicionalmente a ello, existen también una gran variedad de los llamados "periféricos" como impresoras de color, graficadores tridimensionales, etc.

La modelación del agua subterránea llega en ocasiones a adquirir un carácter "místico" ya que de por sí, aquella es difícil de comprender, pues está fuera de nuestra vista y en ocasiones de nuestro alcance. Al obtener una serie de números en la salida de la computadora y graficarlos a colores en tres dimensiones con lo más avanzado de los dispositivos actuales, es fácil perder, por la emoción, el objetivo original y las hipótesis en que se basó el modelo.

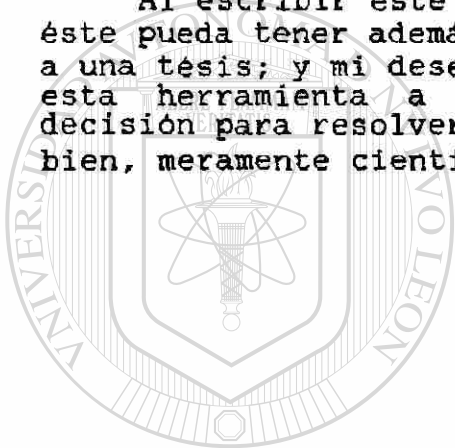
Por otro lado, los códigos de computadoras y las técnicas de soluciones numéricas de los modelos son generalmente solo del dominio del experto en análisis numérico y programación computarizada. Un hidrólogo bien entrenado y quien finalmente usará el modelo para el estudio de un acuífero, no necesariamente requiere ser un experto en ciencias computacionales para utilizar los modelos en forma efectiva y práctica.

Es importante entender que los modelos son una herramienta que ayuda a comprender y a analizar un sistema acuífero y a solucionar algún problema específico; y que los modelos tienen limitaciones y algunas fuentes de error.

Este trabajo es un intento por presentar de una manera sistemática el análisis del comportamiento hidráulico de un acuífero partiendo de la recopilación de datos de campo como parte prioritaria; de la formación de un modelo conceptual del comportamiento del acuífero; y, una vez revisados los modelos analíticos y numéricos existentes, de aplicar uno de ellos como herramienta, a la solución de problemas específicos.

Hago énfasis en que en general el uso del modelo debe estar combinado con un juicio científico educado, basado en observaciones de campo. Considero que este tipo de herramienta debe estar precedida de suficiente conceptualización geohidrológica, tal que ayude a asegurar que el usuario del modelo esté conciente de sus limitaciones así como de las complejidades geológicas de la formación bajo estudio a fin de evitar errores de "cajas negras" adonde aún y cuando funcionen, nos arrojen información que esté muy alejada de la realidad.

Al escribir este trabajo he tenido en mente la utilidad que éste pueda tener además de satisfacer los requisistos inherentes a una tesis; y mi deseo es dejar implementada y bien documentada esta herramienta a fin de que pueda ayudar en alguna toma de decisión para resolver un problema, sea este de ingeniería o bien, meramente científico.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

1.0 INTRODUCCION

La Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV) consta de dos unidades independientes de 675 Megawatts eléctricos cada una, destinados a alimentar al sistema interconectado a una frecuencia de 60 ciclos por segundo.

Cada unidad está formada por los edificios del Reactor, del Turbogenerador, de Desechos Radiactivos (un solo edificio para las dos unidades), de Generadores Diesel de emergencia y de Control Principal.

Existe además un sistema de agua de enfriamiento por cada unidad que succiona agua de Golfo de México a la temperatura ambiente a razón de 30 metros cúbicos por segundo (c/u), la hace circular por el condensador de la turbina y la descarga nuevamente al mar por medio de un canal abierto de 1700 metros

de longitud a una temperatura ligeramente mayor.

Para ello se emplean las bombas que se instalan en una estructura de hormigón y acero estructural construida sobre la orilla del mar y los canales de alimentación y descarga que se construyen abriendo el basalto del promontorio a una profundidad de 6 a 8 metros.

Los reactores usados son del tipo de agua hirviente (BWR) que emplea agua ligera como moderador y enfriador y dióxido de uranio ligeramente enriquecido con uranio 235 (del 2 al 3 %), como combustible.

El sistema Cerrado de Enfriamiento Nuclear (NCCWS) de la Central, requerirá en su operación, del abastecimiento de agua dulce y que junto con otros sistemas (v.gr. Sistema de protección contra incendio) tendrá una demanda de 40 l.p.s. durante los 40 años de vida media estimada de la Central.

El Sistema de Circulación (CWS) para los condensadores se proveerá de agua de mar, mientras que el Sistema NCCWS y otros menores, utilizarán al acuífero costero "El Viejón", adyacente al sitio de la Central, como su fuente de abastecimiento mediante pozos de bombeo profundos.

1.1 OBJETIVOS Y ENFOQUE DEL ESTUDIO

El enfoque del presente estudio es presentar de una manera

sistemática los procesos que a juicio del autor, se deben seguir para analizar el comportamiento hidráulico de un acuífero partiendo de la colección de datos de campo, su compilación e interpretación. El desarrollo de un modelo conceptual del acuífero en cuestión es de primordial importancia, para lo cual con la ayuda de algunos modelos analíticos se obtienen soluciones a ecuaciones simplificativas y se identifican los parámetros del acuífero.

El autor considera que antes de utilizar cualquier modelo numérico, se debe hacer énfasis en el desarrollo de un modelo conceptual a fin de tener un entendimiento lo más detallado posible del comportamiento hidráulico del acuífero como respuesta a esfuerzos tanto naturales como inducidos (v.gr. recarga y descarga natural, y abatimiento de los niveles piezométricos como consecuencia del bombeo).

El análisis conceptual del acuífero involucra la observación al detalle de la climatología de la zona, de la hidrología superficial, de la fluctuación piezométrica del acuífero y de las tasas de bombeo para la extracción del gasto de demanda. Estos datos deberán ser analizados en función del tiempo y del espacio.

Adicionalmente, se deberán analizar en forma conjunta las observaciones producto de los trabajos de prospección de campo como la geología, regional y local, de la zona, sondeos de geofísica, etc.

Debido a que el autor ha participado en algunos trabajos para la identificación del acuífero "El Viejón" que abastece a la CNLV, se ha seleccionado a éste para el desarrollo de la presente tesis. Por otro lado la información que la CFE ha recabado para el estudio del acuífero en cuestión es bastante extensa y muy detallada; todo lo cual es de gran apoyo en el proceso del desarrollo del uso de un modelo numérico que simule el comportamiento del acuífero bajo diversos esfuerzos y a diferentes tiempos.

De esta manera, el presente trabajo tiene como finalidad analizar la importancia de la recarga del acuífero por el río "El Viejón" dado los planes de la construcción de una presa aguas arriba de la cuenca; de predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios gastos de extracción dada la cercanía de la línea de costa y la posible intrusión salina; y de planificar en forma racional el uso del acuífero como el único recurso con que cuenta la CNLV para su abastecimiento de agua durante su operación, y posible expansión.

Para ello, el autor utiliza como herramienta, un modelo numérico de diferencias finitas para que mediante el uso de la computación digital se obtengan simulaciones que sean congruentes con el comportamiento observado (real) del acuífero.

El autor hace énfasis en la utilización de los modelos numéricos como herramientas para el análisis de los sistemas hidrogeológicos sin olvidar o desviar en ningún momento la parte más importante de cualquier análisis que es la conceptualización y entendimiento del medio estudiado.

Por otro lado, el aspecto relacionado con la identificación de parámetros que sirven como entrada al modelo es también objeto de un estudio exhaustivo, con el propósito de resaltar la etapa de campo en la obtención de datos como el proceso más importante en un estudio de modelación.

En una mayor extensión, este trabajo tiene la intención de presentar al modelo en un formato tal que sirva como argumento importante en quienes deben tomar decisiones para la planificación del acuífero como recurso de agua de abastecimiento.

1.2 ORGANIZACION DE ESTE TRABAJO

Este estudio como ya se mencionó, formula primeramente un modelo conceptual para entender como opera el sistema físico de la formación acuífera "El Viejón" basado en la determinación de las relaciones causa-efecto; para ello se hace una revisión de los trabajos previos realizados (citando las fuentes), en el capítulo 2; y que sirven como antecedentes al actual.

El capítulo 3 presenta una descripción general de la Geología regional y local; y detallada, de la Hidrología superficial y subterránea de la zona de estudio.

El capítulo 4 presenta la investigación (principalmente de campo) que se siguió para definir el sistema físico que describe el tipo de acuífero. Mientras que el capítulo 5 indica la necesidad de un modelo numérico como herramienta para simular al acuífero, presentando para ello los objetivos concretos que habrá de satisfacer ese modelo.

Antes de seleccionar algún modelo numérico existente y que pueda ser implementado y aplicado al acuífero en estudio, se hace una descripción general de modelos de agua subterránea en el capítulo 6; revisando detalladamente algunos de los modelos existentes.

El capítulo 7 describe al modelo seleccionado presentando con cierto detalle su documentación. Ahí mismo, se describe la implementación del modelo con el sistema de cómputo utilizado.

Por otro lado la estimación de los parámetros de entrada que requiere el modelo, se presenta detalladamente en el capítulo 8. El diseño de la malla de diferencias finitas, la estimación de cargas hidráulicas y los coeficientes de Transmisibilidad y Almacenamiento se discuten con amplitud incluyendo la estimación con algunos modelos analíticos (v.gr. Theis, Jacob modificado, etc.). Ahí mismo se presenta el método

de Jacob, en forma de regresión por mínimos cuadrados, codificado por el autor mediante el uso de una calculadora manual TI-59, así como con un método analítico desarrollado recientemente para la obtención de los coeficientes de almacenamiento mediante la observación de la variación de niveles estáticos. También en este capítulo se presenta la estimación del factor de almacenaje como lo requiere el modelo seleccionado, el cálculo de la recarga del acuífero inducida por el río; y los gastos de extracción en bombeo variable.

El capítulo 9 presenta las corridas de simulación del modelo. Se tratan ahí condiciones infinitas (acuífero sin fronteras) como un esfuerzo para comparar soluciones numéricas con analíticas, calibrando así el modelo. Se simula la recarga inducida por el río comparando los resultados con observaciones reales en un intervalo de tiempo conocido, con el propósito de validar así al modelo. Se procede a simular el decaimiento de la carga hidráulica como una predicción pura, para varios gastos de extracción en acuífero con fronteras.

Finalmente, en el capítulo 10 se dan las conclusiones como resultado del presente trabajo.

Anexos a este texto, se presentan los apéndices de las diversas corridas del modelo en impresiones de la propia computadora.



2.0 REVISIÓN DE TRABAJOS PREVIOS

El presente estudio tiene como antecedentes varios trabajos previamente realizados dada la construcción de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV).

La geología regional de la zona ha sido estudiada muy detalladamente por Mooser y Soto (1978), y reportada muy ampliamente en el F.S.A.R. (Final Safety Analysis Report, 1979) y en el INFORME AMBIENTAL (I.A., 1980). Estos documentos forman parte de los requisitos de licenciamiento para construcción y operación de centrales nucleoelectricas de diversos organismos reguladores tanto nacionales como internacionales; Comisión Nacional de Seguridad Nuclear y Salvaguardas (C.N.S.N.S.), Organismo Internacional de Energía Atómica (O.E.I.A.), Comisión

Reguladora Nuclear (N.R.C.), etc.

Para la geología local, además de la referencia citada antes, se han realizado varios trabajos de detalle como perforaciones, sondeos geofísicos, etc; por diversos departamentos de la COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE) y se han reportado como documentos internos de la propia CFE (Subgerencia de Ingeniería Civil y Geotecnia, Departamento de Geología y Minería, etc.).

Para analizar los recursos de agua en la zona se consultó a la S.A.R.H. Según trabajos de la propia S.A.R.H (1977) se han identificado las cuencas hidrográficas cercanas al área de estudio, como regiones hidrográficas; y éstas han sido reportadas en el Boletín Hidráulico No. 56 (1977).

Las cuencas hidrológicas más cercanas a la CNLV fueron identificadas y estudiadas por el propio personal de la CFE. Estos trabajos ha sido reportados en varios documentos; F.S.A.R. (1979), I.A. (1980), y Rivera y Favela (1982).

En lo que respecta a la identificación, análisis y explotación de acuíferos en el área de estudio, los trabajos también han sido realizados por personal de la CFE, particularmente por el Departamento de Ingeniería Ambiental. El acuífero más estudiado hasta ahora es el acuífero "El Viejón" (ver sección 3.3 y capítulo 4.0); y los trabajos producidos se han reportado en: I.A. (1980), Residencia de Estudios

Geológicos-zona Golfo (1981), Rivera (1982), Rivera, Favela y Valdovinos (1983), y Rivera et al (1984).

Los datos de campo colectados desde 1978 según I.A. (1979), relacionados con los niveles estáticos de agua subterránea en el acuífero El Viejón, han identificado la relación directa de éstos con la precipitación en la zona. Es decir, la fluctuación de los niveles de agua subterránea está influenciada directamente por la infiltración directa del agua de lluvia, y por la infiltración inducida por el río El Viejón.

La información de niveles piezométricos del acuífero es extensa y muy valiosa, ya que en los últimos 6 años (1979-1985) se han medido los niveles en forma mensual ininterrumpidamente, y en ocasiones hasta dos veces al mes (temporada de lluvias) en todos los piezómetros instalados en el área. Parte de esta información ha sido reportada en el I.A. (1980) y el resto se encuentra documentada en archivos internos del Departamento de Ingeniería Ambiental de la CNLV.

De acuerdo al I.A. (1979) el acuífero El Viejón ha sido identificado como un acuífero de condiciones freáticas o acuífero libre. Siguiendo a Rivera (1983), la caída del potencial hidráulico en el acuífero, en forma de gradiente, en la zona de bombeo está en el intervalo de 10^{-4} a 10^{-3} ; observándose una diferencia del potencial hidráulico (carga) de 4.5 m entre condiciones extremas (lluvia y sequía) en la zona de bombeo del acuífero.

La explotación de este acuífero se limita a la extracción de cerca de 50 l.p.s. mediante 5 pozos de bombeo equipados con moto-bomba eléctrica de turbina vertical abasteciendo con ellos a la CNLV. El resto de las norias presentes en el área extraen gastos muy pequeños (de 250 a 500 lts. por día por noria).

Según varios de los reportes citados, hasta ahora no se ha observado ningún indicio de intrusión salina en este acuífero costero.

De acuerdo a Rivera et al (1984), en pruebas de bombeo realizadas en la zona de pozos, el coeficiente de transmisibilidad promedio en la parte baja del valle que forma el acuífero es del orden de 10^{-2} m²/seg. Debido a que las pruebas fueron de corta duración y dado el carácter freático del acuífero, los coeficientes de almacenamiento no pudieron ser obtenidos con los métodos analíticos de las pruebas de bombeo. La permeabilidad K de los materiales de aluvión de la formación fueron del orden de 10^{-4} m/seg. Otras pruebas de permeabilidad relativa realizadas en el campo arrojaron valores de 10^{-5} m/seg en zonas más retiradas del área de bombeo.

Debido a que los 5 pozos que explotan al acuífero para abastecer a la CNLV, no son bombeados simultáneamente ni en forma constante; no se han observado abatimientos significativos como consecuencia del bombeo. Los problemas de bombeo están relacionados con los pozos mismos, desde un punto de vista ingenieril; es decir mala construcción, pobre mantenimiento,

materiales inadecuados en el ademado, etc, Rivera (1984).

Considerando una sección perpendicular a la dirección general de flujo subterráneo del acuífero, se ha estimado un flujo en forma de gasto del orden de 0.100 a 0.150 m³/seg. Este flujo natural ha sido suficiente hasta ahora, para mantener en equilibrio a la interfase de agua dulce-agua salada de este acuífero con el mar; aún y cuando de él se extraen cerca de 50 l.p.s., por bombeo.

Durante la temporada de lluvias, el acuífero se recarga por infiltración directa con una lámina de hasta 0.1 m³ por m². En algunas zonas del acuífero los niveles freáticos alcanzan la superficie del terreno, es decir surge un artesianismo durante el tiempo de máxima precipitación e inmediatamente después. sin embargo el aspecto más importante relacionado con la recarga del acuífero, es el río El Viejón, el cual durante su periodo de escurrimiento máximo, recarga al acuífero a lo largo de su trayectoria por el valle, con tasas de infiltración de hasta cerca de 1.0 l.p.s./m.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La información climatológica del área ha sido recabada en el mismo sitio de la CNLV durante 14 años por el Departamento de Ingeniería Ambiental, contando con datos continuos de precipitación, evaporación, temperatura, humedad relativa, etc. Esta información ha sido reportada muy ampliamente en el I.A. (1980).

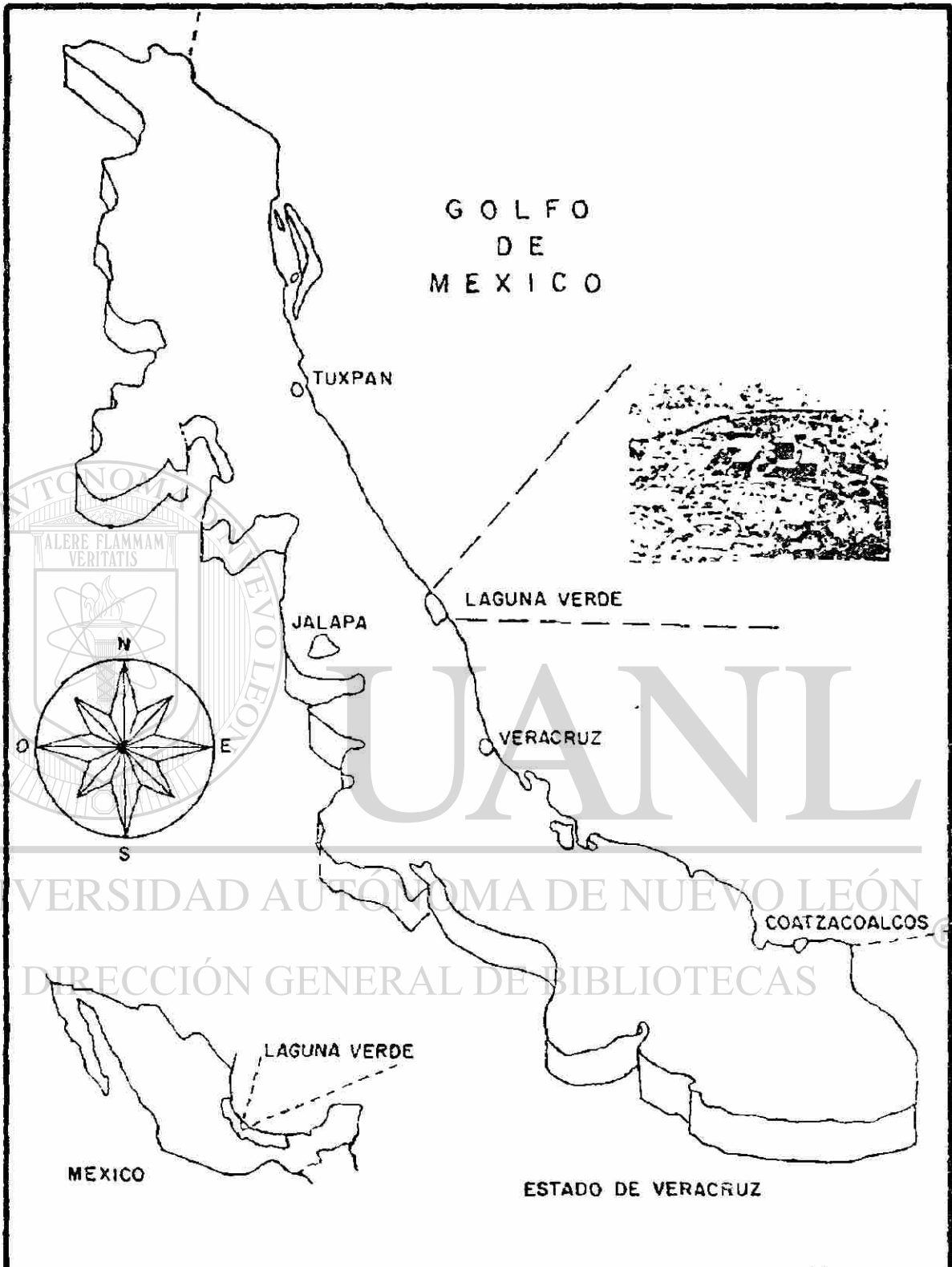


3.0 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Como ya se ha mencionado (apartado 1.1), la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV) recurre al uso del agua subterránea para cubrir sus necesidades de construcción y campamentos habitacionales, y lo seguirá haciendo para su futura operación.

El sitio donde se localiza la CNLV está ubicado en la costa del Golfo de México en un lugar denominado Punta Limón en el estado de Veracruz (ver figura 3.1).

Las coordenadas geográficas de Punta Limón son 19°43.5 de latitud Norte y 96°23.25 de longitud Oeste y tiene una elevación media de 18 m sobre el nivel del mar. El sitio de la CNLV se localiza en el límite de las regiones hidrológicas nos. 27 y



LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL SITIO DE LA
CENTRAL NUCLEOELECTRICA LAGUNA VERDE

Figura 3.1

28, las cuales han sido establecidas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos de México (SARH 1977), y está flanqueado por las cuencas de los ríos "Barranca Hernandez" al Norte y " El Viejón" al sur (este último conocido también por Paso Limón).

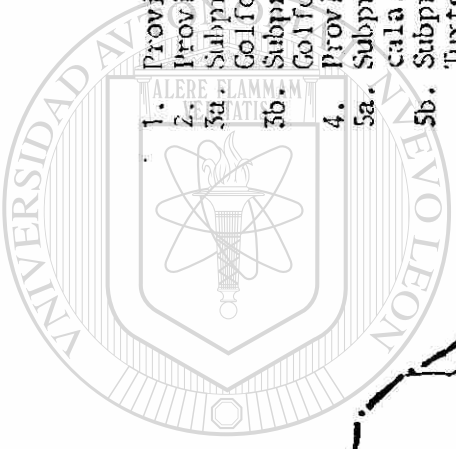
3.1 GEOLOGIA REGIONAL

Para cubrir las necesidades de estudios preliminares para la selección del sitio y la obtención de licencias de construcción y operación de la CNLV; el Departamento de Geología y Minería de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha realizado estudios detallados de la geología regional y local que comprende al sitio de Laguna Verde.

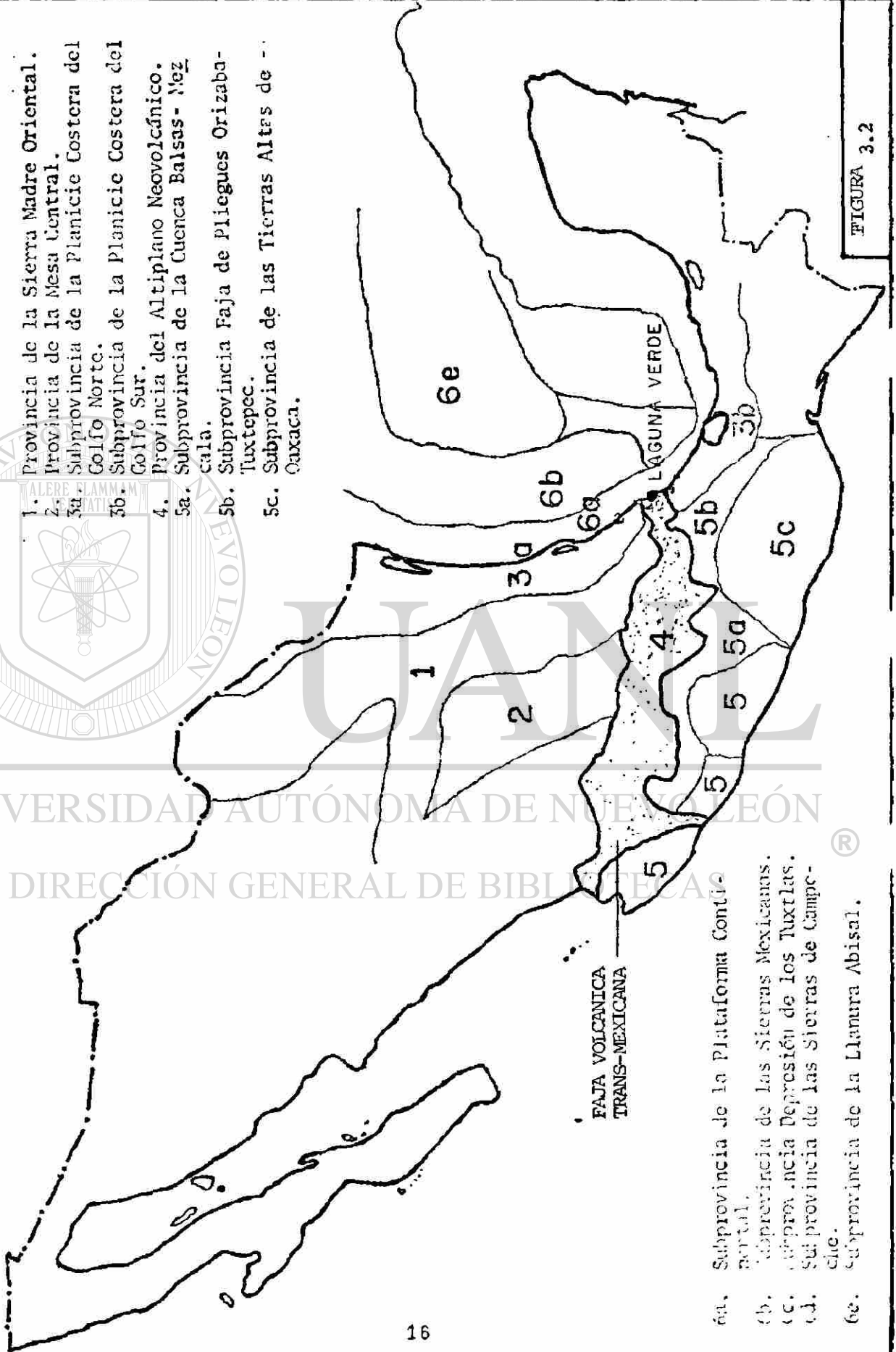
El área estudiada cubre una superficie de 80,000 km², consistentes de la parte Este de la Faja Volcánica Trans-Mexicana, de acuerdo a las provincias fisiográficas de Raisz (1964); ver figura 3.2. Esa área comprende una cadena geomórfica y tectónica notable que se desliza a través de la parte Norte del continente americano del Este hacia el Oeste. El área incluye también el océano adjunto hacia el Este (Suroeste del Golfo de México).

La región Oeste contiene la alta meseta Mexicana en la cual se elevan muchos pequeños conos volcánicos así como algunos volcánes grandes del Pleistoceno (0-2 millones de años). En el centro se encuentra el Cofre de Perote, de una edad aproximada

PROVINCIAS FISIOCRAFICAS.



1. Provincia de la Sierra Madre Oriental.
2. Provincia de la Mesa Central.
- 3a. Subprovincia de la Planicie Costera del Golfo Norte.
- 3b. Subprovincia de la Planicie Costera del Golfo Sur.
4. Provincia del Altiplano Neovolcánico.
- 5a. Subprovincia de la Cuenca Balsas-Nezcala.
- 5b. Subprovincia Faja de Pliegues Orizaba-Tuxtoppec.
- 5c. Subprovincia de las Tierras Altas de Oaxaca.



- 5a. Subprovincia de la Plataforma Contitocortal.
- 5b. Subprovincia de las Sierras Mexicanas.
- 5c. Subprovincia Depresión de los Tuxtlas.
- 6a. Subprovincia de las Sierras de Campeche.
- 6b. Subprovincia de la Llanura Abisal.
- 6e. Subprovincia de la Llanura Abisal.

FIGURA 3.2

de medio millón de años, así como el pico de Orizaba (Citlaltepetl), nevado y de origen holocénico. Los dos últimos volcánes se levantan en los extremos de una sierra alta que corre más o menos de Norte a Sur, y que marca el límite Este de la meseta árida. Esta cadena de montañas arbolada de pinos desciende, finalmente, a la costa del Golfo en las vastas planicies de Veracruz. En la frontera Norte de la meseta, también formando parte del límite Norte de la cuenca Oriental, se encuentra la caldera de los Humeros con su amplia boca de 15 km.

Al Norte del Cofre de Perote otra sierra volánica significativa aunque más baja se desvía hacia el Este y al Océano. Esta consiste de los volcánes de cubierta doble y considerablemente erosionados de nombre cerro Piedra Parada y cerro Chiconquiaco de origen Pliocénico (2-6 millones de años). En su base, esta cordillera rodea los los volcánes más viejos de Palma Sola que forman la costa del Golfo; de estos proviene el pequeño derrame de lavas (Plioceno-Pleistoceno) compuesto principalmente de basaltos, algunas lavas intermedias, tobas e ignimbritas, en donde se construye la central Laguna Verde; Mooser y Soto (1977).

La historia geológica en el área del macizo de Teziutlan, donde se encuentra el sitio Laguna Verde presenta cambios notables a partir del Mioceno al Reciente, con el desarrollo de eventos magmático-volcánicos.

Durante el Precámbrico (hace más de 570 m.a) y Paleozóico (más de 250 m.a.) el antiguo continente fué creciendo por sucesivas adiciones de paquetes de rocas del oriente al occidente durante las también sucesivas orogenias.

En el área cercana a Teziutlán se encuentra un afloramiento de estas rocas antiguas las cuales son esquistos cuya edad se ha estimado en 400 a 500 millones de años. El basamento cristalino bajo la localidad de Laguna Verde se considera somero y dislocado.

La cubierta sedimentaria Mesozoica tuvo un desarrollo con un depósito de rocas marinas predominantemente carbonatadas, las cuales fueron muy deformadas durante la orogenia Laramide.

Después de dicha orogenia se formaron dos cuencas adyacentes a la localidad Laguna Verde, la cuenca-Tampico y la cuenca de Veracruz, de modo que en condiciones submarinas, bajo Laguna Verde había una cuña rocosa hacia arriba separando ambas cuencas y recibiendo menos espesor de sedimentos que aquellas durante el Eoceno-Oligoceno (58 a 36 m.a.)

A partir del Mioceno la faja Neovolcánica de la localidad de Laguna Verde presenta tres fases ígneas bien identificadas, denominadas:

- a) Grupo Volcánico Antiguo
- b) La intrusión de granodioritas
- c) Grupo volcánico joven

El Grupo Volcánico antiguo fué intrusionado por cuerpos de granodiorita como la cercana a Laguna Verde al pie del cerro del Oro y en el lado Norte de El Farallón. Por métodos radiométricos se sabe que la granodiorita es Miocénica.

El Grupo Volcánico Joven se encuentra dividido en 5 formaciones denominadas:

- a) Basalto El Espinazo
- b) Basalto Chiconquiaco
- c) Riolita El Oro
- d) Basalto Chiconquiaco Superior
- e) Basalto El Abra

A escala regional el Grupo Volcánico Antiguo brotó sobre un arco de 120 km que se colapsó en un angosto Graben central asimétrico denominado Graben de Palma Sola el cual tiene 5 km de ancho, y el sitio Laguna Verde se localiza en el límite Sur de dicho Graben sepultado por rocas volcánicas. El grupo no sufrió fallamiento durante el Mioceno medio, solo fracturamiento pues hay concordancia estratigráfica a los lados de los diques y después de la intrusión de cuerpos de granodiorita ya no se producen fracturas E-W, pues este sistema de fracturas no existe en los intrusivos.

Durante el Plioceno temprano hubo fallamientos a lo largo de la dirección NNE-SSW de poca importancia en el área de Laguna Verde denominadas Quiahuitlan, el bloque fallado no afectó a la formación Basalto El Espinazo.

El siguiente fallamiento ocurrió en el Plioceno medio y tardío, produciendo el control tectónico para los grandes volcánes de escudo. A las fallas producidas se les ha denominado Graben Chiconquiaco y fallas Tres Picos las cuales se orientan NW-SE y se curvean al W conforme el fallamiento progresa de Norte a Sur. Estas fallas muy claras en el Grupo Volcánico Antiguo apenas tienen expresión morfológica en la formación Riolita El Oro. Por lo tanto la actividad de estas fallas terminó de hace 3 a 4 millones de años y no son visibles en las lavas del Plioceno tardío.

El último movimiento tectónico denominado zona de fracturas El Abra afecta una zona de 10 km de ancho orientada hacia el W desde los conos El Abra y que se extiende hacia la meseta central por una distancia de 70 km en arco amplio. Esta falla afecta al cerro Chiconquiaco del Plioceno superior pero no afecta a las lavas de la serie El Abra del Pleistoceno.

Como conclusión ninguna de las fallas identificadas en el extremo oriental del eje volcánico Trans-Mexicano, cerca del sitio Laguna Verde está activa en el reciente, la falla El Abra más joven, fué activa en el Pleistoceno inferior (1.5 m.a.).

3.1.1 GEOLOGIA LOCAL

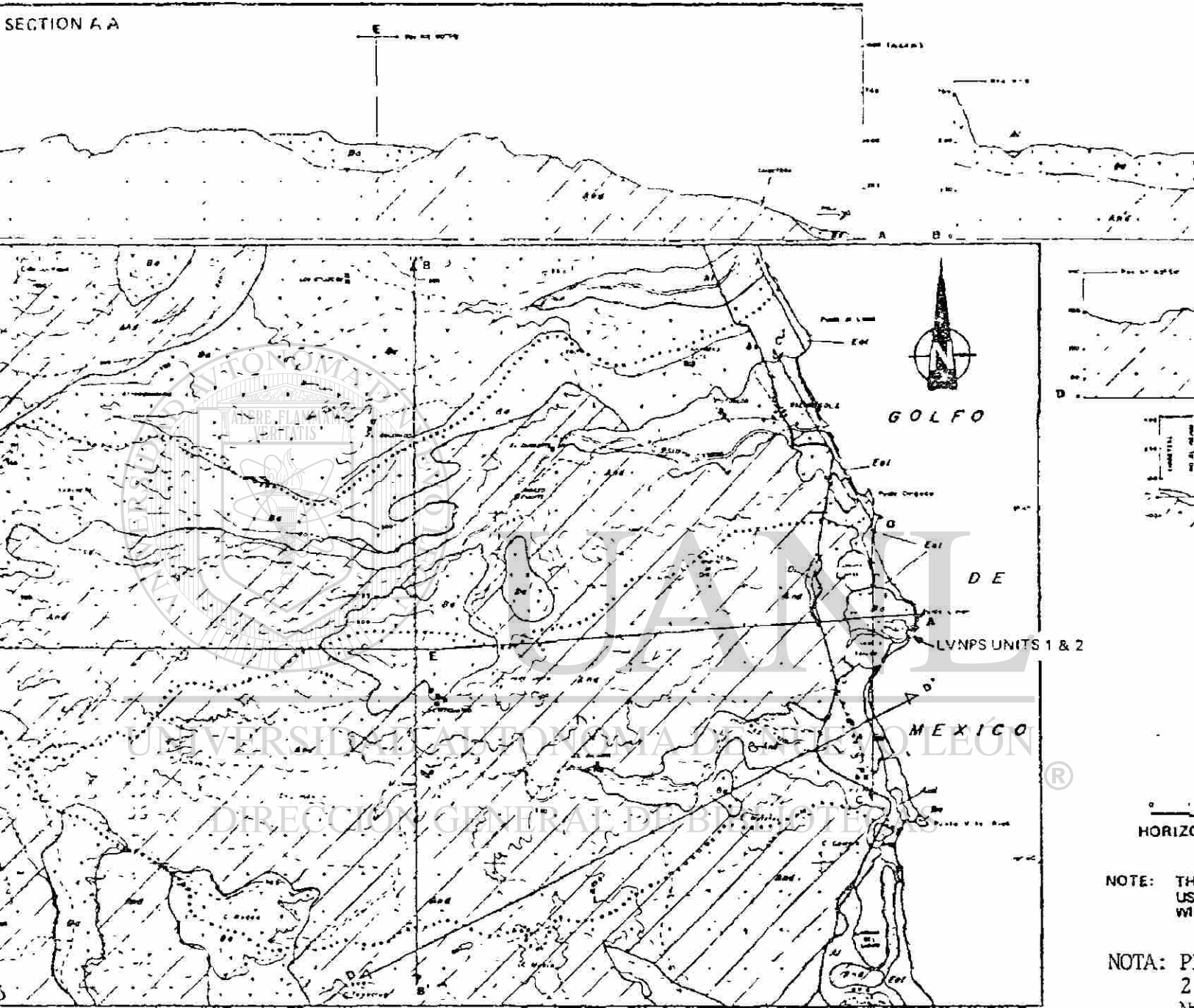
Como se discutió en el apartado anterior el sitio de la CNLV se localiza sobre los flujos de lava del periodo Plioceno-Pleistoceno los cuales se deslizaron hacia el mar por

sobre la topografía existente de andesita del Mioceno. Tales flujos formaron una planicie costera con bahías, lagunas y mesetas ondulantes. En términos generales esta planicie está limitada al Este por el Golfo de México y al Oeste por una cadena montañosa formada por crestas volcánicas de cuerpos de diorita y andesita del periodo Oligoceno-Mioceno las cuales afloran localmente del basamento.

A excepción de la cresta volcánica al Oeste de la CNLV, la topografía del sitio es de tipo ondulante con drenaje superficial que se vacía esencialmente en las lagunas Verde y Salada.

La figura 3.3, reproducida del Informe Final de Seguridad (FSAR) de la CNLV, muestra las condiciones geológicas generales del sitio Laguna Verde. Las secciones transversales dirigidas Oeste-Este, muestran los valles de aluvión en forma de V que se forman en las partes bajas de las cuencas con estratos de material aluvial -formado esencialmente por gravas y arenas- con espesores de hasta 55 m en las partes más bajas del valle (v.gr. valle "El Viejón" cercano a la Laguna Salada). Los sedimentos que forman los valles más cercanos al sitio de Laguna Verde cubren áreas aproximadas a 10 km² para el valle "Palma Sola" (rio Barranca Hernández) y a 20 km² para el valle "El Viejón" (rio del mismo nombre).

SECTION A-A



NOTE: TH
US
WI

NOTA: P
2
N
C

El basalto, sobre el cual se construye la CNLV, tiene un espesor de cerca de 40 m con depósitos de arcilla, arenas, gravas no-clasificadas y piroclásticos superpuestos con un espesor total que varía de los 12 a los 60 m.

Los flancos orientales del Monte de Oro -de riolita- se levantan sobre elementos del Grupo Volcánico Antiguo, en los que se ha metido una masa de microdiorita de 11 millones de años.

En la base Este del cerro de Oro surge la masa de Laguna Verde, de 3.1 m.a. y se extiende con varios flujos dentro del océano, cubriendo una masa de aluvión de unos 65 m de espesor como máximo.

FRACTURAS.— Las investigaciones de campo, así como la evaluación total del sitio y el área circundante, no revelaron fracturas tectónicas de importancia fuera de la masa basáltica.

El principal fracturamiento en los derrames lávicos, es el originado por la contracción de las partículas que lo forman a medida que la temperatura decrece (fracturas de enfriamiento), dando lugar a bloques de tamaños variables (estructura columnar) que atraviesan el espesor de las efusiones.

Otro tipo de fracturamiento, es el causado por los efectos de tensión, desarrollados simultánea o posteriormente a la solidificación de las lavas, al fluir sobre los materiales que la subyacen; en el límite nororiental del derrame superficial se observan ejemplos de este tipo de fracturas.

Un tercer sistema, corresponde al fracturamiento horizontal que se desarrolla perpendicularmente al primero y que originan lajas delgadas paralelas entre sí.

En general estos sistemas de fracturas son de poca importancia y no afectan la buena calidad de la roca. Se hace notar la ausencia de fracturas de origen tectónico, lo que pone de manifiesto que desde el Plioceno superior (3 a 5 m.a.) esta zona no ha registrado movimientos de importancia.

La estabilidad durante estos 5 millones de años parece evidente con base en la consistencia de la altura que muestran los bancos formados por las olas (wave cut benches). En la superficie Este del basalto hay una franja de dunas de 300 m de ancho aproximadamente.

AGRIETAMIENTOS.- Se excavaron varias zanjas en diferentes puntos con profundidad de 0.5 a 2 m. La información sobre la localización y forma de estas zanjas así como los patrones de los agrietamientos descubiertos en ellas, consta en poder de la CFE. La insignificancia general de los agrietamientos y lo cambiante de sus patrones de un sitio a otro sugiere que se trata de agrietamientos columnares, los mismos que se ven claramente en la parte frontal de los basaltos que dan al mar.

ESTRATIGRAFIA.- La masa basáltica consiste de lenguas de lava irregulares y superpuestas. Su existencia se reveló directamente en los barrenos de exploración perforados. La

investigación con sonar probó la extensión de esos flujos hasta 1.4 km mar adentro.

En general los núcleos obtenidos en el basalto muestran un espesor de la formación de 30 a 50 m. La superficie de la roca contiene caliches diseminados que pueden hallarse hasta profundidades de 1.5 m; el basalto fracturado se extiende en profundidades hasta de 50 m. Hacia el Este, el basalto está cubierto por dunas que alcanzan espesores de más o menos 5 m.

Entre la base arcillosa del basalto y los depósitos de formaciones sólidas del Plioceno medio, se encuentran depósitos aluviales, de flujos de cenizas que tienen un espesor de 40 a 65 m. Los depósitos están compuestos de clásticos de andesita, riolita y fenobasalto, con una distribución que va de arenas a cantos y limos endurecidos, son de naturaleza lenticular. Algunas pruebas de golpeo en estos depósitos aluviales mostraron alta densidad y buena compactación.

Respecto al origen de los materiales aluviales, estos son el resultado de depósitos de materiales erosionados, ®
provenientes de las rocas situadas al poniente.

De igual manera y principalmente en el valle de "El Viejón" se realizaron perforaciones de barrenos exploratorios con obtención de núcleos. En general la constitución de los materiales encontrados es de sedimentos de gravas y arenas aluviales recientes (cuaternario), que han ido rellenando el

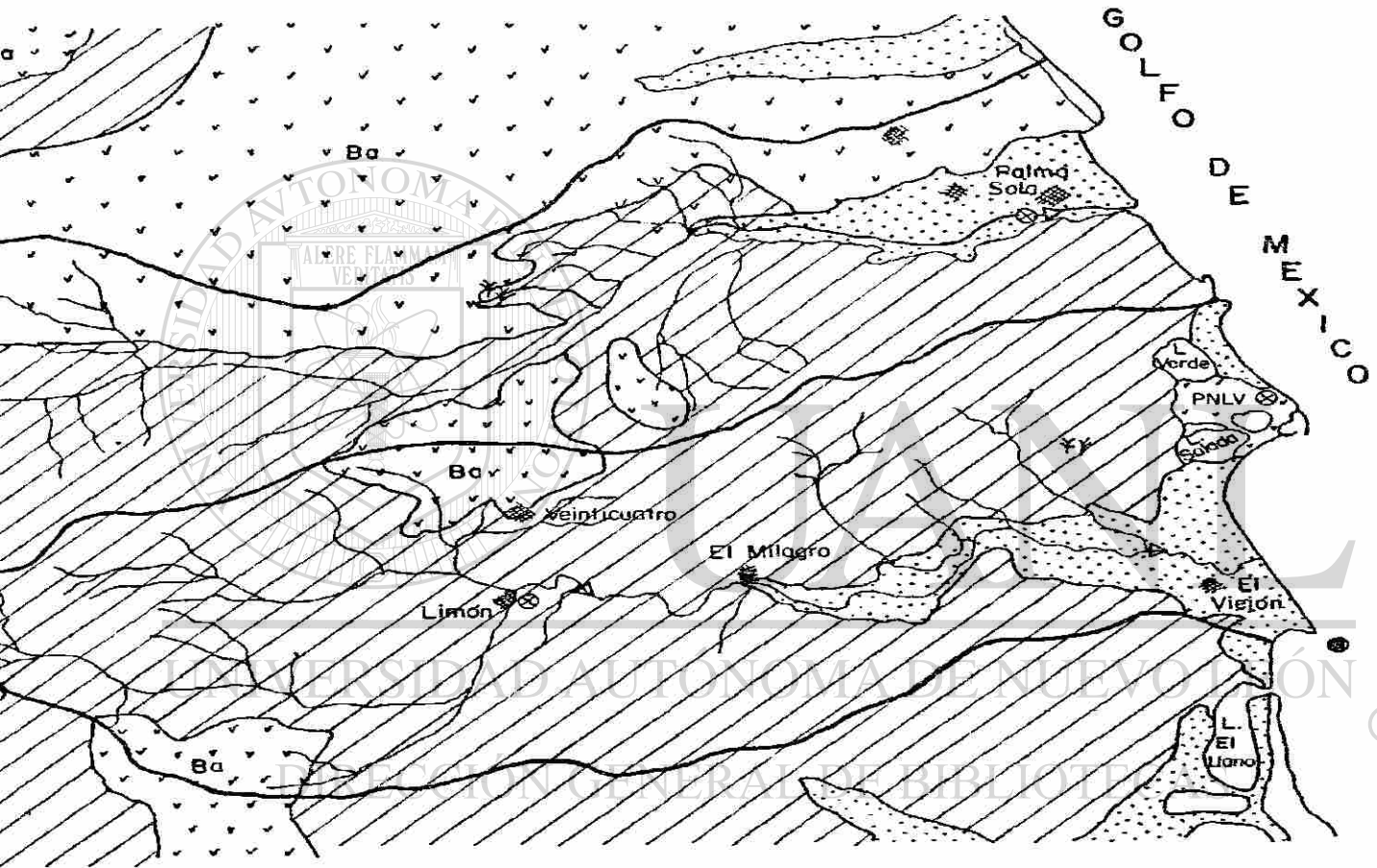
valle desde el poniente (a 8.5 km desde la línea de costa) con espesores que varían desde 10 m en las partes altas hasta cerca de 55 m al oriente en las partes bajas. Todos estos materiales acarreados primordialmente por el río El Viejón, sobreyacen al basamento de andesita del Oligoceno-Mioceno.

3.2 HIDROLOGIA SUPERFICIAL

Como se mencionó antes, el sitio de la CNLV se localiza en el límite de las regiones hidrológicas nos. 27 y 28 definidas así por la SARH. Estas regiones abarcan los ríos La Antigua, Colipa y Actopan de condiciones perennes y varios arroyos más de tipo intermitente y efímero.

En una zona más cercana al sitio de la CNLV (un radio de 15 km), se localizan dos cuencas hidrológicas pequeñas que flanquean al sitio; la cuenca del río Barranca Hernández al Norte, y la cuenca del río El Viejón al Sur. Ambos ríos de condiciones intermitentes.

La figura 3.4 muestra las dos cuencas hidrológicas mencionadas. El río Barranca Hernández tiene su desembocadura en el Golfo de México, 6 km al Norte del sitio; el río El Viejón desemboca también en el Golfo de México, 3 km al Sur. Así mismo se tiene la presencia de dos lagunas denominadas una de ellas Verde, (de donde el sitio toma su nombre) y la otra Salada, y que colindan con el sitio. La laguna Verde se localiza en la porción Norte entre la Central y el río Barranca Hernández,



CU

mientras que la laguna Salada se localiza en la porción Sur entre la Central y el río El Viejón.

RIO BARRANCA HERNANDEZ.- La cuenca de este río tiene un área aproximada de 180 km² y está localizada dentro de los 19o42 y 19o47 de latitud Norte, y los 96o25 y 96o41 de longitud Oeste; limita al Norte con las cuencas de los ríos Platanar y Santa Ana, y al Sur con la región hidrológica no 28.

El río Barranca Hernández tiene su origen dentro del estado de Veracruz a 1250 m.s.n.m. a 12 km al Sur de Villa Juchique de Ferrer. Su curso sigue una dirección general del Oeste hacia el Este, recibiendo pequeños tributarios a lo largo de su cauce. En las partes altas, con pendientes del orden de 1/17, escurre preferentemente sobre roca andesítica y basáltica (impermeables); hacia las partes con pendientes más moderadas de 1/20, escurre casi exclusivamente sobre roca andesítica. En la parte más baja de su cauce, con pendientes de 1/83, escurre sobre sedimentos aluviales (permeables), en un área de 10 km² aproximadamente, desde la población "El Diamante" (ver figura 3.4) hasta su desembocadura en la costa del Golfo de México, donde alcanza la población de Palma Sola.

Con el propósito de conocer el régimen de escurrimiento del río Barranca Hernández, se estableció un programa de medición de caudales; para lo cual se localizó una estación hidrométrica en la población de Palma Sola a la salida de la cuenca como se muestra en la figura 3.4; la periodicidad de las mediciones de

gastos (aforos) es diaria a partir de Agosto de 1978. La metodología utilizada de aforo es la de la relación sección-velocidad.

Los resultados para el periodo de Agosto de 1978 a Diciembre de 1979 se presentan graficamente en el hidrograma de la figura 3.5 en la cual se graficó el gasto promedio mensual. Se observa que el gasto máximo se presenta en los meses de mayor precipitación (Agosto a Octubre), llegando a tener un gasto despreciable o nulo en épocas de secas (Enero a Mayo), con lo cual, se identifica claramente que se trata de un río de tipo intermitente.

Se debe mencionar que debido al tipo de metodología de aforo utilizada, la cual es enteramente manual, se tiene la desventaja de no poder medir los gastos máximos que se presentan durante una tormenta ni su distribución durante el tiempo que dura la misma.

Por necesidades de la CNLV se hicieron estudios de inundaciones en el sitio para lo cual fué necesario determinar la Avenida Máxima Probable (AMP) de la corriente para diferentes periodos de retorno.

De acuerdo a Rivera (1982), la determinación de la AMP se estimó siguiendo la metodología propuesta por Chow (1962) para cuencas pequeñas. Aprovechando los datos de precipitación medidos en las estaciones climatológicas de las cuencas

(Barranca Hernández y El Viejón), y las características fisiográficas de las mismas, fué posible generar datos sintéticos de escurrimientos máximos asociados a diferentes períodos de retorno.

El cálculo de los gastos máximos anuales generados sintéticamente a partir de las precipitaciones máximas anuales medidas, arrojó un valor promedio para 12 años (1970-1981) de 186 m³/seg para la cuenca del río Barranca Hernández. Las avenidas máximas probables estimadas para periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años, fueron de 246, 296, 342 y 403 m³/seg, respectivamente.

RIO EL VIEJON. - La cuenca de este río tiene un área aproximada de 152 km²; está localizada dentro de los 19°38' y 19°44' de latitud Norte, y los 96°23' y 96°35' de longitud Oeste. Limita al Norte con la cuenca del río Barranca Hernández de la región hidrológica no 28. Se trata de una cuenca independiente sin ningún aporte por escurrimiento superficial de otra cuenca.

Este río tiene su origen dentro del estado de Veracruz a 800 m.s.n.m.; escurre en su parte alta con pendientes del orden de 1/4, en su parte media con pendientes de 1/35 sobre roca andesítica (impermeable), y hacia la parte baja con pendientes de 1/71 sobre sedimentos aluviales (permeables), formando un valle (El Viejón), en un área aproximada de 20 km² desde la población "El Milagro" hasta su desembocadura al Golfo de México (figura 3.4).

Esta cuenca tiene dos estaciones hidrométricas, una aguas arriba cerca de la población "El Limón" y otra aguas abajo a la altura de la población El Viejón a la salida de la cuenca. La estación aguas arriba es una sección de control con vertedor y limnigrafo, y la de aguas abajo utiliza la relación sección-velocidad.

La periodicidad del aforo en la estación aguas abajo es diaria a partir de Septiembre de 1978. Los resultados para el periodo de Septiembre de 1978 a Diciembre de 1979 se presentan graficamente en el hidrograma de la figura 3.6 en la cual se graficó el gasto promedio mensual. Se observa que el gasto máximo se presenta en los meses de mayor precipitación (Agosto a Octubre), llegando a tener un gasto despreciable o nulo en épocas de secas (Enero a Mayo), con lo cual, se identifica claramente su régimen intermitente al igual que el río Barranca Hernández.

La estación hidrométrica aguas abajo tiene la misma limitante que la cuenca adyacente, de no poder medir las avenidas máximas. La estación aguas arriba, a pesar de ser una estación con sección de control fué diseñada para un gasto máximo de 9.0 m³/seg mismo que ha sido sobrepasado en repetidas ocasiones segun observaciones de las gráficas del limnigrafo, y de los lugareños. La información recabada en la estación hidrométrica El Limón, no ha sido reportada, y se encuentra en los archivos del Departamento de Ingeniería Ambiental de la CFE.

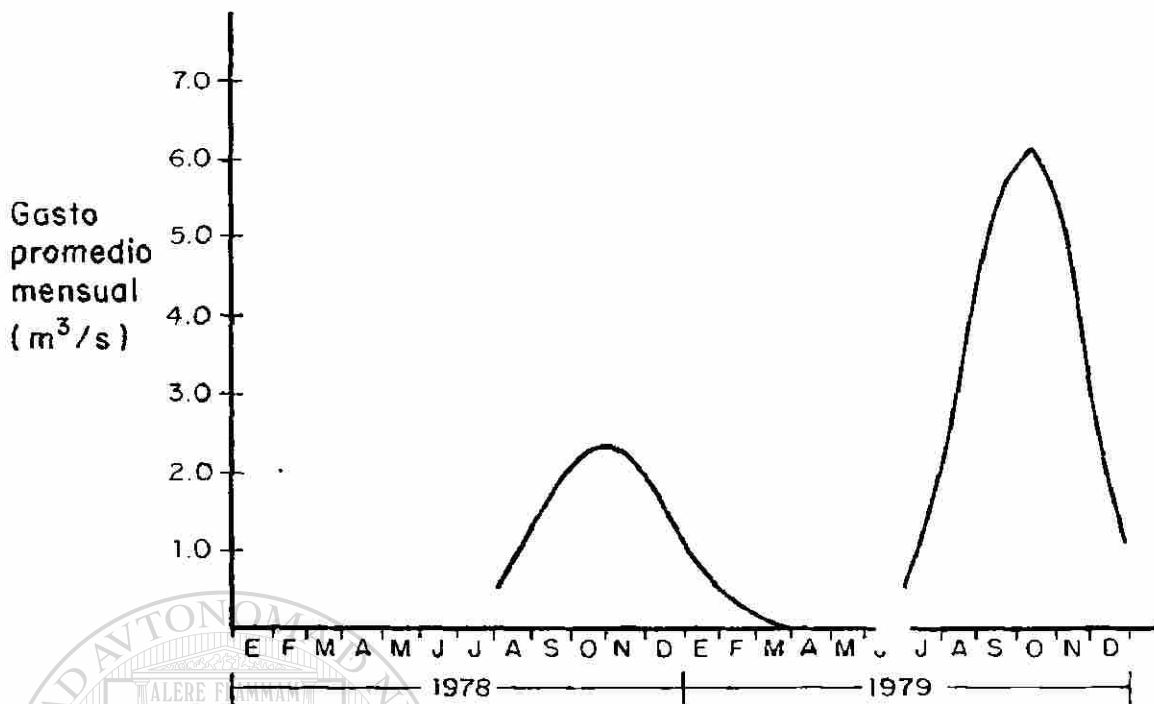


FIG. 3.5 HIDROGRAMA DEL RIO BARRANCA HERNANDEZ

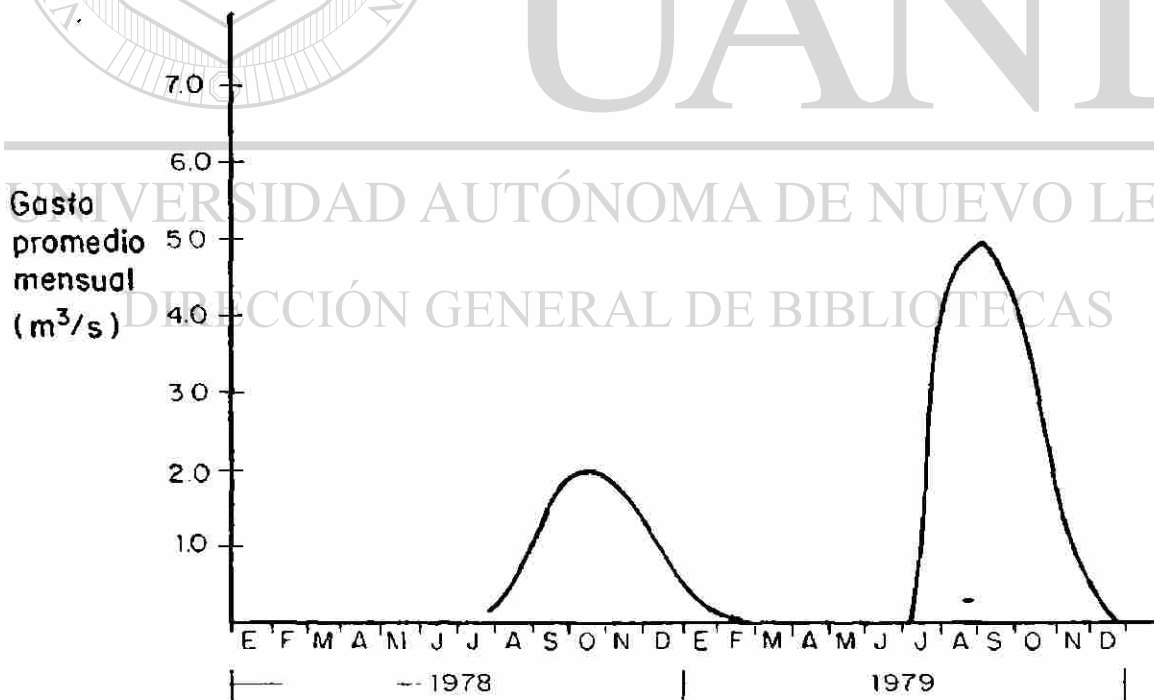


FIG. 3.6 HIDROGRAMA DEL RIO EL VIEJON

Al igual que para la cuenca del río Barranca Hernández, se estimaron las AMPs para diferentes periodos de retorno; Rivera (1982). Los gastos máximos generados sintéticamente, arrojaron un valor promedio para 12 años (1970-1981) de 179 m³/seg para la cuenca del río El Viejón. La avenida máxima probable estimada para periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años, fué de 233, 278, 320 y 374 m³/seg, respectivamente.

CLIMATOLOGIA

El clima de la zona, según clasificación de Koeppen, es semitropical con una precipitación promedio anual de 1200 mm, y una temperatura media anual de 24.6°C. La evaporación en la zona es de 1815 mm como promedio anual. La máxima precipitación se tiene en el periodo que comprende los meses de Julio a Octubre; esta precipitación es originada principalmente, por huracanes que ocurren en el Golfo de México durante esa época.

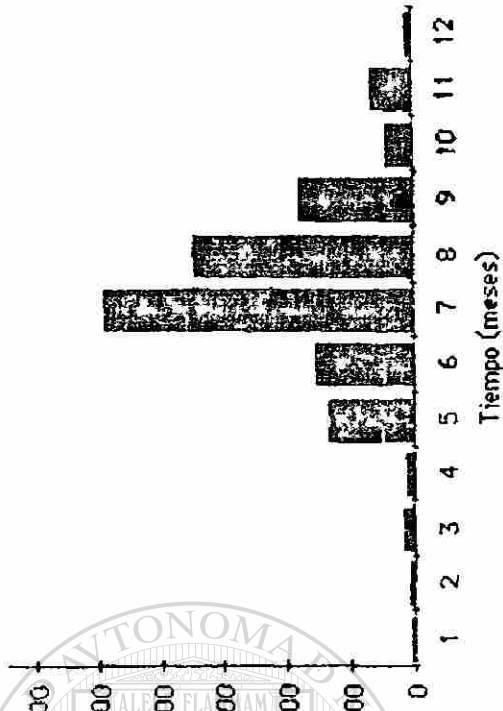
Durante los meses de Octubre a Abril, se tienen también lluvias que son producidas debido a la elevación de las masas de aire cálido semihúmedo, que predomina en la zona, sobre masas de aire polar que invaden esta misma. Debido a este mismo fenómeno se producen fuertes corrientes de viento, denominadas localmente "Nortes", que empujan las masas de aire cálido sobre la zona montañosa, originando lluvias de tipo orográfico.

En las cuencas mencionadas en este apartado, se localizan tres estaciones climatológicas. Una en la misma zona donde se localiza la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde, denominada Estación Climatológica Laguna Verde (ECLV); dentro de la cuenca El Viejón. Otra en la parte alta de la cuenca El Viejón denominada Estación Climatológica El Limón (ver figura 3.4); y otra más en la parte alta de la cuenca Barranca Hernández, denominada Estación Climatológica "Sabanetas".

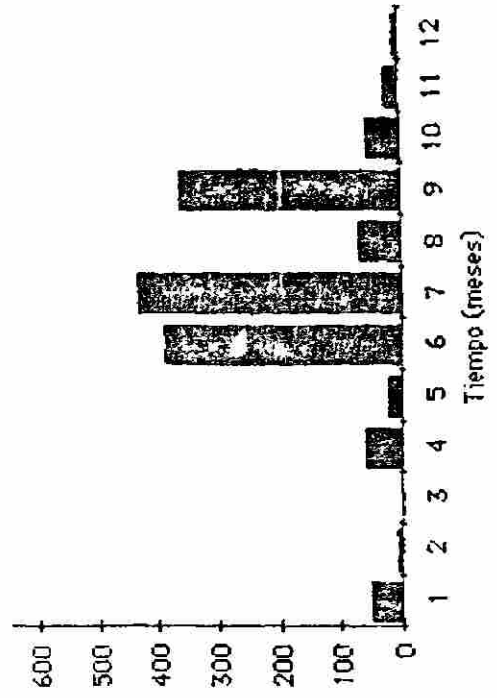
Las tres estaciones fueron instaladas por la CFE. La ECLV es la más completa ya que cuenta con pluviógrafos, anemocinemógrafos, termohigrógrafos, evaporímetros, termómetros, barómetros, etc; además de que cuenta con un periodo de registro más largo (desde 1971). La información recabada en esta estación ha sido ampliamente reportada (Informe Ambiental 1980).

Los hietogramas de la figura 3.7 muestran la distribución mensual de altura de precipitación para el periodo de 1971-1984; medida en la ECLV. La precipitación total anual máxima registrada es de 2015.5 mm en el año de 1984, y la mínima de 979.4 mm en el año de 1982. La precipitación máxima registrada en un solo mes es de 618.3 mm y corresponde a Septiembre de 1984. La precipitación promedio anual para ese periodo (1971-1984) fué de 1375.5 mm; mayor a la precipitación promedio anual de la región de 1200 mm.

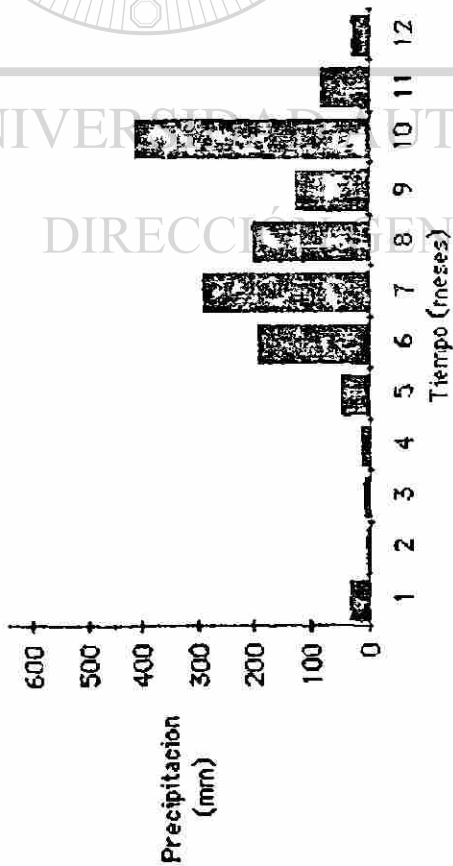
Hietograma 1972



Hietograma 1974



Hietograma 1971



Hietograma 1973

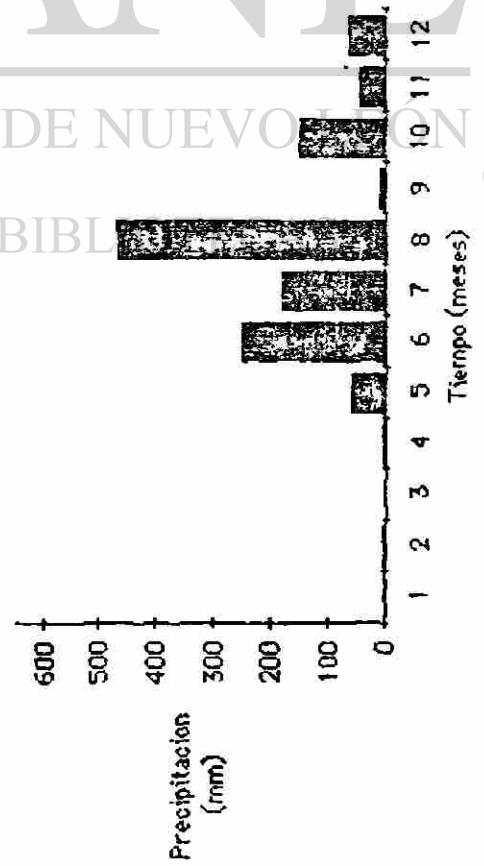
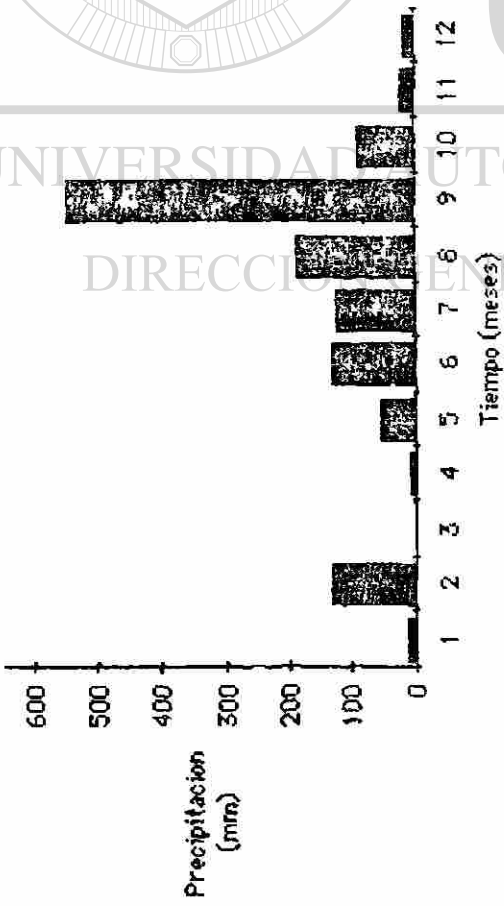


Figura 3.7-1

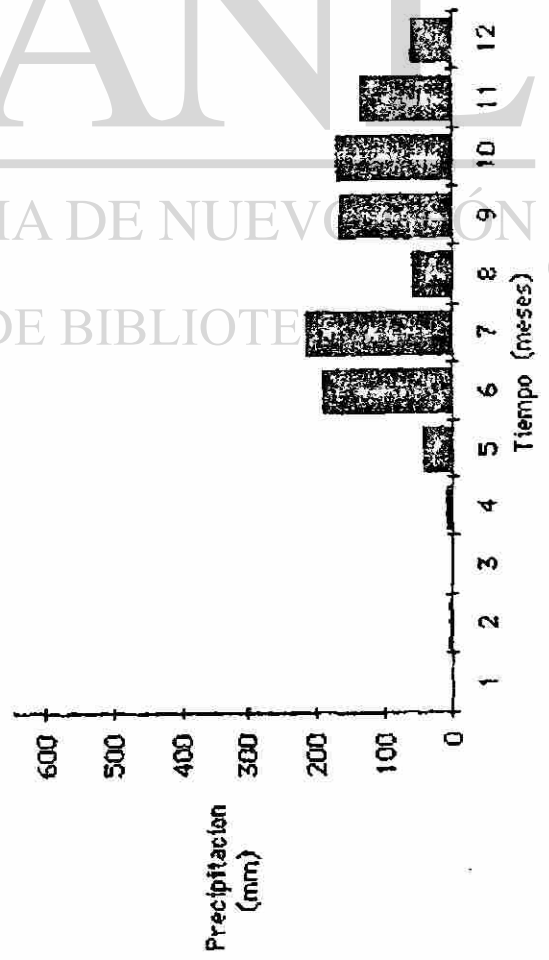
HIETOGRAMA 1975



HIETOGRAMA 1976



HIETOGRAMA 1977



HIETOGRAMA 1978

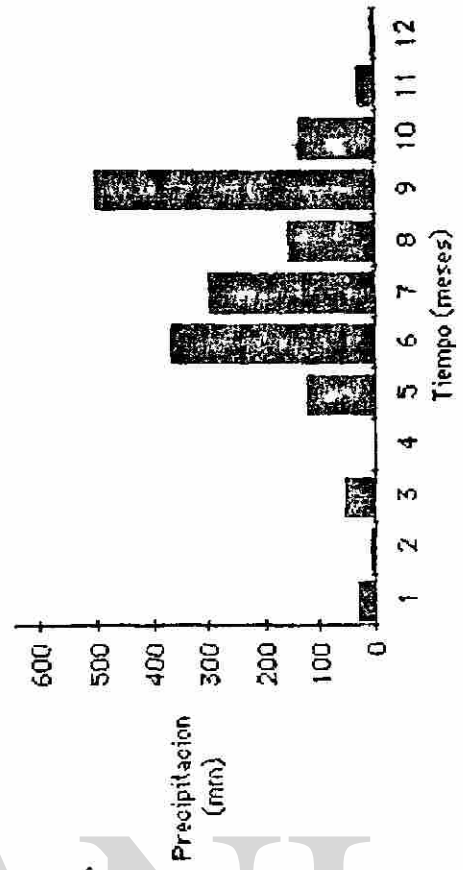
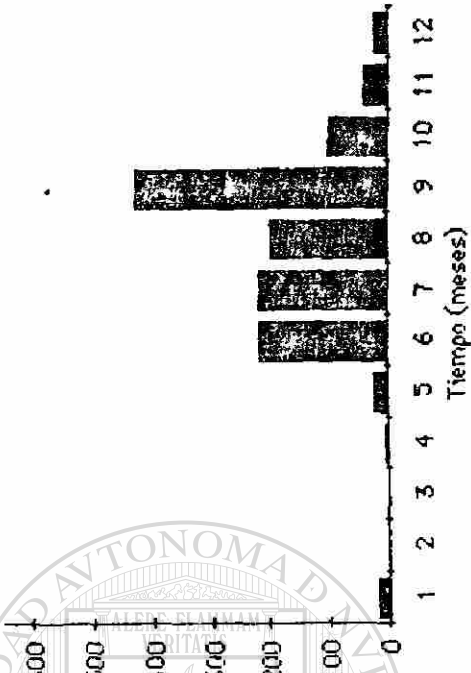
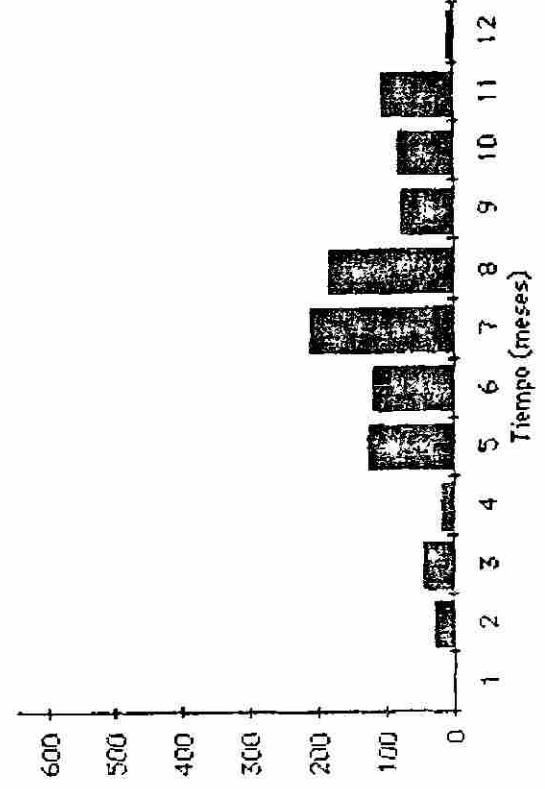


Figura 3.7-2

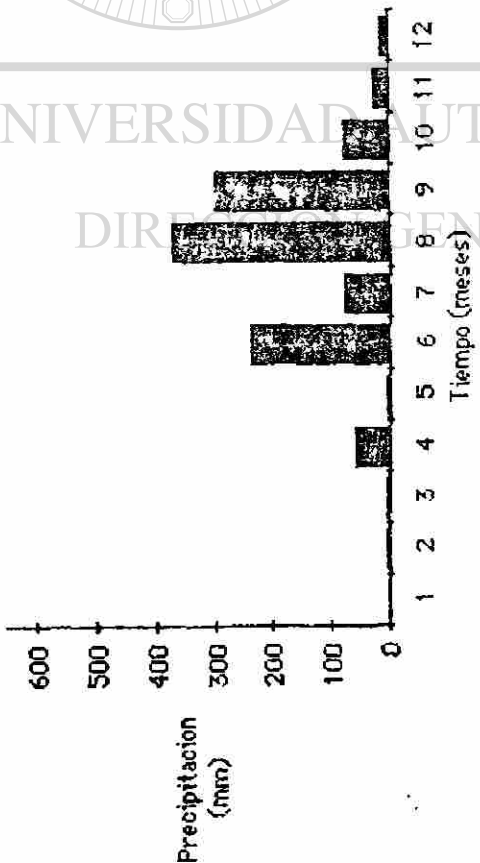
HIETOGRAMA 1980



HIETOGRAMA 1982



HIETOGRAMA 1979

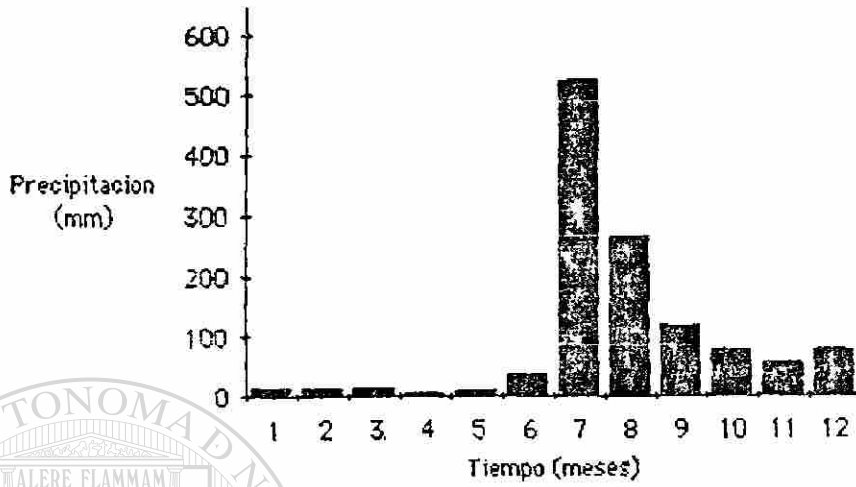


HIETOGRAMA 1981



Figura 3.7-3

HIETOGRAMA 1983



HIETOGRAMA 1984

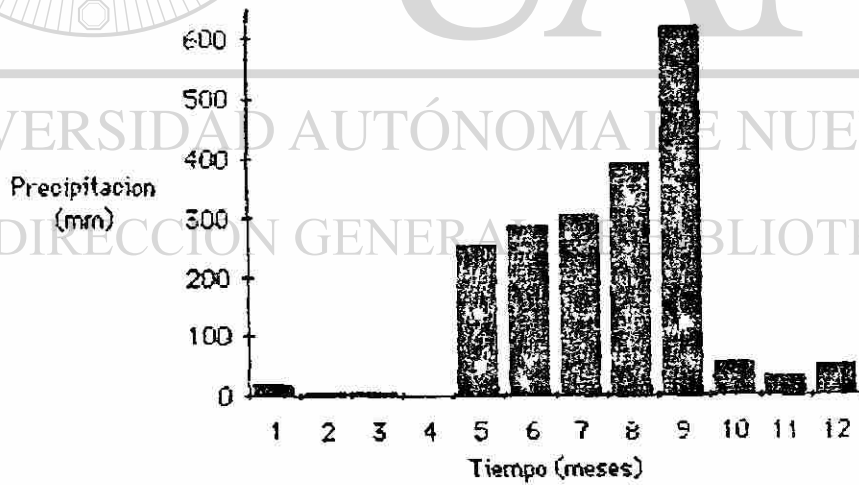


Figura 3.7-4

3.3 HIDROLOGIA SUBTERRANEA

Las formaciones acuíferas en la zona, más cercanas al sitio de la CNLV son: (a) El acuífero del sitio mismo donde se localiza la CNLV (medio fracturado), (b) El acuífero Palma Sola, a 6 km al Norte del sitio (medio poroso), y (c) El acuífero El Viejón, 3 km al Sur del sitio (medio poroso); ver figura 3.3.

ACUIFERO DEL SITIO CNLV

El sitio donde se construye la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde se localiza sobre derrames de lava del Plioceno-Pleistoceno, que escurrieron hacia el mar sobre la topografía existente que estaba constituida principalmente por andesitas del Mioceno. Tales derrames formaron una planicie con bahías, lagunas y mesetas ligeramente escarpadas. En general esta planicie se limita hacia el Este por el Golfo de México y hacia el Oeste por un cordón montañoso, formado por espinas volcánicas y por cuerpos de andesita y diorita del Oligoceno-Mioceno, que forman localmente la roca basal. La topografía del área es, con excepción de la espina volcánica al Oeste de la CNLV, de tipo ondulante, con drenaje superficial que termina esencialmente en las lagunas Verde y Salada como se aprecia en la figura 3.3.

En lo que concierne al basalto, sobre el cual se encuentra localizada la CNLV, este posee espesores del orden de 40 m; le sobreyacen depósitos de arcillas, arenas, gravas mal

clasificadas y piroclásticos; que en conjunto forman espesores entre 12 y 60 m.

El análisis de muestras de núcleos obtenidos en la perforación de varios barrenos exploratorios en el sitio, mostraron que los derrames de basalto, aunque se encuentran fracturados, están sellados por materiales arcillosos, o bien no existe separación suficiente para permitir el paso de agua con facilidad y dar a esta roca el carácter de acuifero.

Debido a la heterogeneidad de las rocas del área de la CNLV, la determinación de la conductividad hidráulica fué realizada en los barrenos mismos durante su perforación mediante pruebas "lugeon". Los valores encontrados de conductividad hidráulica fueron del orden de $10E(-6)$ cm/seg.

Por lo descrito anteriormente, a la formación de basalto fracturado donde se construye la CNLV se le dió el carácter de acuitardo ya que, a pesar de contener agua, la transmite muy lentamente por lo que no es apto para su explotación. En este acuitardo no existe ningún pozo o noria de explotación, ni se prevé que existan en el futuro.

A los barrenos exploratorios perforados en este sitio se le instalaron piezómetros con el propósito de conocer la distribución del flujo de agua subterránea contenida y su fluctuación en el tiempo.

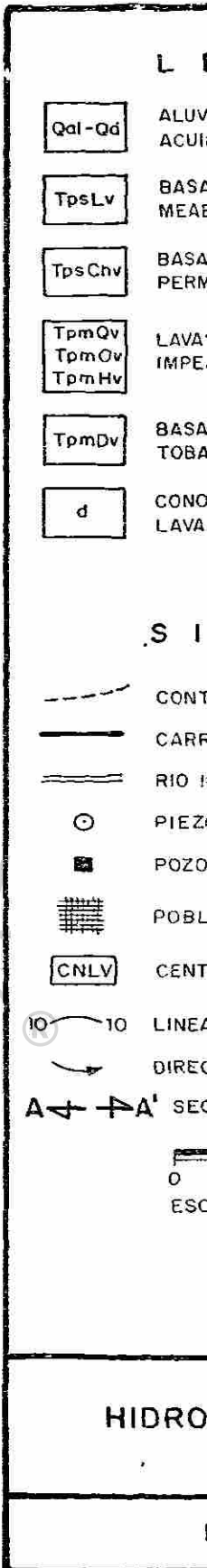
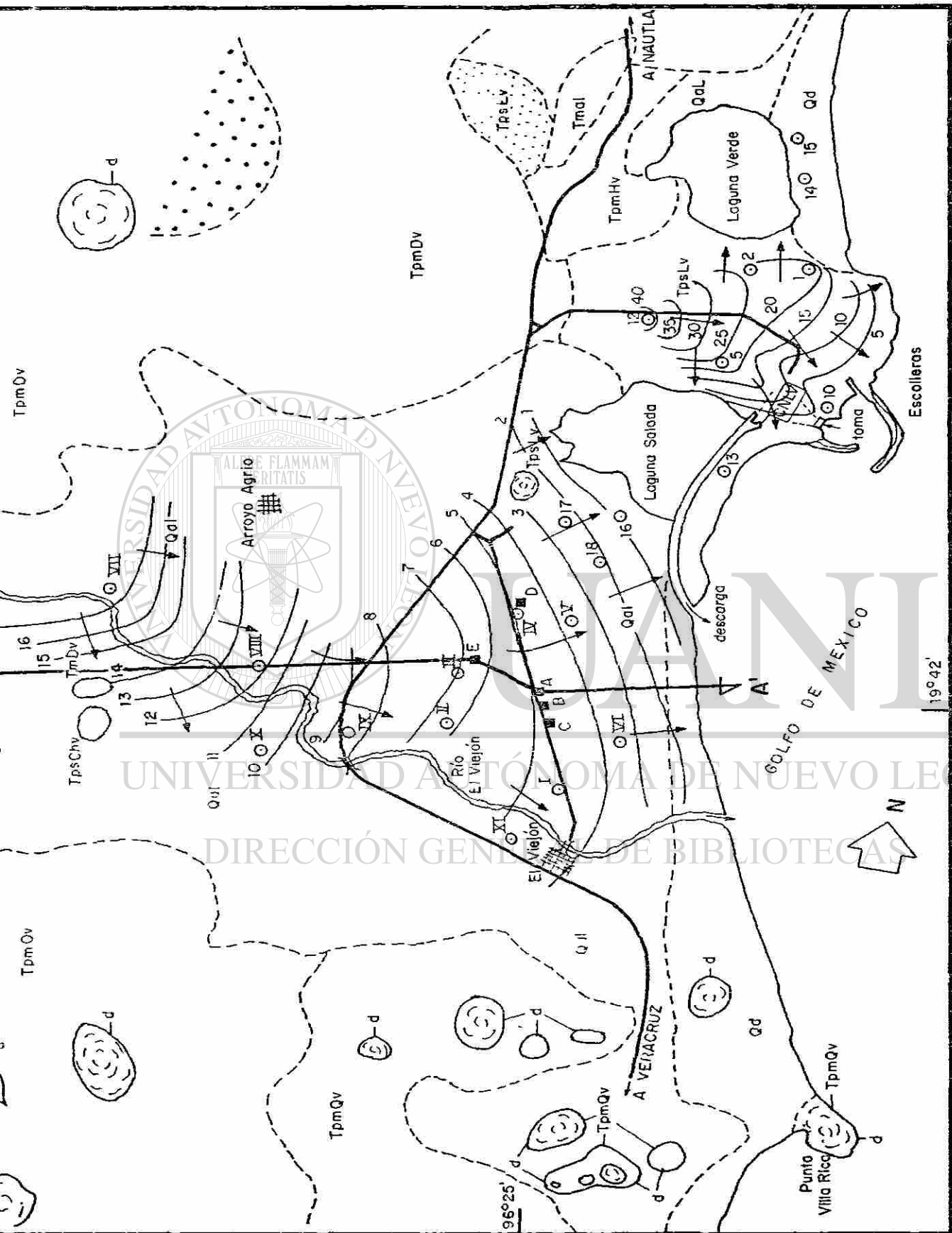
La figura 3.8 muestra un plano hidrogeológico local donde se puede observar, en planta al acuitardo del sitio y al acuífero El Viejón.

La información de los niveles de agua subterránea obtenida en los piezómetros indicaron una caída de potencial hidráulico con gradiente del orden de $1/4$ a $1/30$, fluyendo el agua subterránea, en forma general, de los lugares topográficos más altos a los más bajos, con una velocidad de flujo que varía entre 40 y 110 cm/año. La dirección de la descarga del agua subterránea de este acuitardo es preferentemente hacia el mar, aunque también descarga en las lagunas Verde y Salada. La figura 3.8 muestra también la superficie equipotencial para este sitio, con la dirección de flujo subterráneo como se discutió antes.

ACUIFERO PALMA SOLA

Aproximadamente a 6 km al Norte del sitio de la CNLV, se forma un valle de materiales de aluvión a la salida de la cuenca del río Barranca Hernández, con un área aproximada de 10 km² y un espesor medio de 30 m, ver figura 3.3.

Este valle representa a un acuífero en medios porosos de condiciones freáticas que está conectado hidráulicamente al río Barranca Hernández y no tiene ninguna conexión hidráulica con el acuitardo del sitio CNLV, ni con el acuífero EL VIEJON. Por esta razón su descripción se limitará a mencionar su existencia.



ACUIFERO EL VIEJON

El acuífero principal más cercano al sitio de la CNLV, y motivo del presente estudio, es el que se forma en el valle de El Viejón, adyacente al río del mismo nombre.

El acuífero del valle de "El Viejón" consiste de una serie de estratos de materiales granulares y arcillosos que descansan sobre el basamento impermeable de roca andesítica, la cual se encuentra a profundidades que varían entre 10 y 55 m debajo de la superficie del terreno. Estos materiales no consolidados consisten de intercalaciones de gravas, arenas y arcillas de espesor variable; en general las arcillas se encuentran en la superficie o formando lentes arcillosos entre el material granular; el material granular varía de grueso a fino, encontrándose boleas que indican un origen aluvial reciente para este valle.

En base al análisis de las muestras obtenidas de los núcleos de barrenos perforados en este valle se observó que el material granular es apto para almacenar y transmitir agua subterránea en cantidades apreciables, formando un acuífero susceptible de explotación. El área del valle El Viejón forma una buena superficie de infiltración debido a la permeabilidad de los materiales, teniendo también una conexión hidráulica con el río del mismo nombre, haciendo que éste actúe como corriente efluente en época de secas, y como influente en periodo de lluvias, representando una considerable recarga del acuífero.

Aprovechando la perforación de 14 barrenos exploratorios en este valle, se instalaron piezómetros en los mismos con el propósito de conocer la distribución espacial del flujo de agua subterránea y su fluctuación en el tiempo. El plano hidrogeológico de la figura 3.8 muestra la localización de los 14 piezómetros en la parte baja del valle (zona de interés).

El nivel estático en la zona más baja del valle, se encontró a 4.0 m de profundidad (promedio aproximado), con respecto al nivel del terreno; y una elevación entre 2.5 y 1.5 m con respecto al nivel medio del mar.

La dirección del flujo subterráneo en este acuífero es preferentemente de Oeste a Este desde las partes topográficas más altas, hacia el mar, con gradientes hidráulicos aproximados de 1/150. La figura 3.8 muestra también la superficie equipotencial del acuífero y su dirección de flujo subterráneo para el mes de Julio de 1981.

A partir de 1979, personal de la CFE realiza mediciones piezométricas en este acuífero. La figura 3.9 muestra los hidrógrafos de algunos piezómetros seleccionados para 1980-1982. Se observa que los niveles estáticos medidos en los piezómetros tienen el mismo comportamiento a través del año; los valores más altos corresponden a los meses de Agosto, Septiembre y Octubre; meses en los cuales se presenta la máxima precipitación en el área (vease la altura de lluvia en los hietogramas de la figura 3.7). De ahí se observa como se recarga el acuífero en esa

h Elevación del nivel estatico
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar

○ B-II
● B-IV
△ B-VI



Fig. 3.9 Hidrógrafos de algunos piezómetros seleccionados.

época. A partir de Diciembre bajan los niveles hasta llegar a su valor mínimo en los meses de Abril a Julio debido a la época de secas.

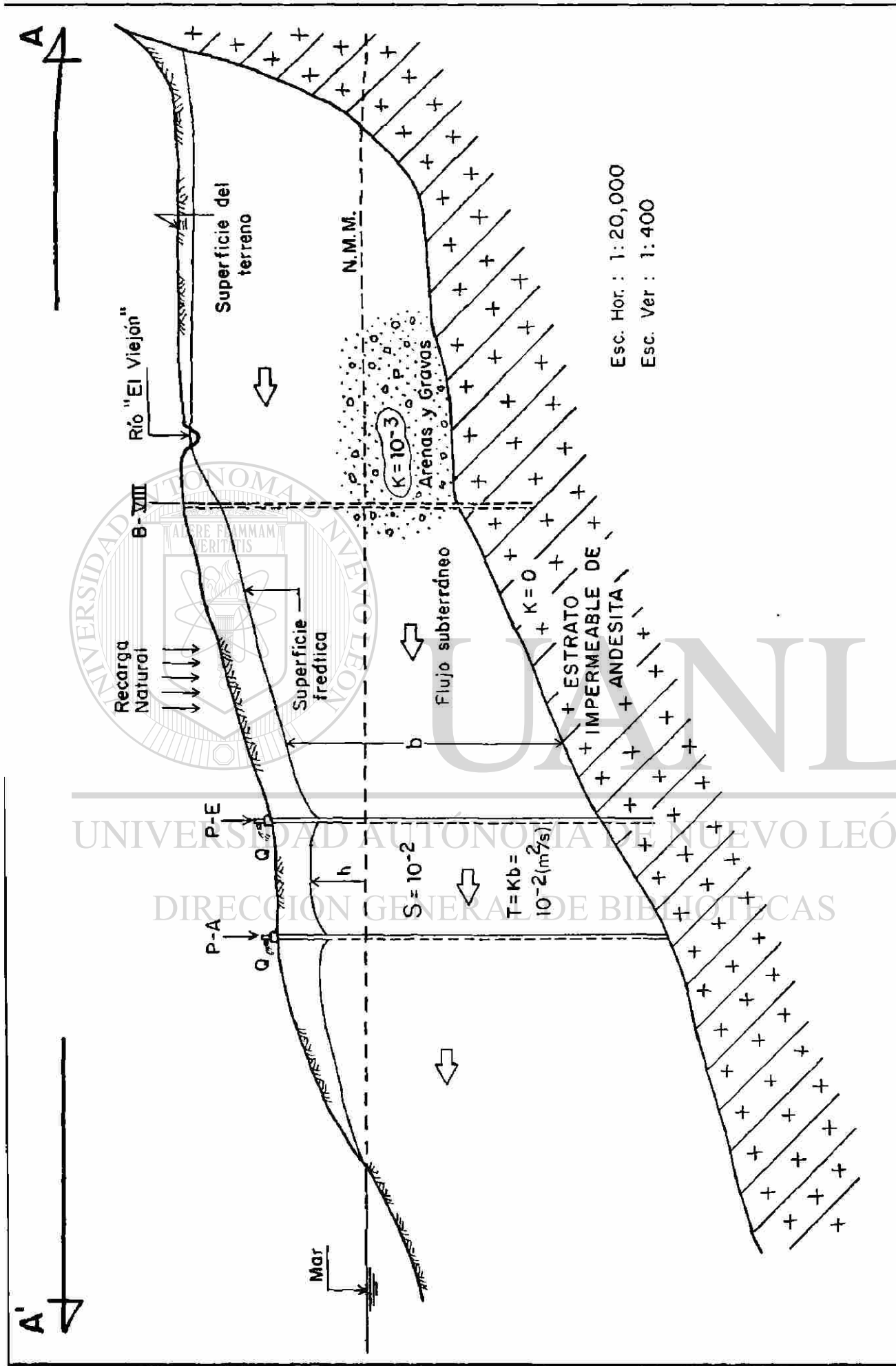
La explotación de este acuífero se limita a 5 pozos (propiedad de CFE) de 35 m de profundidad promedio, equipados con moto-bombas eléctricas de turbina vertical; localizados aproximadamente a 3 km al Sur de la laguna Salada (figura 3.8). Estos pozos tienen capacidad para extraer hasta 20 l.p.s. en promedio, aunque generalmente su explotación en conjunto no rebasa los 45 l.p.s., que es la demanda actual conjunta de la construcción de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde y su campamento local (Rivera, 1983).

Este acuífero es la única fuente de la que se abastece la CNLV, por medio de los pozos mencionados antes; el resto de las norias ahí presentes extraen un pequeño gasto estimado en 250 a 500 litros por día cada una y que tienen uso doméstico y de abrevadero predominantemente. Estas norias son perforaciones hechas a mano hasta una profundidad máxima de 6 m. además de 1.5 a 2.5 m de profundidad, con adobon de arcilla; el agua es extraída en forma manual con cubetas o en el mejor de los casos con pequeñas bombas centrífugas de 1.5 h.p. Cabe mencionar que la mayoría de estas norias se secan en épocas de secas, cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo de las norias.

La recarga de este acuífero es por infiltración directa de agua de lluvia sobre el terreno, y por infiltración inducida por el río El Viejón en época de lluvias cuando éste se hace influente, es decir, recarga las aguas subterráneas de ese valle. En época de secas el río se vuelve efluente, es decir, drena al acuífero.

Las fronteras de este acuífero son: al Oeste y al Sur, la serie de rocas andesíticas- dioríticas (roca compacta de muy baja conductividad hidráulica, del orden de $10E(-7)$ cm/seg); al Norte se comunica con la laguna Salada (acuicludo de agua salada); y al Este se comunica con el mar, estableciéndose una interfase de agua dulce-agua salada que se mantiene en equilibrio hidrodinámico con las aguas del Golfo de México.

La figura 3.10 presenta un modelo geométrico geohidrológico del acuífero "El Viejón" según la sección A-A en la figura 3.8. En esa geometría se observa la formación de materiales del cuaternario de gravas y arenas que forman el acuífero de condiciones freáticas sobreyaciendo al estrato impermeable de andesita. A pesar de la diferencia de escalas (vertical y horizontal) se puede apreciar la variación del espesor (b) del acuífero, el cual se profundiza hacia el mar.



MODELO GEOMETRICO GEOHIDROLOGICO DEL ACUIFERO "EL VIEJON"
 (Según corte A-A' de la figura 3.8)

FIGURA 3.10

4.0 INVESTIGACION PARA DEFINIR EL SISTEMA FISICO QUE

DESCRIBE AL ACUIFERO

En este capitulo se describen las actividades realizadas en el campo tendientes a identificar el sistema físico que describe al acuífero bajo estudio. En este caso solo se describirán los trabajos realizados en el valle "El Viejón".

4.1 PERFORACION DE BARRENOS EXPLORATORIOS E INSTALACION DE PIEZOMETROS

De Noviembre de 1978 a Abril de 1979, la CFE con su propia maquinaria perforó 9 barrenos exploratorios en el área baja del valle de El Viejón. El objetivo de esas perforaciones era el de conocer la litología detallada de la zona para propósitos de identificación del acuífero además de contar, mediante la

instalación de piezómetros, con puntos a donde medir la fluctuación del nivel freático; ya que esa información era necesaria para integrar una parte del Informe Ambiental (1980) para procesos de licenciamiento de la Central.

En realidad ya desde 1974 se habían hecho perforaciones en un esfuerzo para localizar sitios adecuados para la construcción de pozos de agua para abastecer al, en aquel entonces, naciente Proyecto Nucleoeléctrico de Laguna Verde. Desafortunadamente la perforación de aquellos barrenos se llevó a cabo sin la recopilación de datos de campo y por lo tanto se carece de su documentación.

Los 9 barrenos perforados de 1978-1979 quedaron identificados como: B-16, B-17, B-18, B-I, B-II, B-III, B-IV, B-V y B-VI; su localización en planta se puede observar en la figura 3.8

La perforación se realizó con maquinaria que utiliza la técnica rotatoria; extrayendo muestras de núcleo a cada 3 metros perforados. Posterior a la perforación se le instaló a cada barreno un piezómetro que en algunos casos consistió de tubería de PVC de 2", ranurada a todo lo largo de la columna; y en otros, de tubería de fierro galvanizado ciego de 1 1/2" y un tramo perforado en el fondo, de 60 cm de longitud.

Los cortes litológicos y la terminación con piezómetros de cada uno de estos primeros 9 barrenos, se presentan en las figuras 4.1-1 a 4.1-9.

Los barrenos fueron perforados hasta el basamento subyacente de andesita; los espesores del material de aluvión en esa zona del valle variaron de 26 m (B-III) hasta 57 m (B-16); el promedio del espesor de materiales de aluvión (permeables) en esa zona es de 41.5 m.

Posteriormente, a partir de Enero de 1981, se perforaron otros 5 barrenos en el valle, localizados más arriba que los anteriores y a lo largo del río El Viejón.

El objetivo de esos 5 nuevos barrenos era el de ampliar el conocimiento litológico del valle y así identificar mejor a esa formación acuifera. Al localizarlos hacia las partes relativamente más altas del valle se podía establecer, mediante la elaboración de superficies equipotenciales, el sistema de flujo del agua subterránea contenida en los poros de la formación. De igual manera su localización a lo largo del río El Viejón responde al deseo de identificar la conexión hídrica entre éste y el acuífero.

Estos últimos 5 barrenos perforados quedaron identificados como: B-VII, B-VIII, B-IX, B-X y B-XI; su localización en planta se puede observar en la figura 3.8. Los cortes litológicos y su terminación con piezómetros se presentan en la

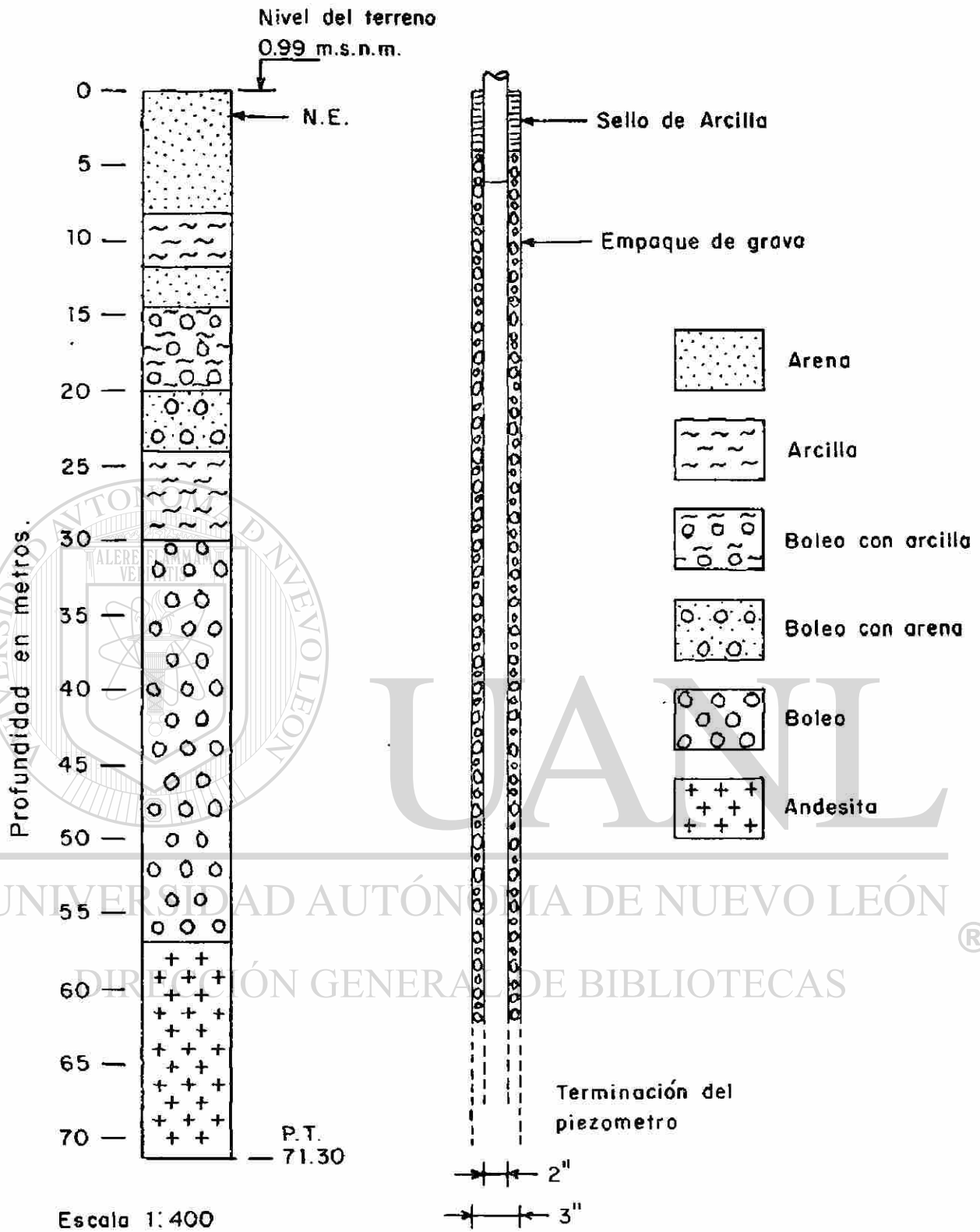


Figura 4.1-1 Barreno exploratorio 16

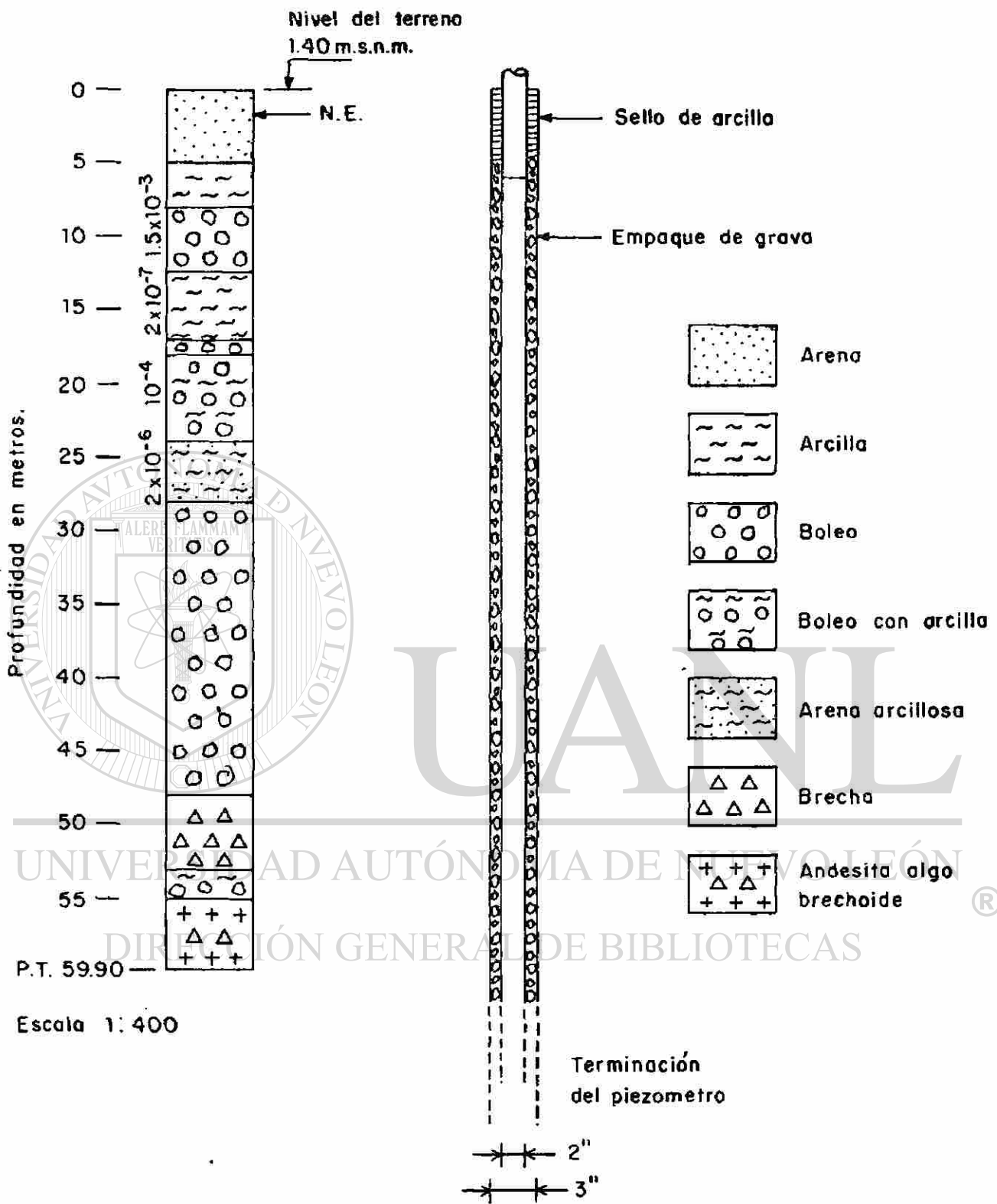


Figura 4.1-2 Barreno exploratorio 17

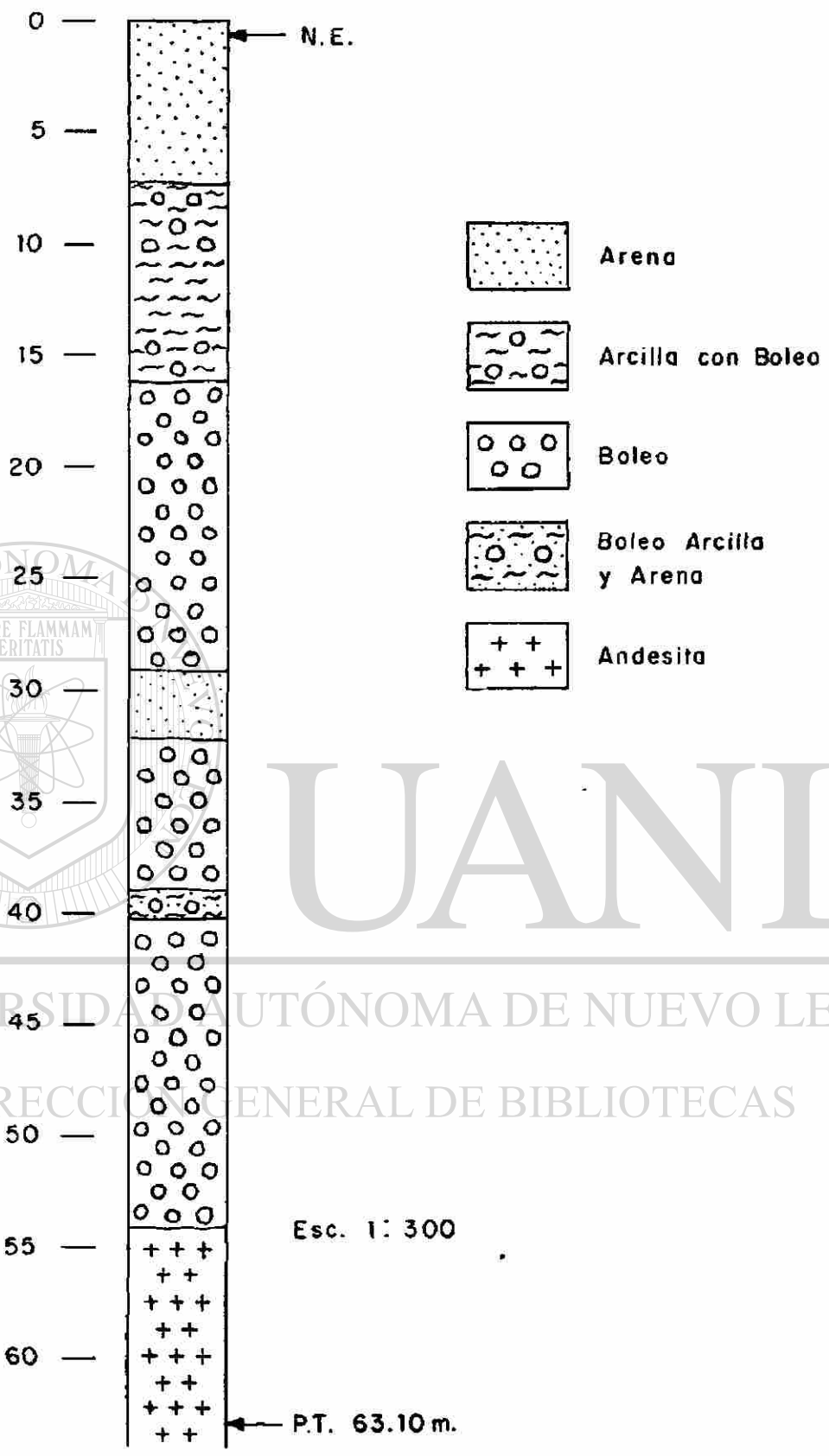
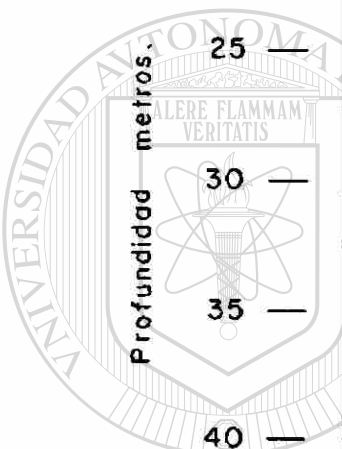


Figura 4.1-3 Barreno No. 18

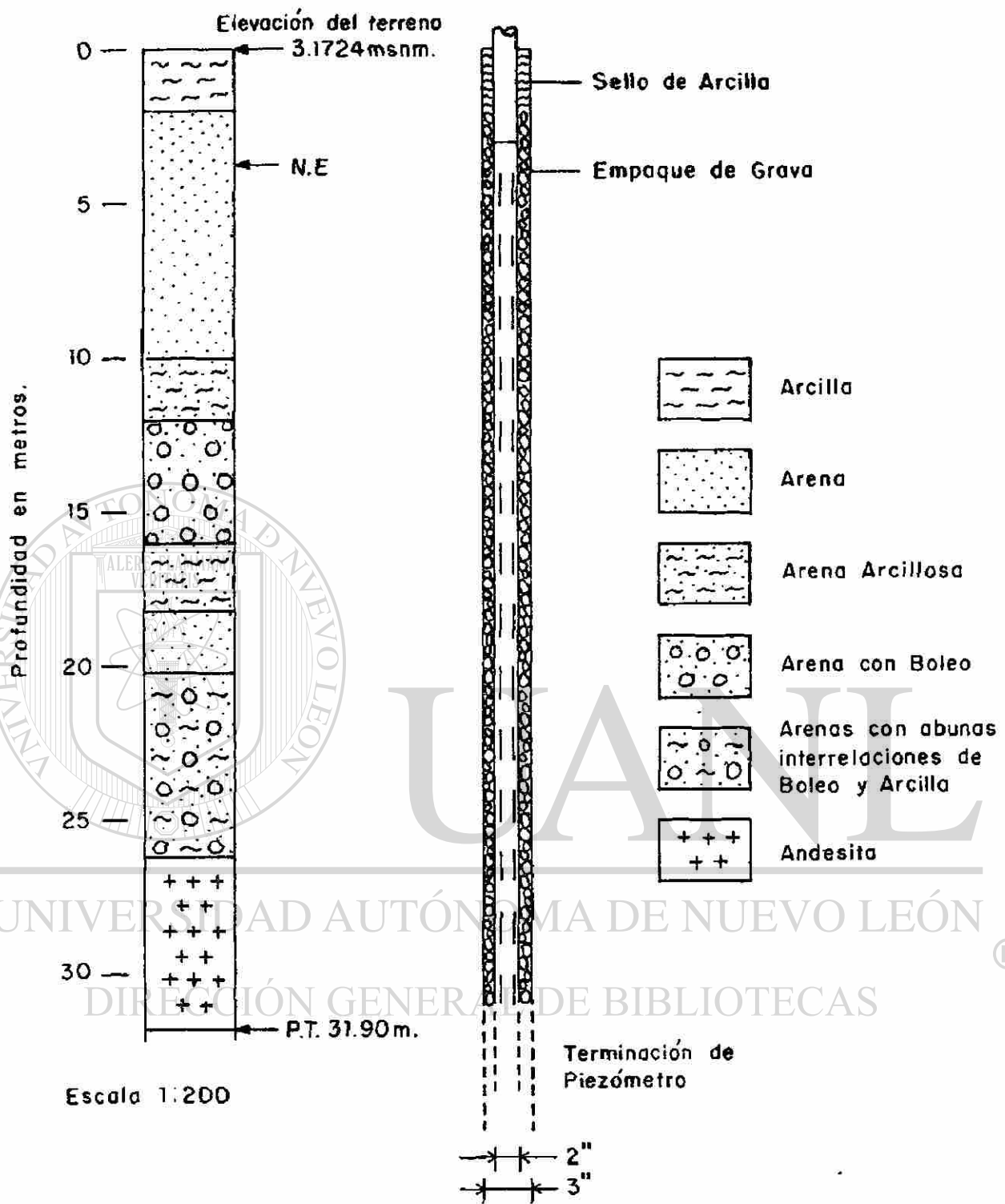
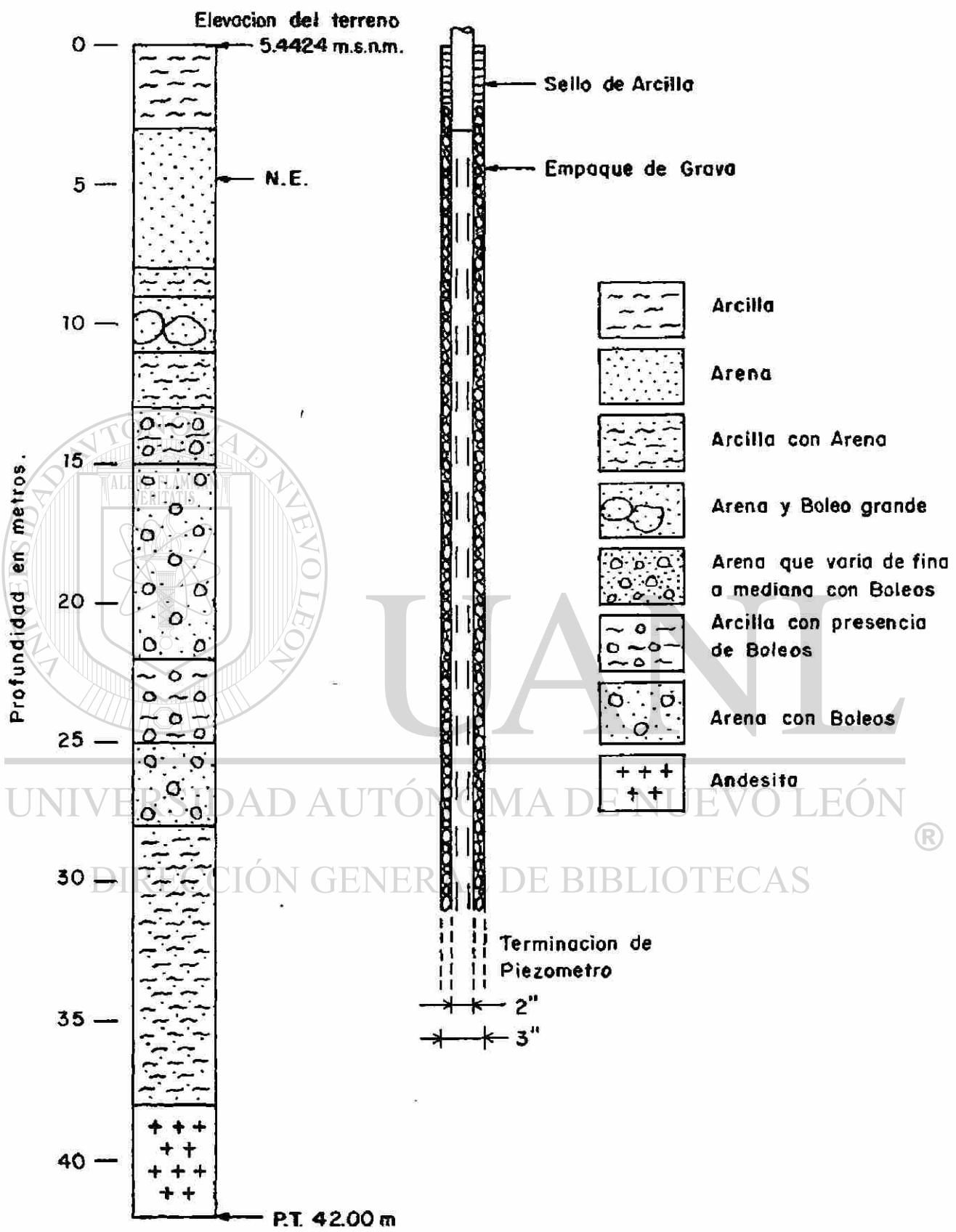


Figura 4.1-4 Barreno exploratorio I



Escala 1:200

Figura 4.1-5 Barreno exploratorio II

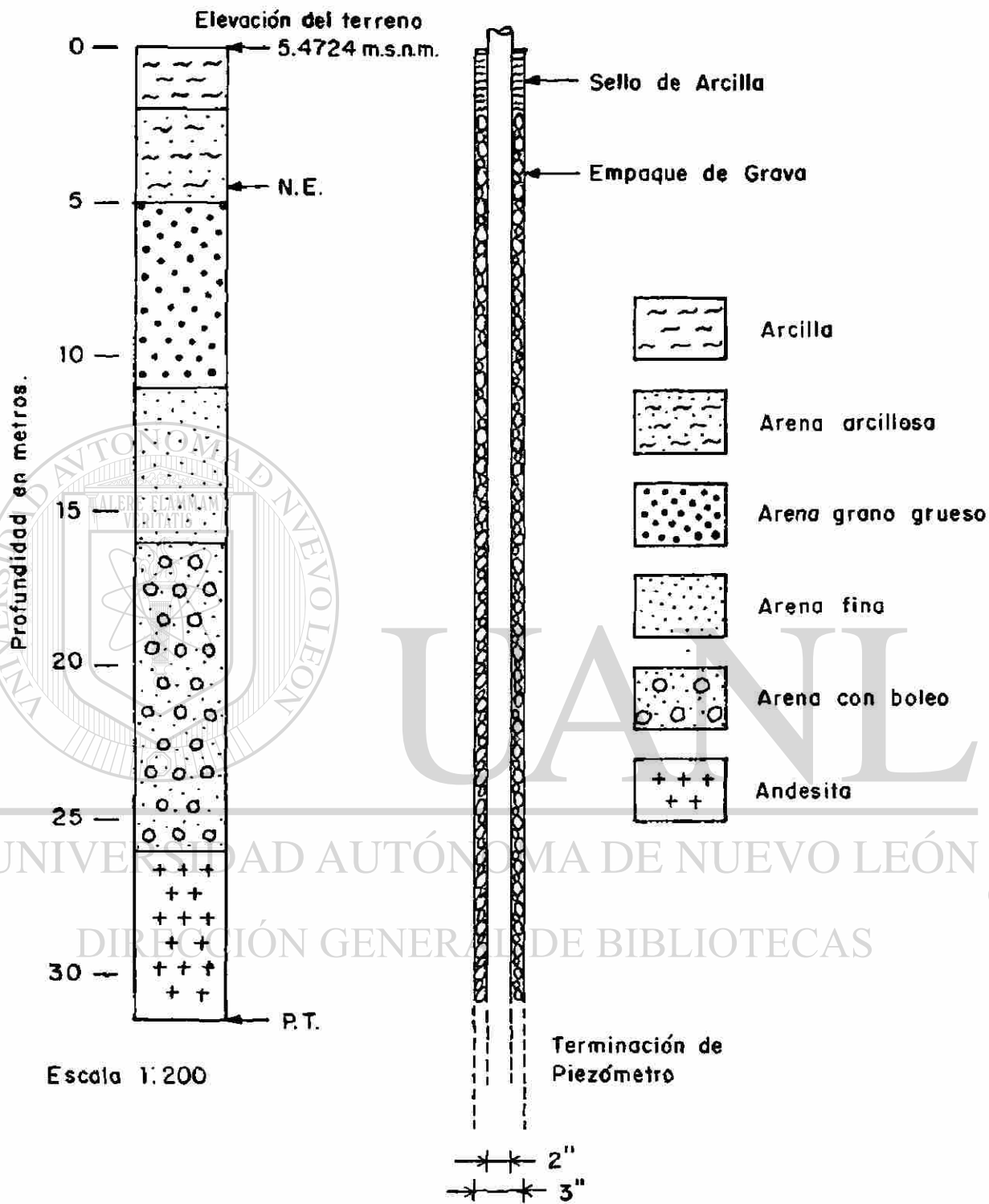


Figura 4.1-6 Barreno exploratorio III

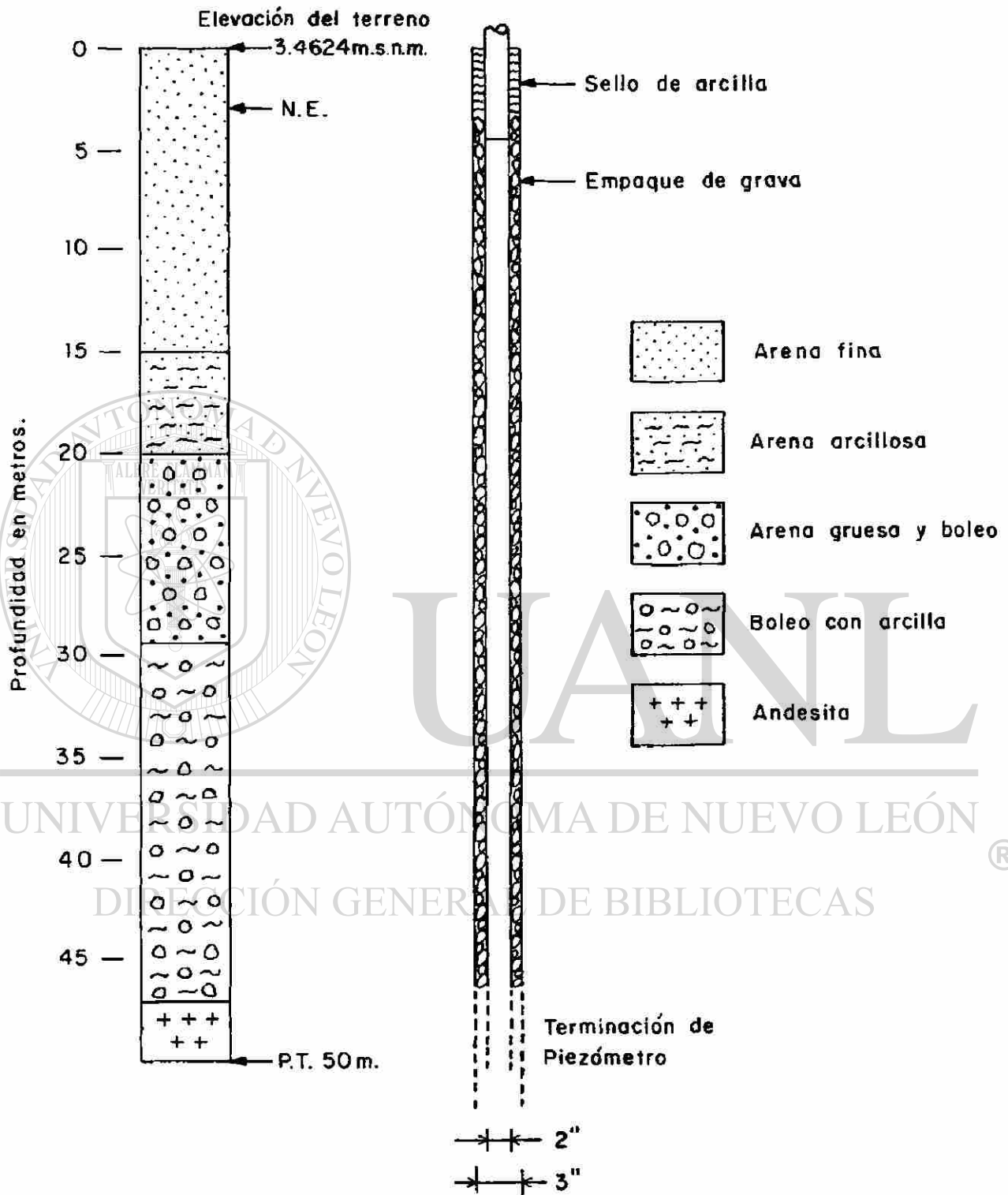


Figura 4.1-7 Bareno exploratorio IV
Acuífero Vieja.

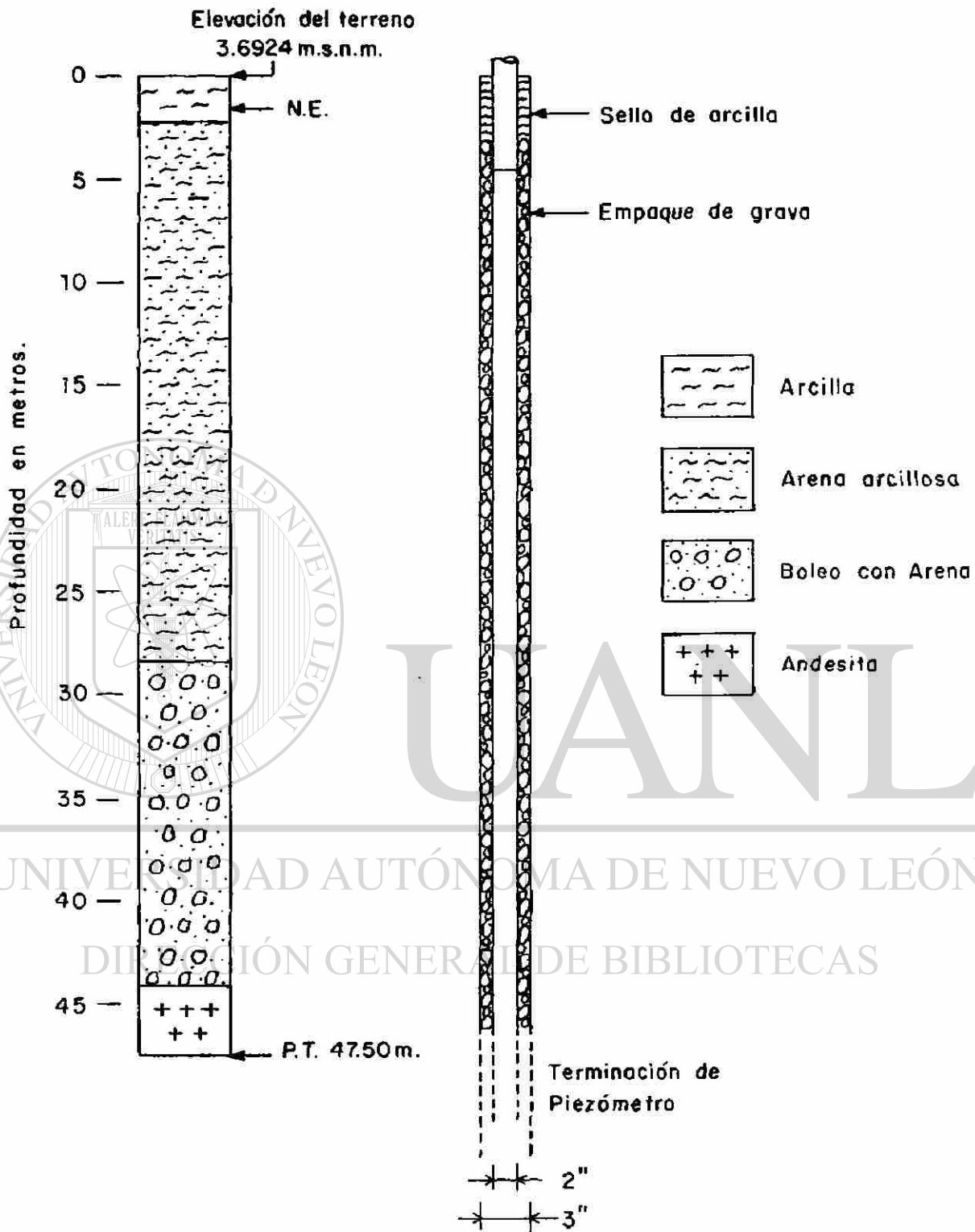


Figura 4.1-8 Barreno exploratorio V

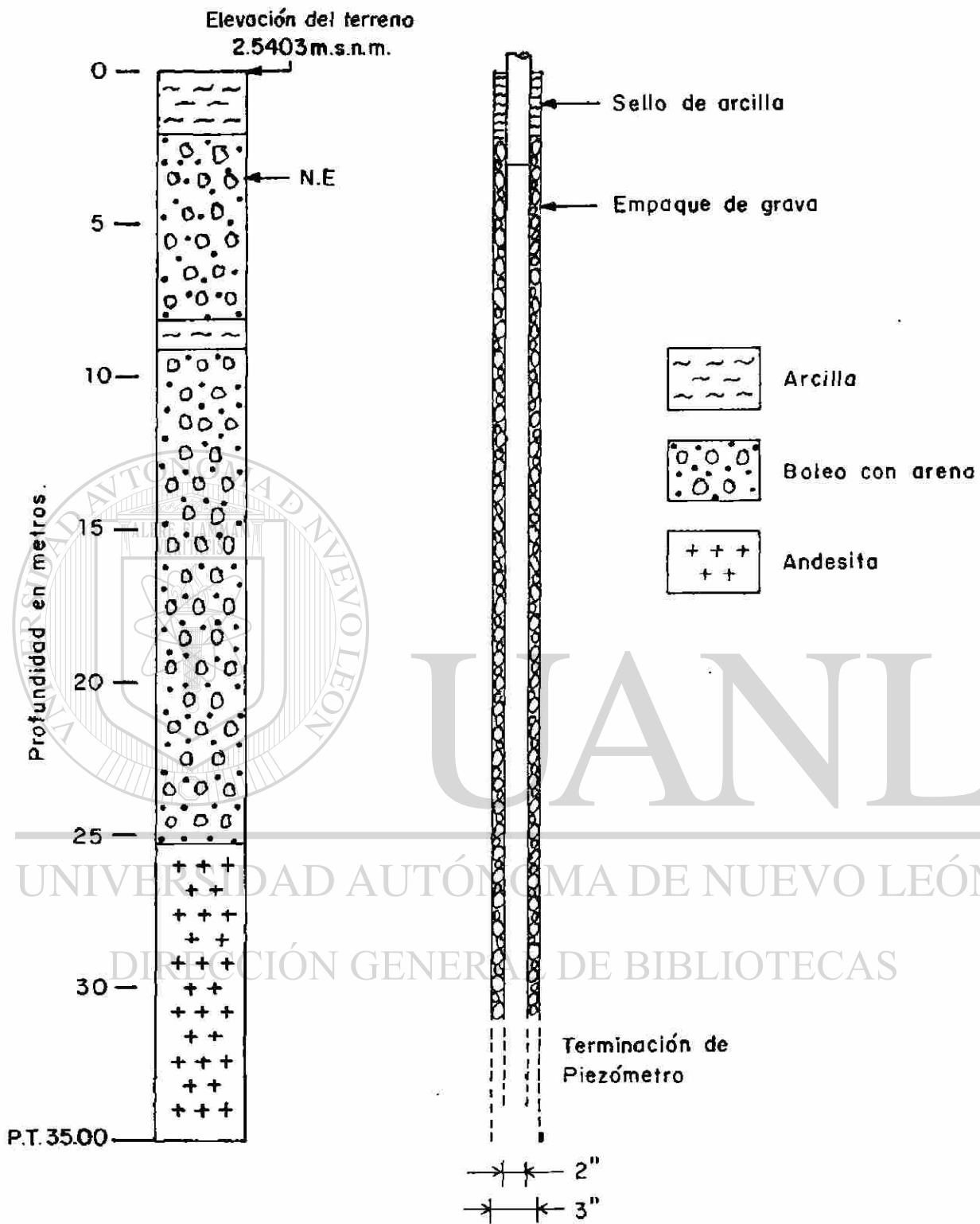


Figura 4.1-9 Barreno exploratorio VI

figura 4.2-1 a 4.2-6.

De igual manera que el grupo anterior, estos nuevos barrenos fueron perforados hasta encontrar el basamento de andesita (impermeable). Los espesores de aluvión en esa zona del valle variaron de 20 m (B-VII) a 24 m (B-XI). El promedio del espesor de aluvión (permeable) en esa zona es de 22.5 m.

El diámetro de cada uno de estos 5 barrenos es de 3 1/2" y el piezómetro instalado en ellos de 1" ciego, y de 1 1/2" en el último metro al fondo con tubo perforado.

Las figuras 4.3 y 4.4 presentan dos secciones litológicas que incluyen a los barrenos B-I, B-III y B-IV y los pozos A, B, C, D, y E; en ellas se puede observar a los niveles freáticos para dos fechas distintas, una para sequía y otra para temporada de recarga (lluvias).

4.2 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD "LEFRANC"

Durante la perforación del segundo grupo de barrenos, se realizaron pruebas de permeabilidad "lefranc", (CFE, 1981), como una ayuda cualitativa del conocimiento de la permeabilidad de los materiales de aluvión atravezados.

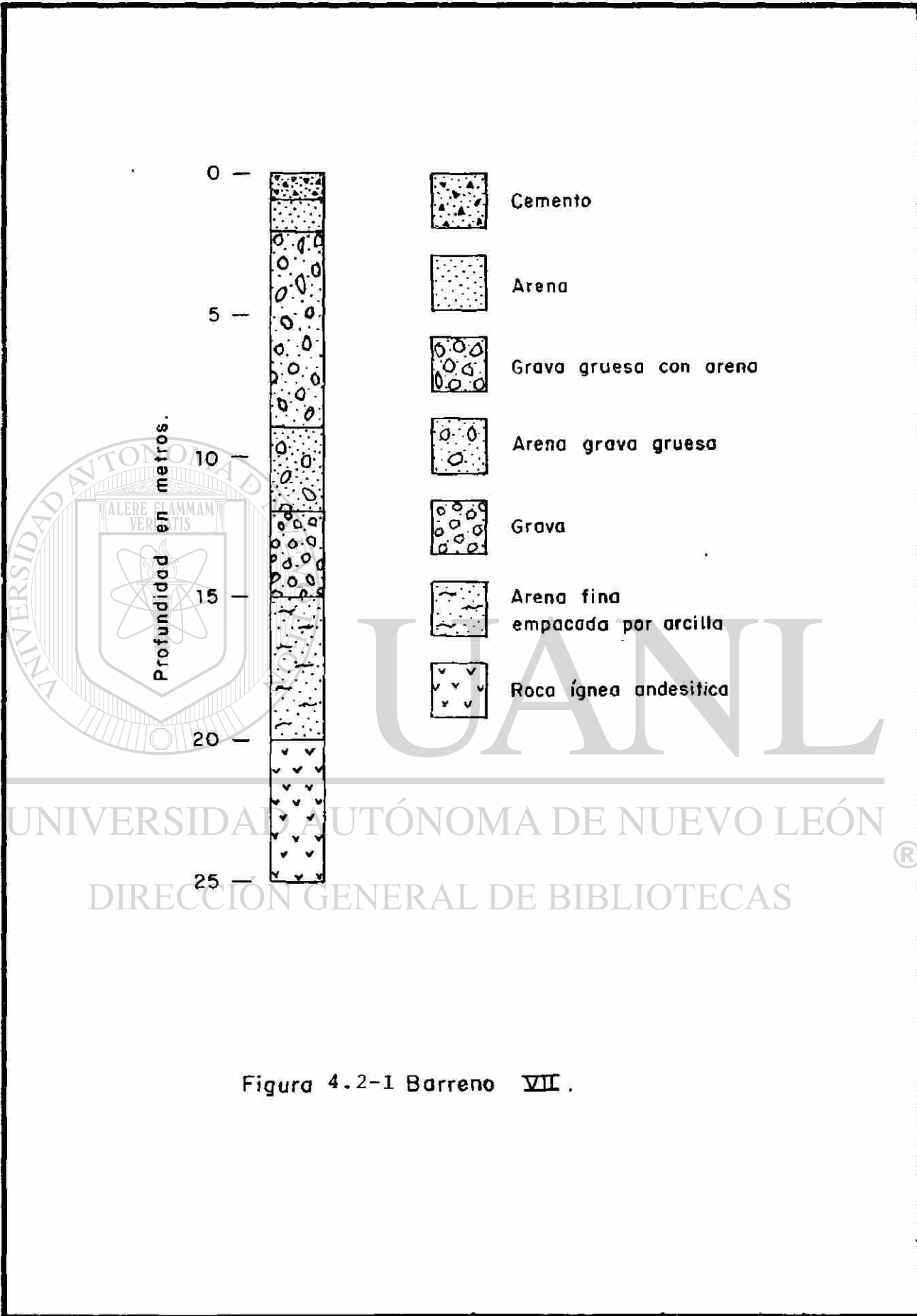


Figura 4.2-1 Barreno VII.

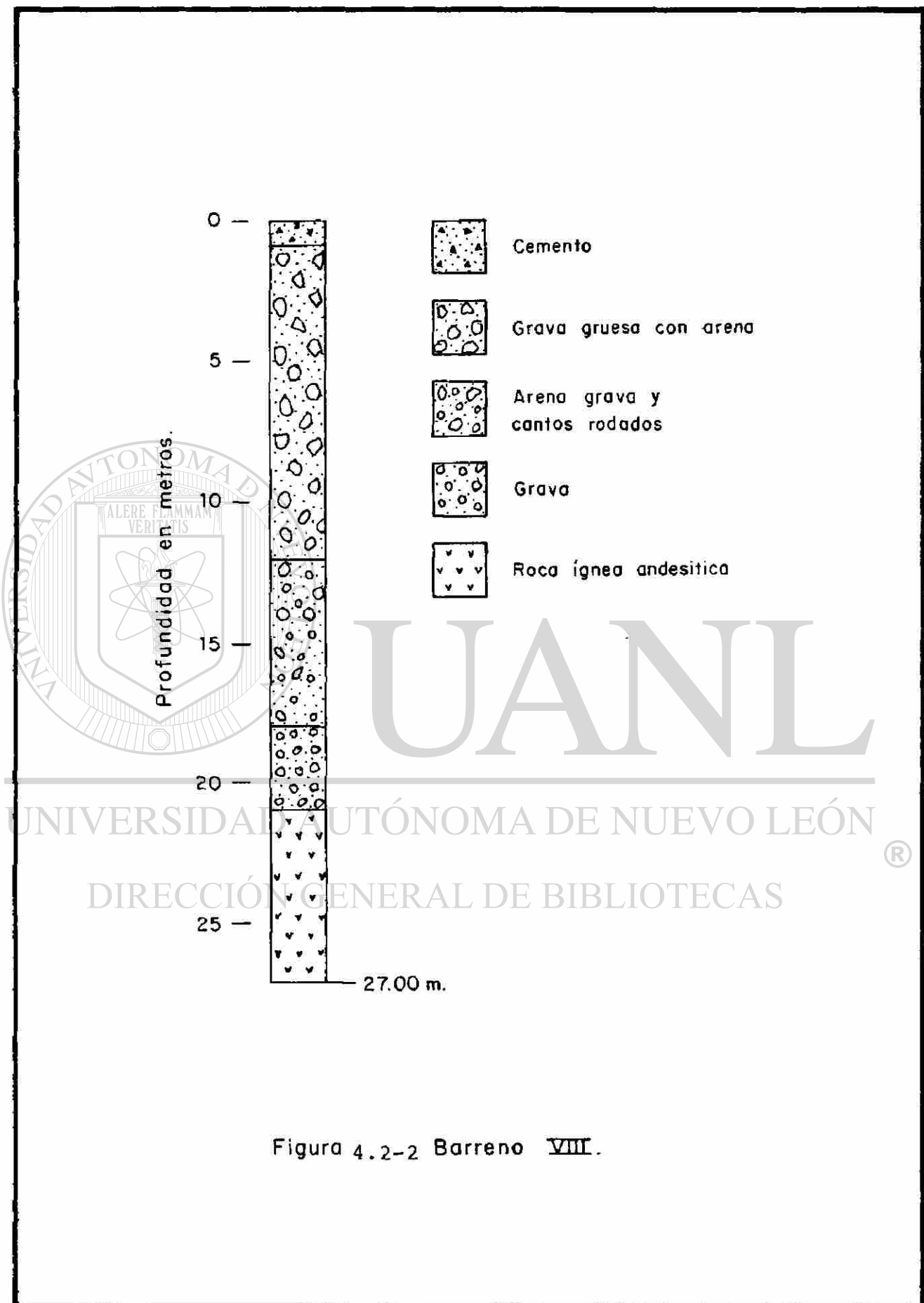


Figura 4.2-2 Barreno VIII.

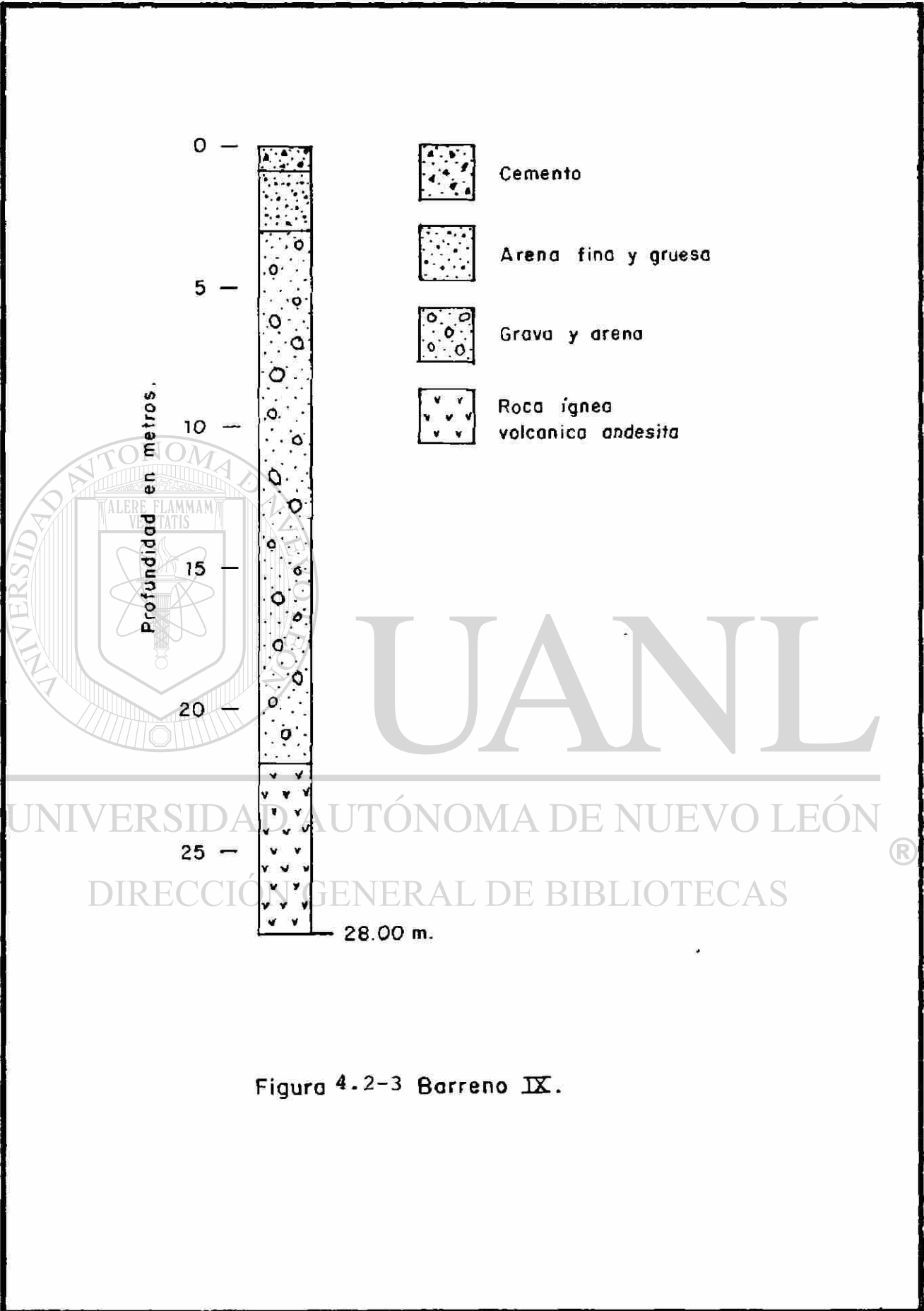


Figura 4.2-3 Barreno IX.

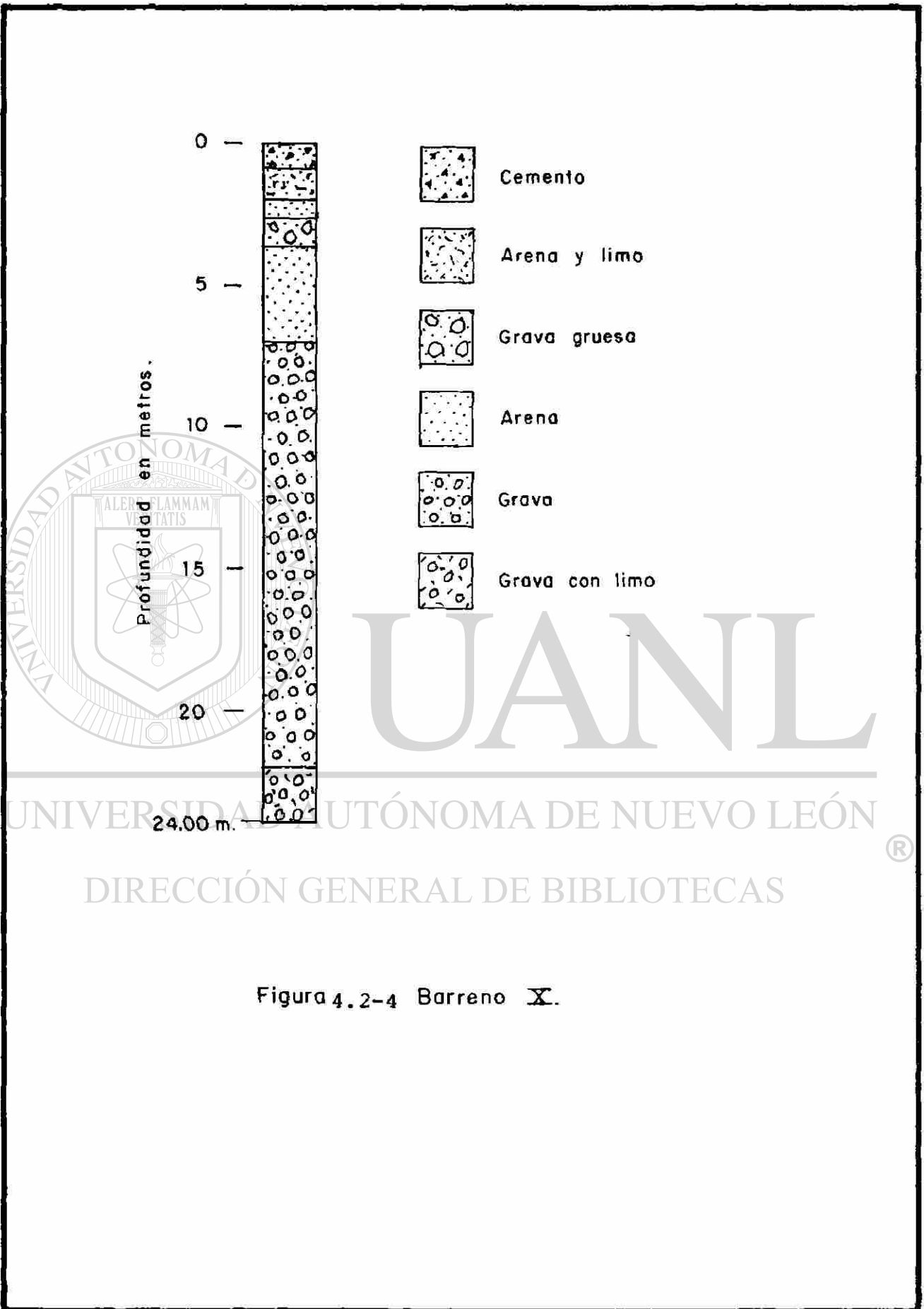
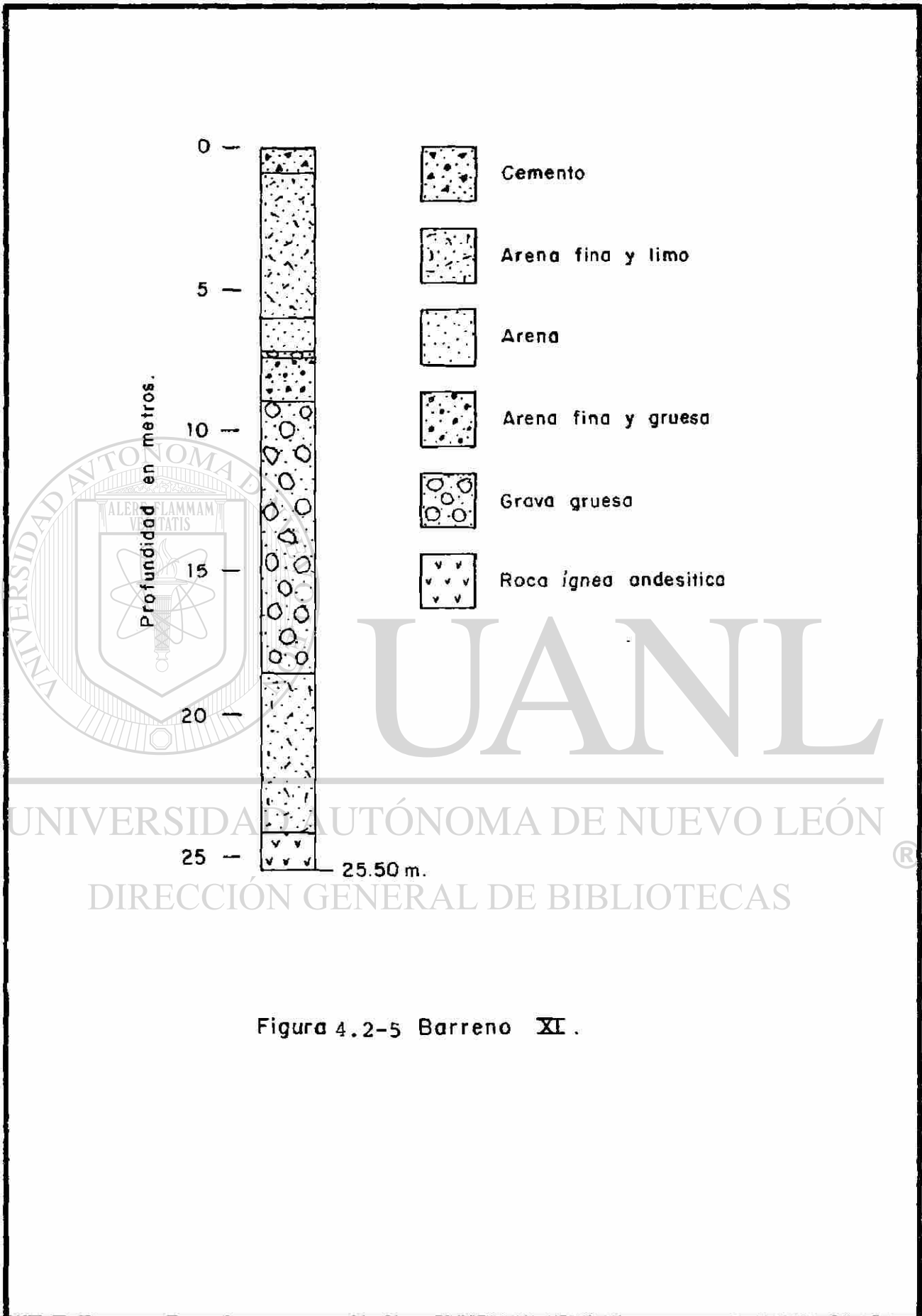


Figura 4.2-4 Barreno X.



0 —
5 —
10 —
15 —
20 —
25 —

Profundidad en metros.

-  Cemento
-  Arena fina y limo
-  Arena
-  Arena fina y gruesa
-  Grava gruesa
-  Roca ígnea andesítica

25.50 m.

Figura 4.2-5 Barreno XI.

PIEZOMETROS

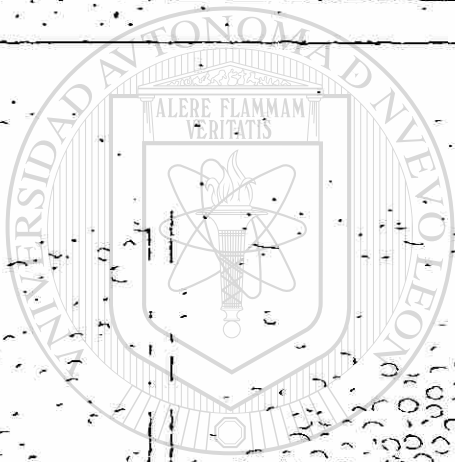
	BAR	FLEV	P1	P2	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4
VII	18.76 m	25.00 m	20.22 m	1.2"	1"	3/16"	3 1/2"	
VIII	13.100 m	27.00 m	24.92 m	1.2"	1"	3/16"	3 1/2"	
IX	9.99 m	28.00 m	19.01 m	1.2"	1"	3/16"	3 1/2"	
X	13.89 m	24.00 m	19.18 m	1.2"	1"	3/16"	3 1/2"	
XI	5.42 m	25.30 m	25.00 m	1"	1/2"	3/16"	3 1/2"	



FIGURA 4.2-6

P-5(E)

P-4(D)

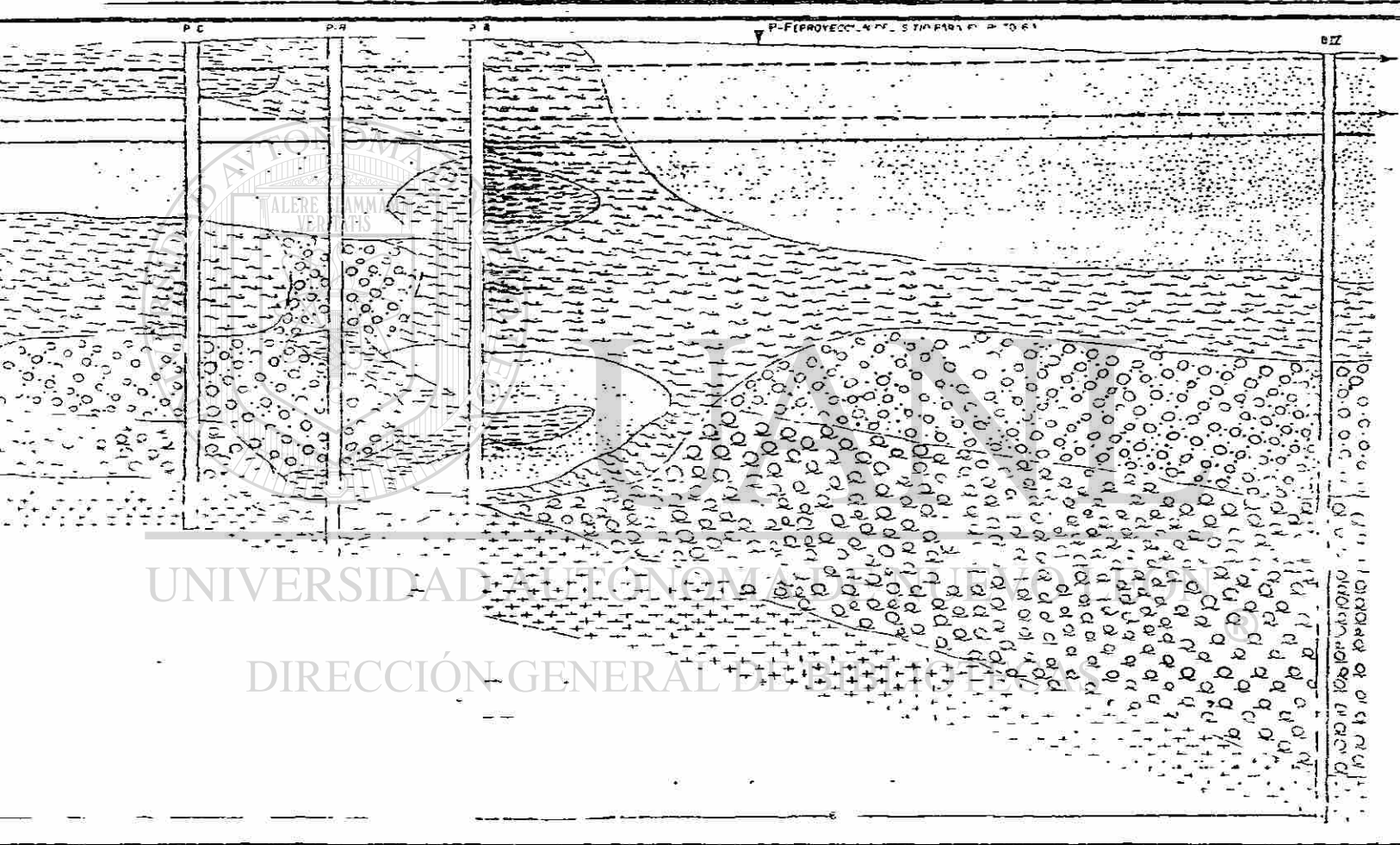


UANI

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE FISIOLOGÍA

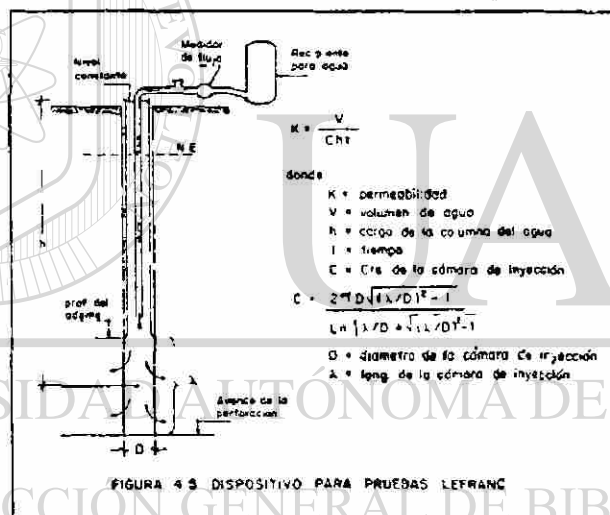
N.M.M NIVEL MEDIO DEL MAR
---> NIVEL PIEZOMETRICO



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE COSTA RICA
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

Las pruebas se efectuaron en tramos de 3 m a todo lo largo de cada sondeo excepto los primeros 3 m. Las pruebas fueron descendentes. Se utilizó para el ensaye ademe NW con \emptyset exterior de 5/16".

Para establecer el flujo de agua en el tramo de prueba se utilizó un tanque abierto en su parte superior, al cual se alimentó con un gasto de agua tal que permitiera mantener la carga hidráulica constante durante la prueba. El gasto infiltrado se midió con un "medidor" de agua comercial. La figura 4.5 presenta un croquis del dispositivo utilizado para estas pruebas.



De las pruebas realizadas en los 5 barrenos se obtuvieron valores de permeabilidad en el intervalo de $10E(-5)$ a $10E(-4)$ m/seg. Estos valores proporcionan una idea cualitativa de la permeabilidad (K) de los materiales perforados, ya que representan valores relativos y no se pueden tomar como valores

K del acuífero. De cualquier manera los valores obtenidos están de acuerdo con la clasificación de Bear, et al (1968), para materiales permeables consistentes en arenas y gravas que forman acuíferos "buenos".

4.3 PERFORACION DE POZOS DE EXTRACCION Y EQUIPAMIENTO DE

MOTO-BOMBA

La Central Nucleoeléctrica Laguna Verde utiliza al acuífero El Viejón como su única fuente de abastecimiento de agua, desde 1974. Los planes para la operación de la Central con una vida media esperada de 40 años, incluyen a esta misma fuente para seguir abasteciéndose de agua potable para diversos sistemas. Rivera (1983).

La explotación del acuífero se lleva a cabo por medio de 5 pozos equipados con moto-bombas eléctricas de turbina vertical. Los pozos P-A, P-B, P-C, P-D y P-E, que se localizan en el valle de El Viejón como se observa en la figura 3.8; han sido construidos en diferentes épocas.

En un principio, cuando se inició la construcción de la primera unidad (Reactor U-1), se perforaron los pozos A,B y C en los meses de Febrero, Marzo y Abril de 1974, respectivamente. Los croquis de terminación de estos tres primeros pozos se presentan en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8. La capacidad

POZO A

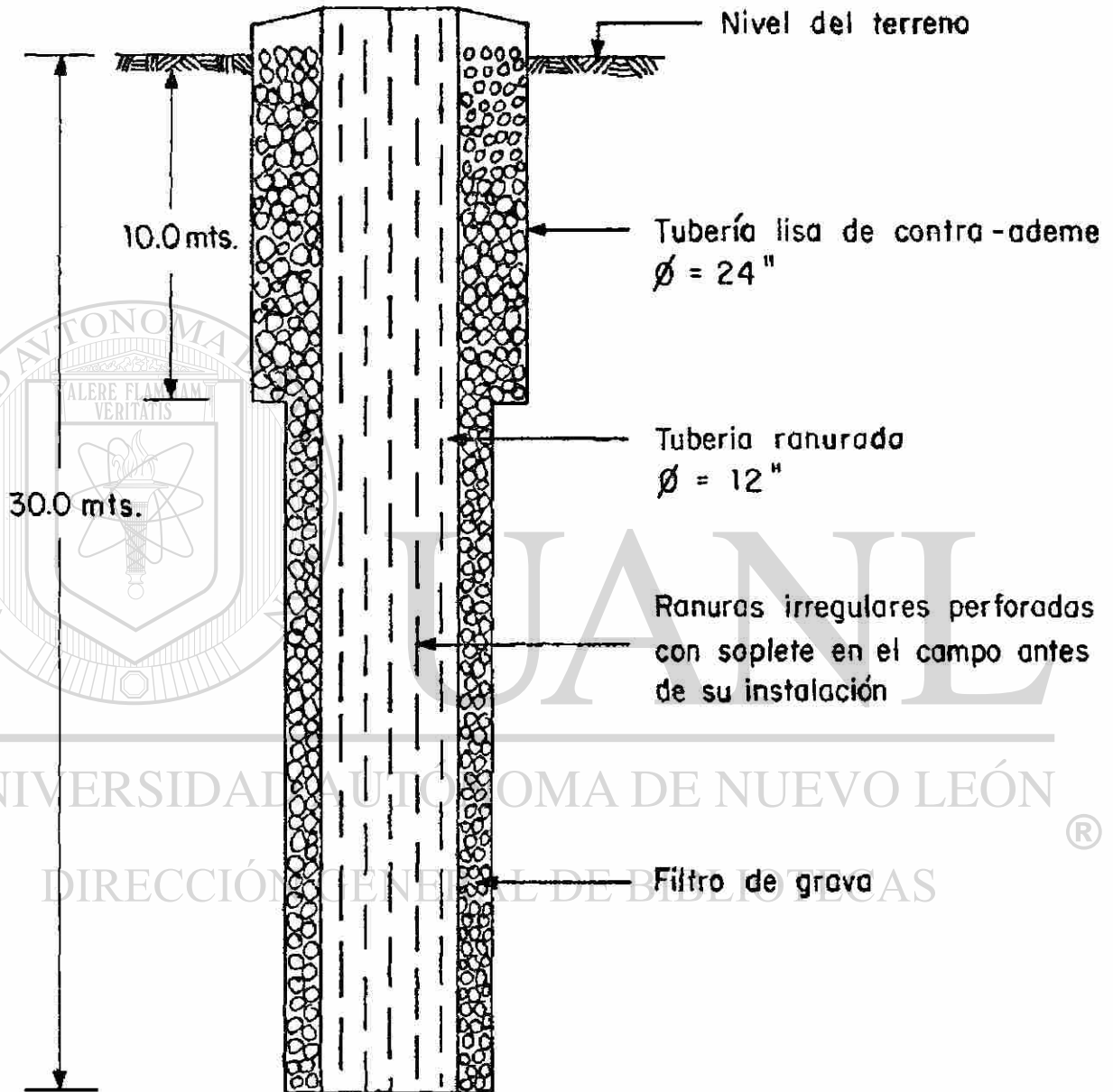


Figura 4.6 Croquis de terminación del pozo A

POZO B

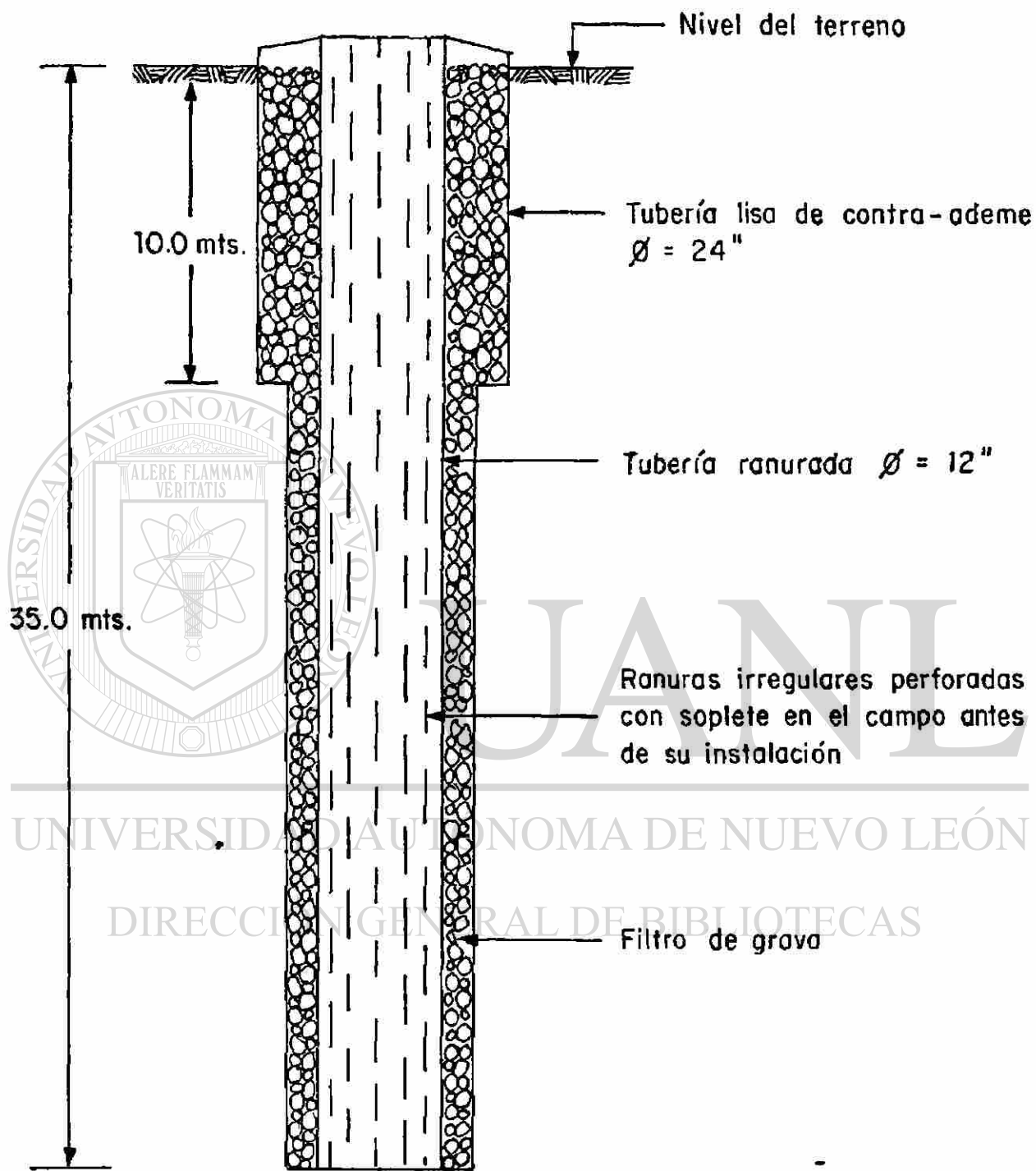


Figura 4.7 Croquis de terminación del pozo B

POZO C

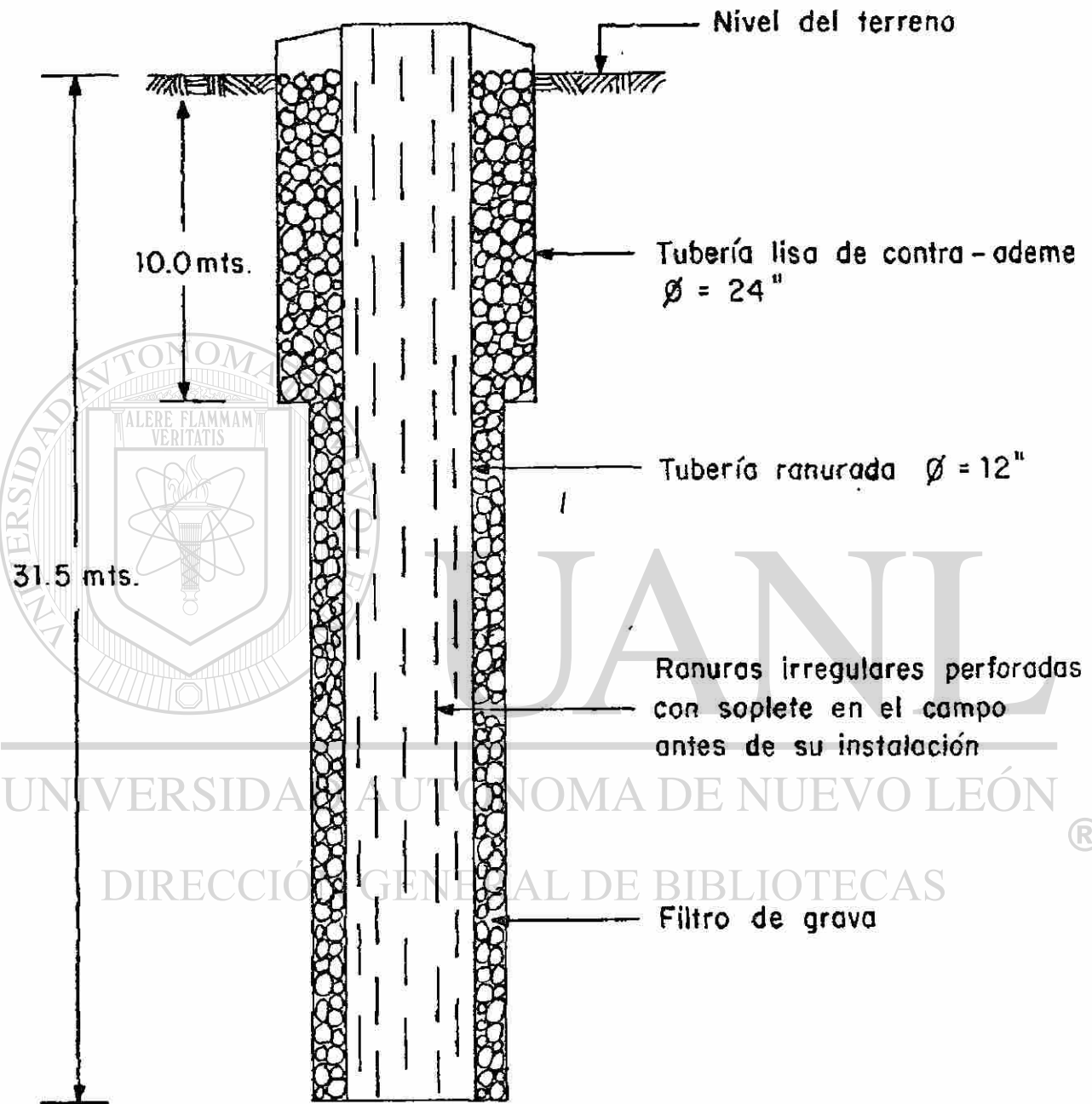


Figura 4.8 Croquis de terminación del pozo C

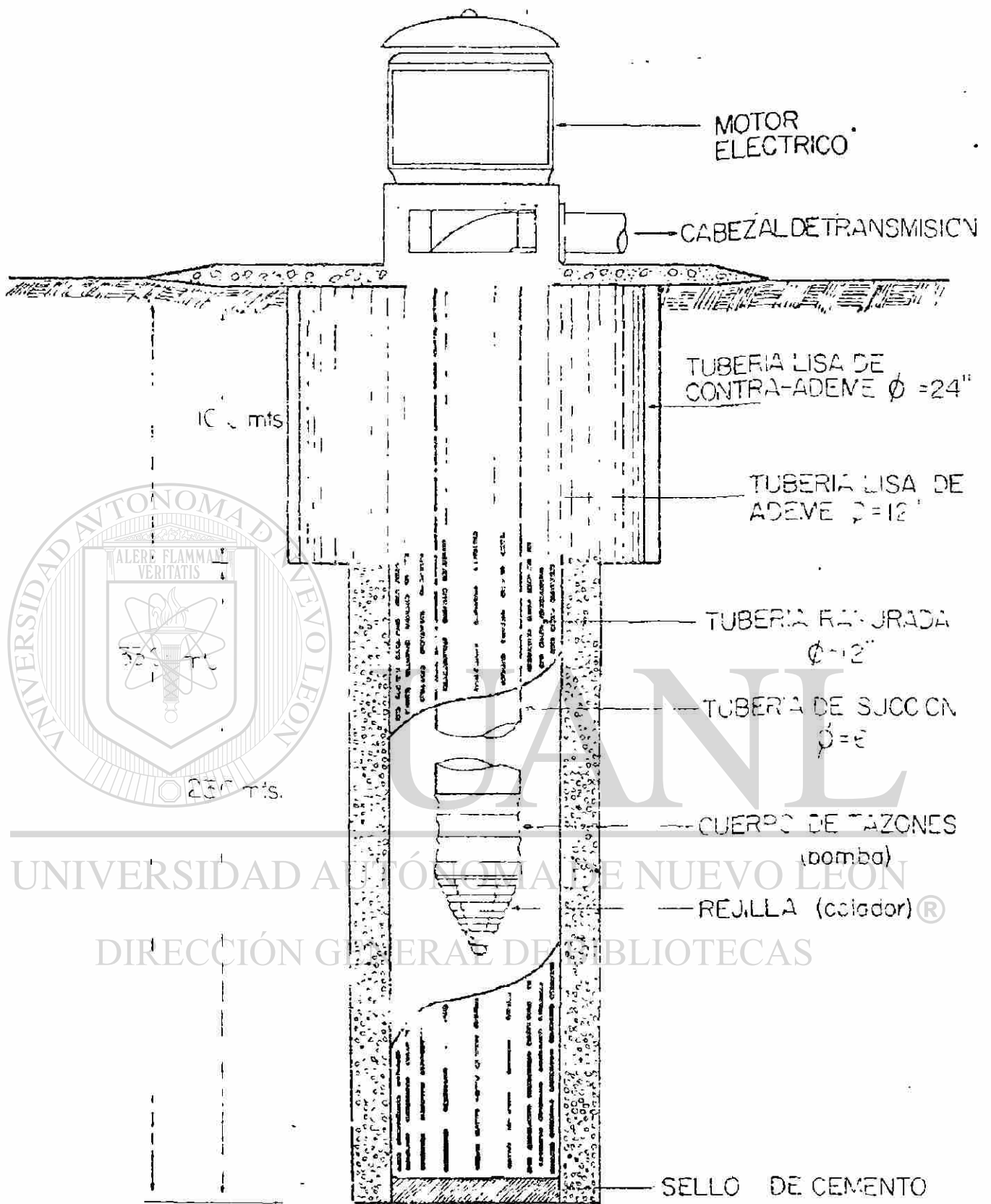
específica original para el el pozo A fué de 4.16 l.p.s./m, y de 2.51 l.p.s./m para el pozo B; se desconoce este dato para el pozo C.

En aquella época (1974), la producción de los pozos A, B y C era superior a la demanda de la construcción de la CNLV, y en realidad se utilizaba solo un pozo, y los otros dos eran de reserva.

A medida que se incrementaron las obras de construcción (Reactor U-2, Edificio T-G, etc), los servicios, y los campamentos para los trabajadores; se incrementó también la demanda de agua. En Julio de 1979 se construyó el cuarto pozo (P-D) con una capacidad específica original de 5.8 l.p.s./m. El croquis de terminación del pozo D se presenta en la figura 4.9.

Finalmente, el quinto pozo (P-E) se construyó en Mayo de 1981 con una capacidad específica de 2.2 l.p.s./m. El croquis de terminación de este pozo se presenta en la figura 4.10.

Las características del equipo de bombeo de los 5 pozos se resumen en la tabla 4.1. El detalle de los materiales atravezados en la perforación de estos 5 pozos, se puede observar en las secciones litológicas de las figuras 4.3 y 4.4. Una mayor información sobre la construcción de estos pozos se puede encontrar en Rivera (1982, 1983 y 1984).



POZO "D"

Figura 4.9

Esc Ver: 1:200

Esc Hor: 1:10

POZO "E"

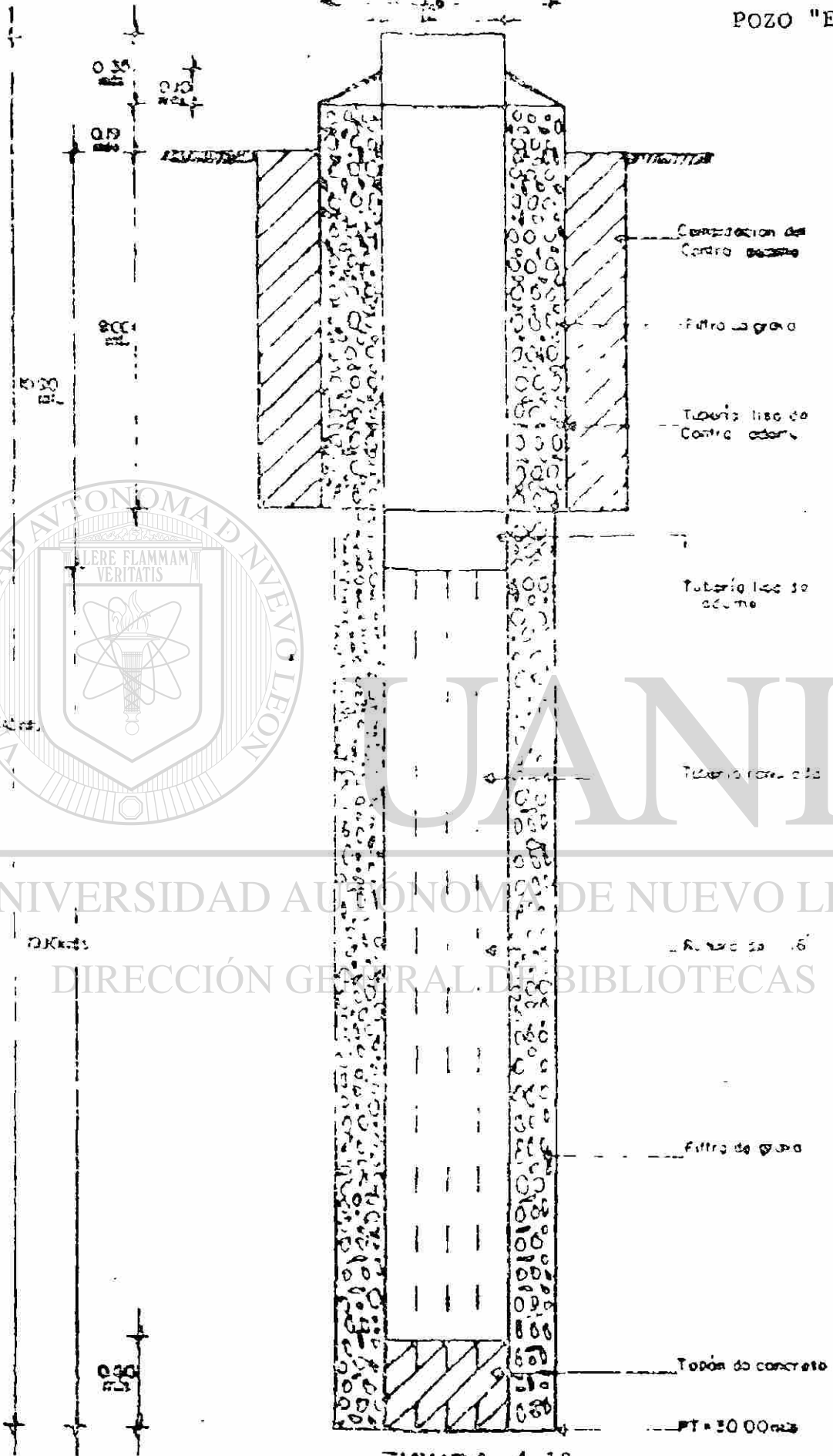


FIGURA 4.10

T A B L A 4.1

C A R A C T E R I S T I C A S
D E L E Q U I P O D E B O M B E O

Pozo	BOMBA				COLUMNA			CABEZAL		MOTOR				
	Diámetro de tazones (pulgadas)	No. de tazones	Diámetro de flecha (pulgadas)	Diámetro (pulgadas)	Longitud (metros)	Diámetro (pulgadas)	Tipo	Marca	R.P.M.	H.P.	Ciclos	Watts		
A	5/8 7	8	1/4 1	6	29.18	6	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	40	60 50	29800		
B	5/8 7	8	1/4 1	5	29.18	5	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	25	60	18650		
C	5/8 7	8	1/4 1	5	29.18	5	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	25	60	22440		
D	5/8 7	8	1/4 1	6	27	6	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	40	60 50	29800		
E	5/8 7	8	1/2 1	6	27	6	Estrella.	Fairbanks Morse	1800	50	60	37300		

El sistema completo de abastecimiento de agua potable a la CNLV y campamentos está compuesto por: la fuente (acuifero El Viejón), los 5 pozos, la conducción (aproximadamente 4 km de tuberías) y el almacenamiento por medio de dos tanques con 1.75E(6) lts de capacidad. La distribución final se hace por gravedad por medio de una red de tuberías, desde los tanques de almacenamiento, localizados en las partes topográficamente más altas.

La construcción de los pozos mencionados ha incluido también el equipamiento con fluxómetros instalados permanentemente en el cabezal de descarga, con el propósito de medir sus gastos de extracción. En promedio, cada uno de estos pozos extrae 20 l.p.s.; aunque se debe mencionar que nunca son bombeados simultáneamente, y tampoco, cada uno de los pozos es bombeado las 24 hs del día.

No se ha reportado una estimación precisa de las tasas de bombeo, pero según diversas observaciones de algunos grupos de trabajo de la CNLV, se calcula que las tasas de bombeo están en el intervalo de 40 a 50 l.p.s.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

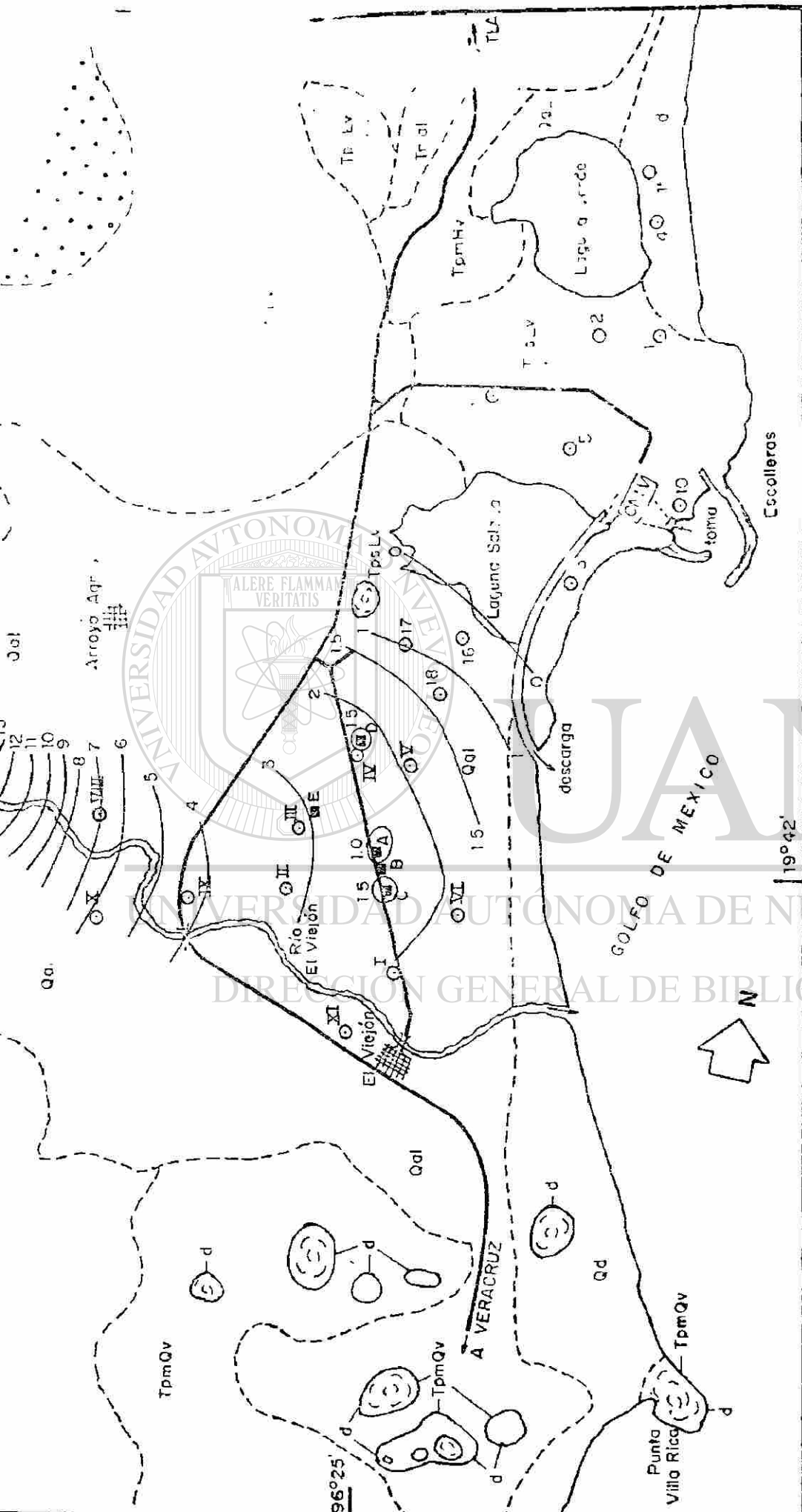
Los pozos A, B, C, D, y E se localizan dentro de un área de 1 km², y a 1100 m de la línea de costa. Los pozos A, B y C están separados 100 m entre sí, y son los más cercanos a la línea de costa (800 m).

Debido a problemas de diseño y construcción, así como a los materiales utilizados en ademe y tuberías ranuradas, los pozos A,B y C han reducido su eficiencia y han sido sujetos de un mantenimiento mayor y de rehabilitación con tratamiento químico. Hasta ahora no se han observado indicios de intrusión salina ya que los pozos no son bombeados, ni simultanea ni constantemente, y solo se han creado pequeñas zonas de abatimiento del nivel estático, principalmente alrededor de los pozos A,B y C. (observese plano de superficies equipotenciales de la figura 4.11).







Esta circunstancia desde luego, podría cambiar en la etapa de operación de la CNLV, cuando será necesario satisfacer continua y constantemente, la demanda de la operación de la CNLV. Asimismo, el gasto de demanda sería mayor de ser aprobada la ampliación de la Central a dos unidades más (U3 y U4).

4.4 PROGRAMA DE MEDICION DE NIVELES PIEZOMETRICOS




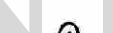





El Departamento de Ingeniería Ambiental de la CFE lleva cabo un programa de medición de niveles piezométricos en el acuífero El Viejón; utilizando para ello los 13 piezómetros instalados en el mismo número de barrenos perforados, y en los 5 pozos de explotación.



LEYENDA

-  ALUVIAL, PLUVIAL, DEPOSITOS ACUIFERO "EL VIEJON"
-  BASALTO DE LAGUNA VERDE MEABLE
-  BASALTO, TOBAS E IGNIPIERMEABLE
-  LAVAS INTERMEDIAS, TOBAS IMPERMEABLE
-  BASALTO OLIVINO, LAVAS TOBAS IMPERMEABLE
-  CONOS Y DOMOS ESTRATIFICADAS LAVAS SILICAS-IMPENETRABLES

SIMBOLO

-  CONTACTO MORFOLOGICO
-  CARRETERA
-  RIO INTERMITENTE
-  PIEZOMETRO
-  POZO
-  POBLADO
-  CENTRAL NUCLEOELECTRICA
-  LINEA EQUIPOTENCIAL (m)
-  DIRECCION DE FLUJO SUPERFICIAL

ESCALA GRAFICA Kms.



SUPERFICIE EQUIPOTENCIAL

JUNIO DE 1980

FIGURA No.

El programa se inició en Febrero de 1979 con los piezómetros B-16, B-17, B-18, B-I, B-II, B-III, B-IV, B-V y B-VI, inmediatamente después de haber sido perforados los barrenos con estos mismos nombres. Posteriormente con la perforación de un segundo grupo de barrenos, se incluyeron en el programa los piezómetros B-VI, B-VIII, B-IX y B-X; la medición piezométrica para este segundo grupo se inició en Junio de 1981.

La medición de los niveles estáticos en los piezómetros se realiza mediante el uso de una sonda eléctrica ó medidor eléctrico de profundidades, consistente en un electrodo, un cable de dos hilos y un amperímetro que indica cuando se cierra el circuito y que el electrodo ha tocado el agua. Este instrumental es montado en un carrete con indicador, y obtiene su corriente eléctrica con baterías de linterna.

El nivel estático medido se relaciona con un nivel de referencia para ser manejado como una elevación del mismo, utilizando en este caso al nivel medio del mar. El brocal de cada uno de los barrenos ha sido, muy cuidadosamente, relacionado también topográficamente al nivel medio del mar. De esta forma el dato que se maneja es la elevación del nivel estático con respecto al nivel medio del mar. De igual manera la elaboración de planos de superficies equipotenciales son referidos como líneas de igual caída de potencial hidráulico con respecto al n.m.m.

La periodicidad de las mediciones es mensual (cada día 15 del mes) durante los meses de Diciembre a Mayo; y quincenal (día 15 y día último del mes) de Junio a Noviembre, que es la temporada de mayor precipitación pluvial.

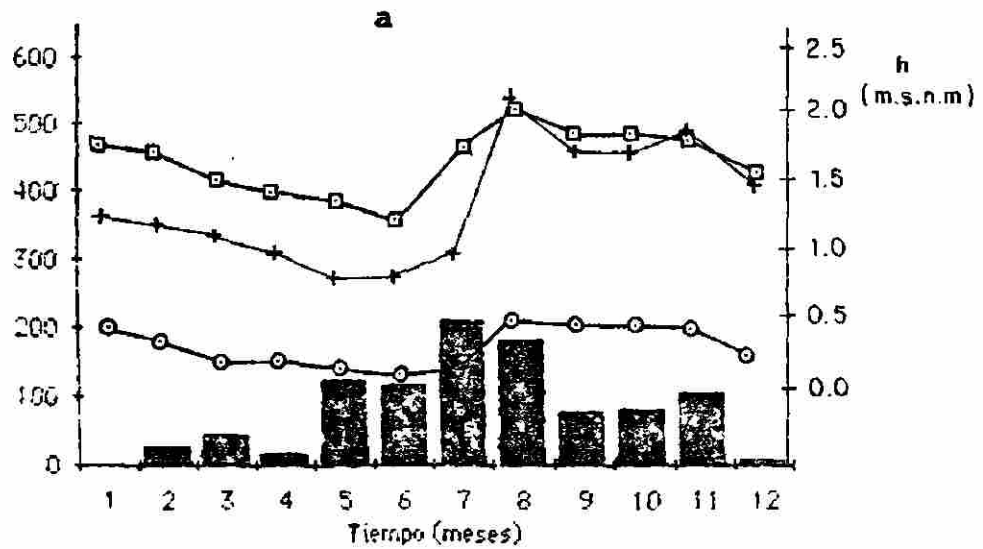
Hasta ahora la información de esas mediciones piezométricas ha sido reportada unicamente en el F.S.A.R. (1979) e INFORME AMBIENTAL (1980) de la CNLV, en donde se presentó el periodo de mediciones de Febrero de 1979 a Enero de 1980.

De los 6 años medidos, se ha observado que la evolución de los niveles estáticos está directamente afectada por la precipitación dado el carácter de condiciones fréaticas de la formación (acuifero libre); y la dependencia de su recarga ya sea por infiltración directa de la lluvia sobre la superficie del terreno, ó por infiltración inducida por el río. Esto se puede observar claramente en los hidrógrafos sobrepuestos a hietogramas, en las figuras 4.12 a 4.15.

Otro aspecto relevante deducido de la observación de los niveles estáticos es el relacionado con cuatro diferentes zonas del acuifero en la parte baja del valle. Una primera zona es aquella donde se localizan los barrenos B-16, B-17 y B-18 (ver figura 3.8) en donde el comportamiento de sus niveles estáticos es practicamente el mismo para los tres barrenos. Dada la cercanía de éstos con el acuíclúdo de la Laguna Salada y por su localización topográficamente más baja, el nivel estático de los barrenos 16 y 17 llega a bajar hasta 0.0 (n.m.m), estando en

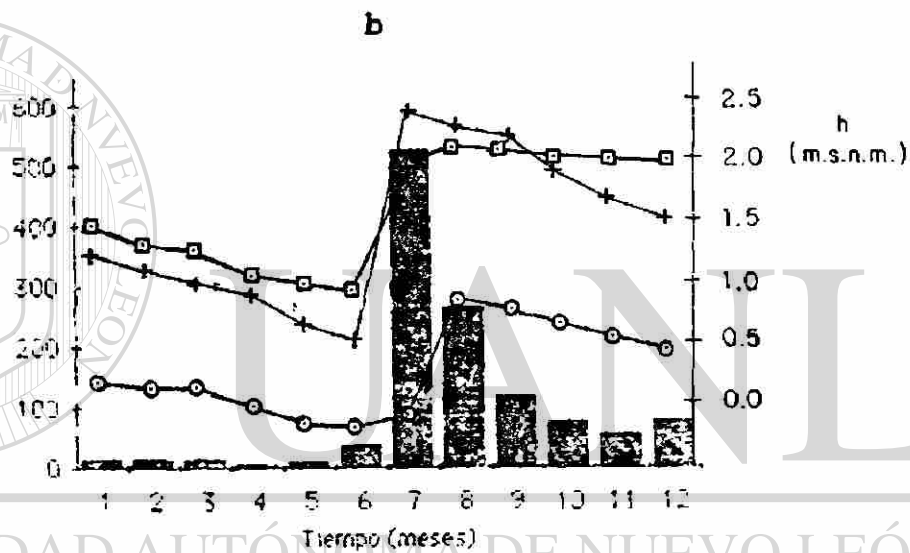
TOTAL
ANUAL = 979.4
1982

Precipitación
(mm)



TOTAL
ANUAL = 1194.0
1983

Precipitación
(mm)

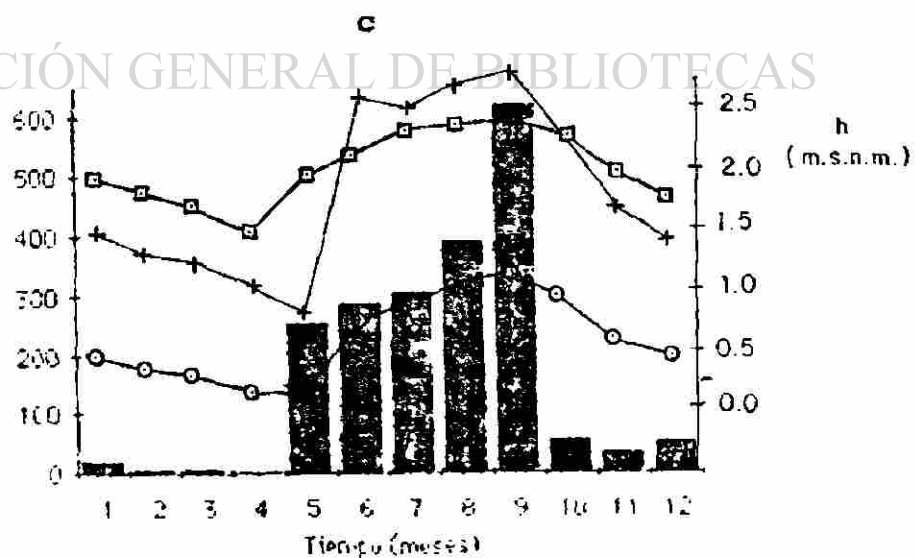


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TOTAL
ANUAL = 2015.5
1984

Precipitación
(mm)



○ B-16

+ B-17

□ B-18

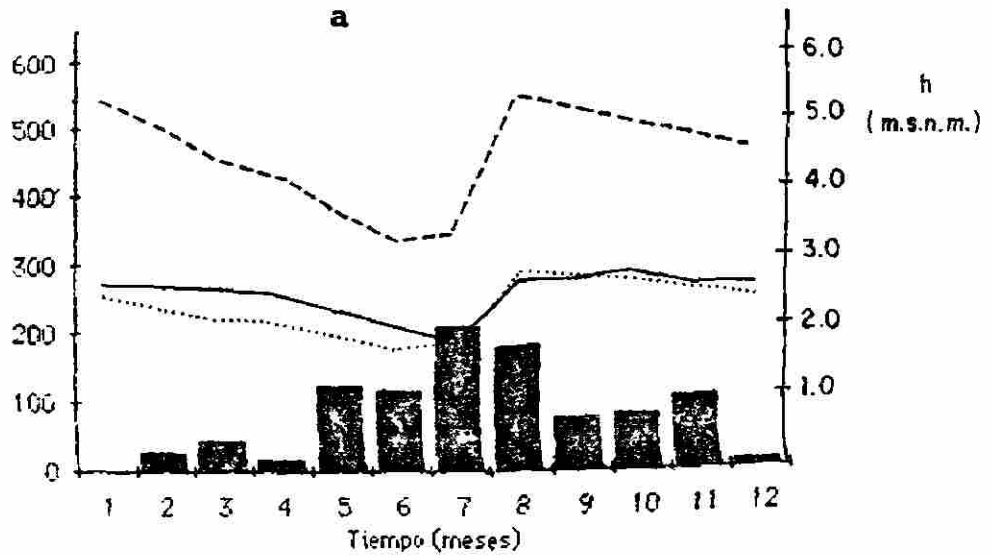
h Elevación del Nivel Estático

(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.12

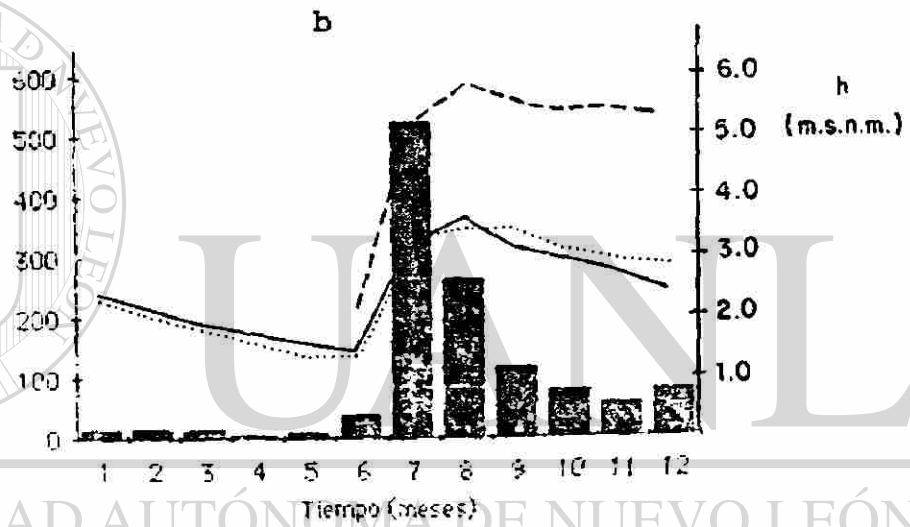
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitación
(mm)



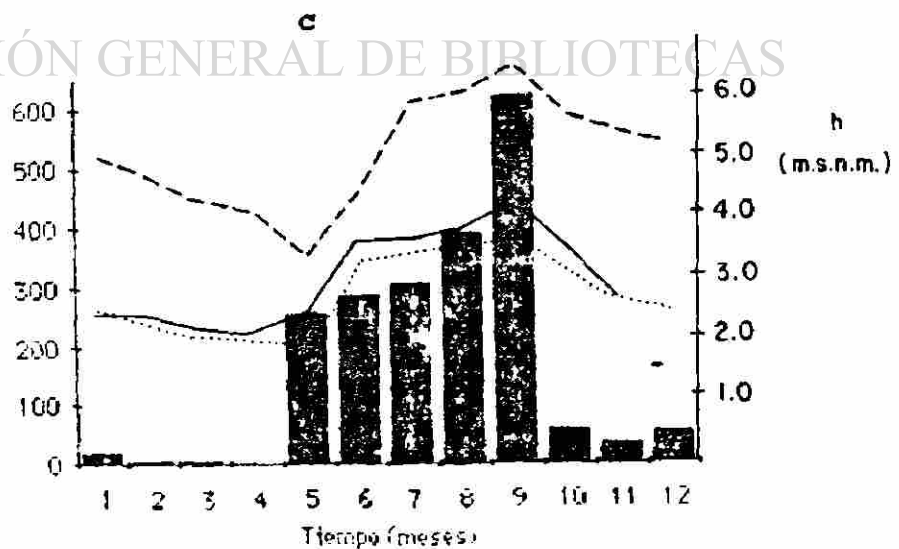
Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitación
(mm)



Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitación
(mm)



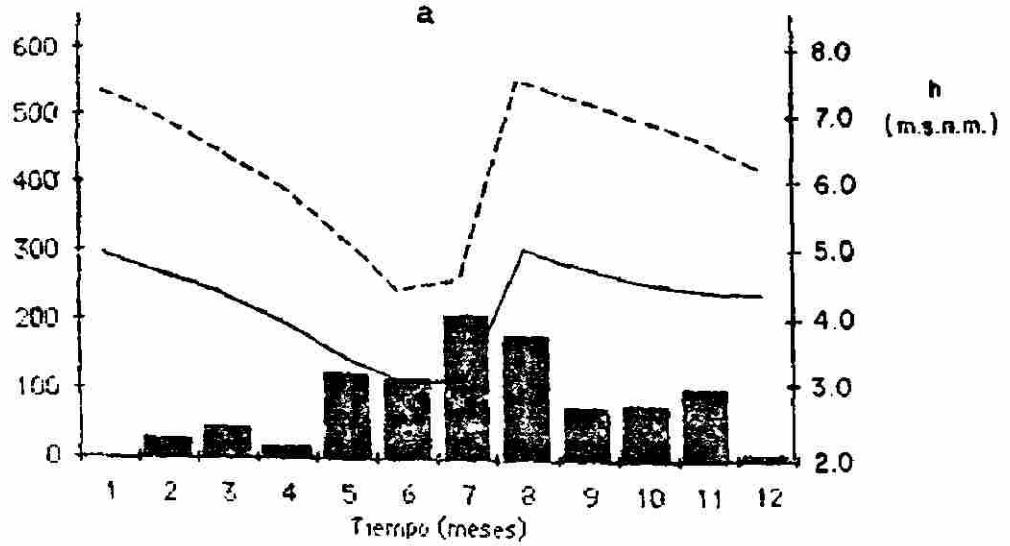
— B - I
- - - B - II
..... B - V

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.13

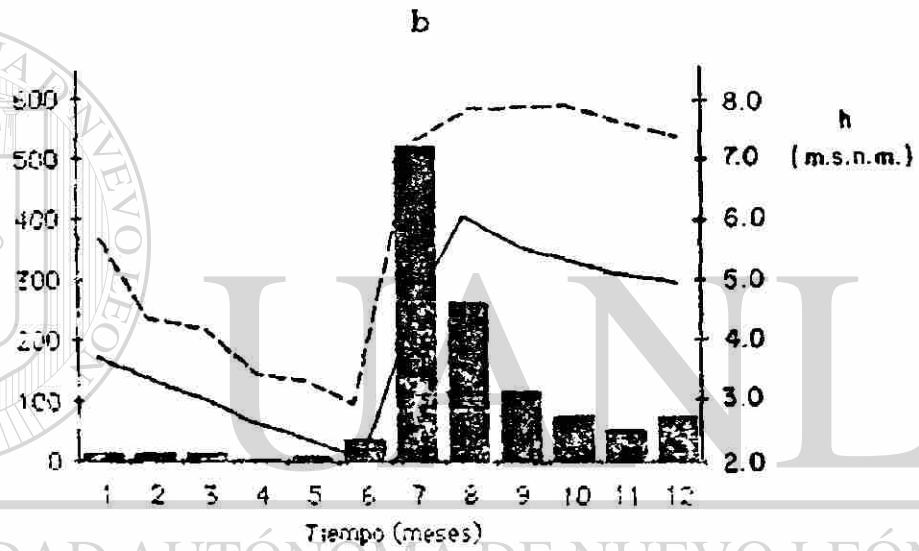
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitación
(mm)



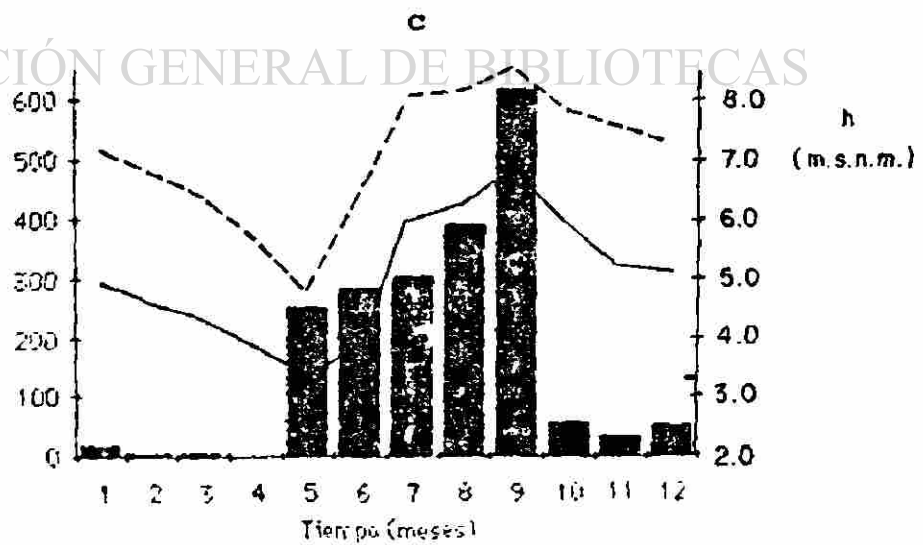
Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitación
(mm)



Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitación
(mm)



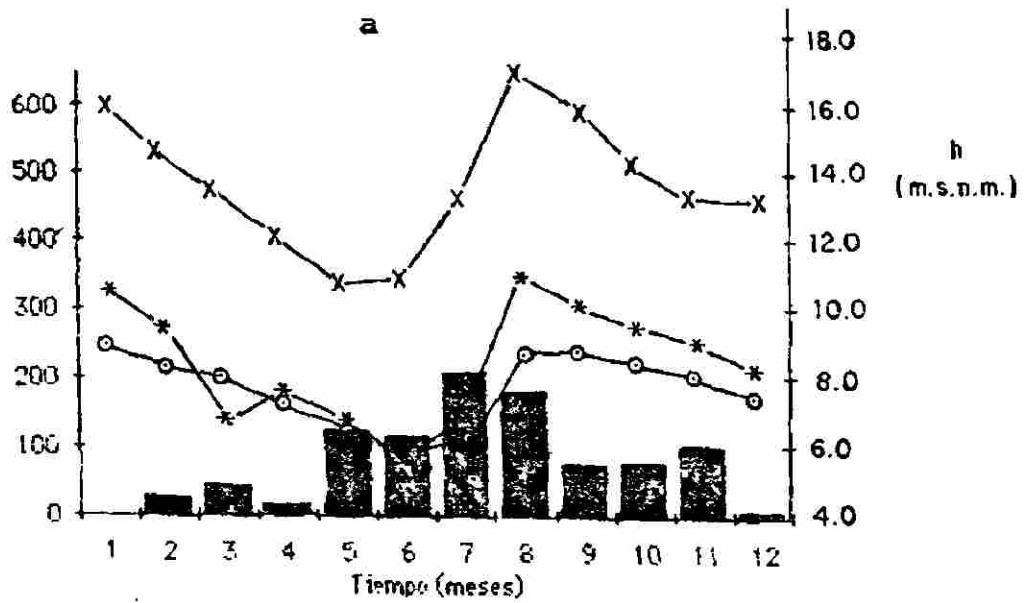
— B - III
- - - B - IX

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.14

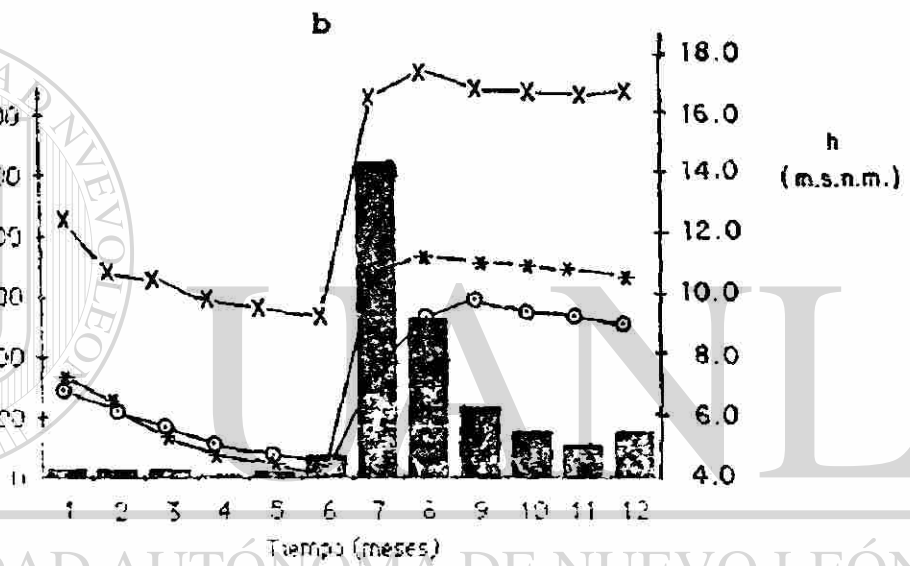
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitación
(mm)



Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitación
(mm)

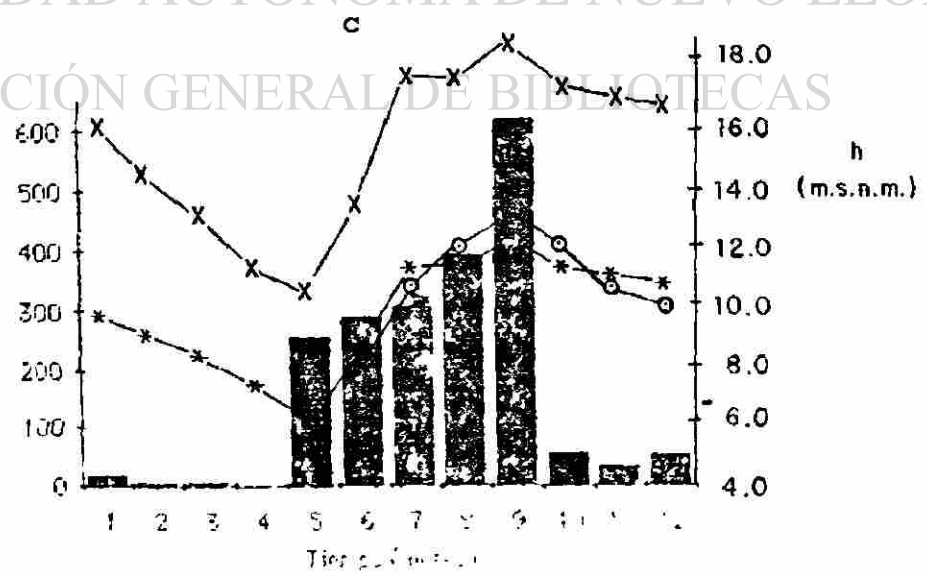


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitación
(mm)



- X B - VII
- * B - VIII
- o B - IX

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4 .15

ocasiones inclusive por abajo del nivel medio del mar (observese figura 4.12 b).

Otra zona donde la elevación y fluctuación de los niveles estáticos es muy similar entre sí, es aquella donde se localizan los barrenos B-I, B-II, B-IV, B-V y B-VII. La figura 4.13 agrupa a tres de estos barrenos mostrando su fluctuación en los tres últimos años, 1982, 1983 y 1984. Cabe mencionar que de los 14 años de información pluviográfica con que se cuenta, 1982 y 1984 han sido los años de menor y mayor precipitación registrada, respectivamente.

Los barrenos B-III y B-IX representan a una tercera zona del acuífero con características muy similares entre sí en la fluctuación de sus niveles estáticos (ver figura 4.14).

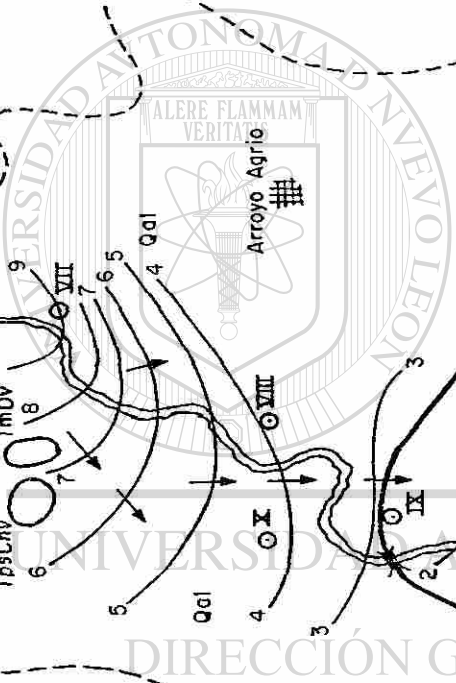
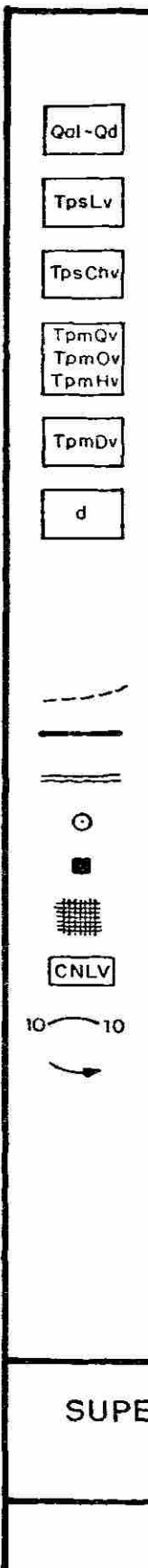
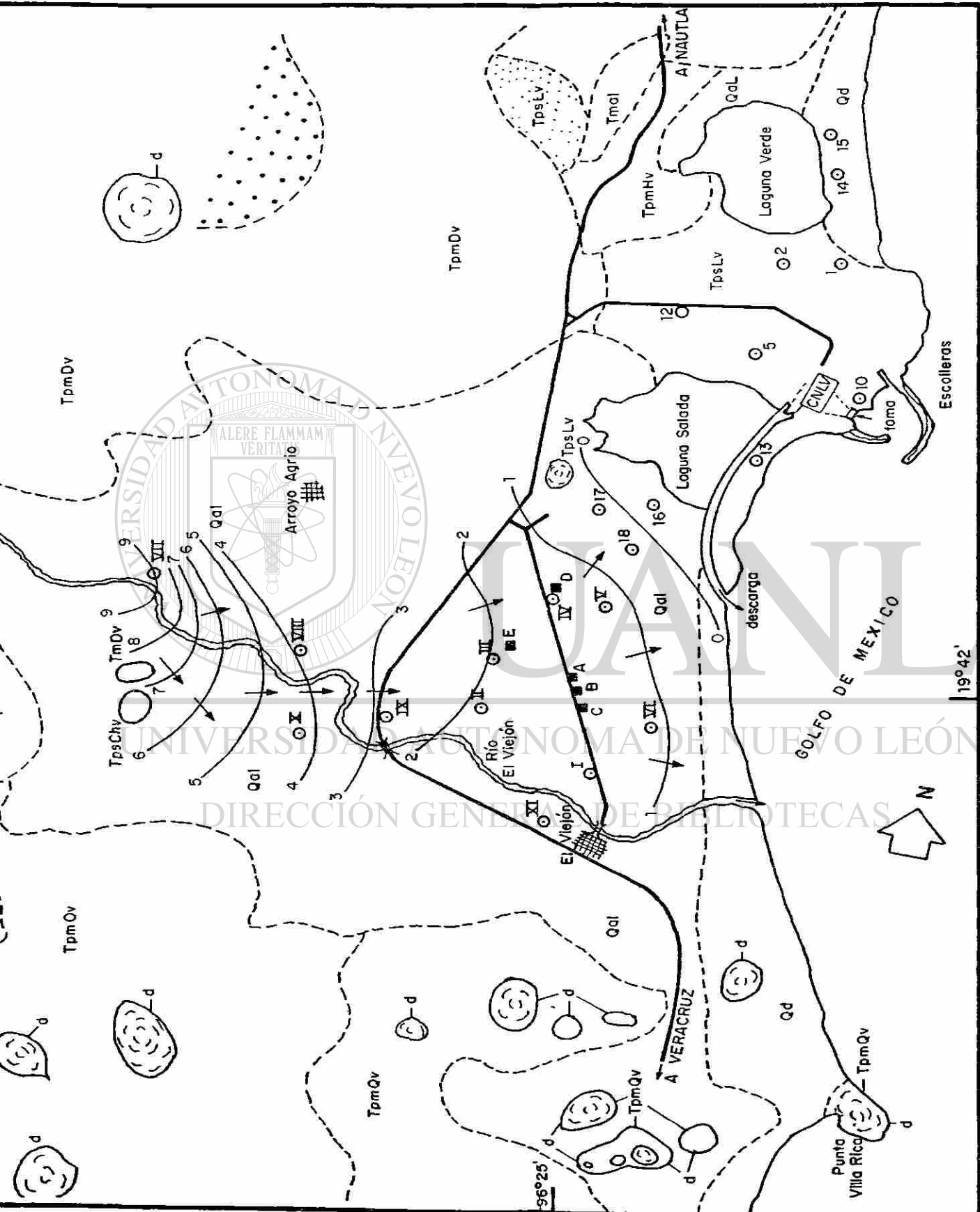
Finalmente, la parte topográficamente más alta del valle representa la cuarta zona del acuífero con comportamiento similar de sus niveles estáticos. La figura 4.15 muestra los hidrógrafos de los barrenos B-VII, B-VIII y B-X. En esta cuarta zona y a diferencia muy marcada de la primera, la fluctuación de los niveles estáticos llega a tener una diferencia de hasta 8.0 m en un solo mes (figura 4.14 b). En la primera zona la diferencia máxima en la fluctuación de los niveles es menor de 2.0 m (figura 4.12 b).

La medición de los niveles estáticos en los propios pozos de bombeo (A,B,C,D y E) es muy irregular ya que generalmente cuando se realiza la campaña de medición, algunos de los pozos se encuentran bombeando. De cualquier forma se ha observado que donde se presenta el mayor decaimiento del nivel estático es en la zona de los pozos A,B y C dada la cercanía entre si, y otros factores (ver plano equipotencial del 15 de Junio de 1981 en la figura 4.11).

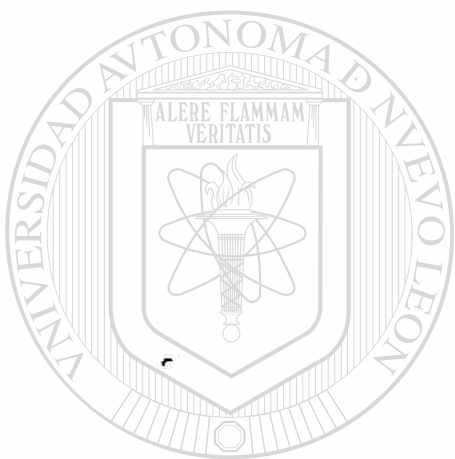
La fluctuación de los niveles estáticos en los pozos de bombeo, en general, sigue el mismo patrón que los piezómetros, es decir están directamente influenciados por la precipitación; los niveles se elevan en periodos de lluvias y decaen en secas.

La figura 4.16 muestra las elevaciones del nivel estático como superficies equipotenciales para Junio de 1983 que representa la peor época de descarga natural del acuífero en los últimos 6 años de mediciones piezométricas registradas. En ella se observa una caída del potencial hidráulico en forma de gradiente, del orden de $9E(-4)$ en la zona de los pozos.

Esta última figura la podemos comparar con la figura 3.8 en donde se muestra el plano de superficies equipotenciales de Julio de 1981 representando la época de máxima recarga en el año. En esta figura el gradiente hidráulico en la zona de los pozos, es del orden de $5E(-3)$.



Se observa que en el área de los pozos, la diferencia del potencial hidráulico llega a ser hasta de 4.5 m entre las dos condiciones extremas, esto representa un abatimiento natural del nivel estático en el acuífero.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5.0 MODELO NUMERICO DE PREDICCIÓN

Existen suficientes datos del acuífero El Viejón como para alimentar a un modelo numérico, y que éste sea usado como predictor del comportamiento hidráulico del acuífero.

Después de analizar exhaustivamente la información recabada sobre el acuífero (presentada en los capítulos 3, 4 y 8), el autor considera que es necesario seleccionar, implementar y aplicar en esta etapa del estudio, un modelo numérico al acuífero para simular su respuesta a varias condiciones hidogeológicas.

En los 10 años que se ha explotado el acuífero (1974-1984) no se ha observado la formación de conos de abatimiento permanentes en él, debidos al bombeo. Esto se debe a que el bombeo es irregular, es decir no es constante ni continuo, y a

que el sistema natural de recarga y descarga está en equilibrio. Más aún, la capacidad de infiltración del acuífero es rebasada durante algunos meses del año por la cantidad de precipitación pluvial que cae anualmente sobre la zona.

Durante parte de la temporada de lluvias se tiene un excedente en el almacenamiento del acuífero, evidenciado por el artesianismo que surge en las partes bajas del valle.

La etapa de operación de la Central Nucleoeléctrica bombeará en forma constante y continua al acuífero para satisfacer su demanda. Este hecho, requiere del conocimiento anticipado de la respuesta del acuífero para diferentes arreglos en las tasas de extracción, pues esto podría traer como consecuencia la creación permanente, de conos de abatimiento; y dada la cercanía de la costa, de una posible intrusión salina.

Por otro lado, los planes de la CFE, de ampliar la Central a dos unidades más para una capacidad adicional de 2000 Mwe; incrementaría asimismo el gasto de demanda de agua dulce tanto para la construcción de estas dos nuevas unidades como para su operación. El acuífero El Viejón, por lo tanto, adquiere una importancia relevante dado que es la única fuente de abastecimiento de agua dulce en la zona.

Las pruebas de bombeo efectuadas hasta ahora (capítulo 8) han proporcionado algunos parámetros hidráulicos del acuífero (v.gr. coeficiente de Transmisibilidad) con la ayuda de algunos

métodos analíticos tradicionales; pero no han sido suficientes para estimar las relaciones causa-efecto debido principalmente a su corta duración. Las pruebas de bombeo resultan costosas, no pueden ser realizadas por más de 24 horas en varios pozos a la vez pues detendrían el abastecimiento a la CNLV, además de que los únicos pozos que existen en el área son los de la CNLV.

Debido a que el comportamiento de flujo hacia los pozos, dentro de un acuífero, es no-lineal (condiciones transitorias); no es posible extrapolar los resultados obtenidos por métodos analíticos, ni en el tiempo ni en el espacio, hasta ahora. Además, las técnicas analíticas no han resultado adecuadas para proporcionar un resultado objetivo sobre los efectos de frontera.

Aún y cuando los datos de entrada a un programa de cómputo y los resultados en la salida son cuantitativos, la aplicación apropiada de un modelo numérico podría resultar en un procedimiento parcialmente subjetivo. Sin embargo, el autor considera que el uso de un modelo numérico como herramienta de análisis, aunado a otros métodos analíticos y a observaciones (muy importante) estadísticas de los datos de campo, puede resultar en una documentación cuantitativa muy valiosa en la toma de decisiones para la planificación del recurso (acuífero).

5.1 OBJETIVOS

En esta sección presento los objetivos concretos que a mi juicio deberá satisfacer el uso del modelo numérico seleccionado.

5.1.1 Comparar soluciones analíticas con soluciones numéricas

Con los valores obtenidos en pruebas de bombeo (capítulo 8), de los coeficientes de Transmisibilidad y Almacenamiento; simular abatimientos en tiempo y distancia con el modelo numérico, para ciertos gastos de bombeo, utilizando para ello condiciones infinitas-acuífero sin fronteras.

Con los mismos coeficientes T y S y para los mismos gastos, calcular abatimientos en tiempo y distancia con los métodos analíticos aplicables al caso.

Comparar los resultados obtenidos con ambos casos, variando, si es necesario, los coeficientes T y S en el modelo numérico hasta obtener comparaciones satisfactorias. De esta forma se estaría calibrando el modelo numérico, y con los coeficientes así ajustados se podrá utilizar el modelo para otras simulaciones.

5.1.2 Simular la recarga del acuífero a través del río

De la información existente sobre el escurrimiento del río El Viejón, seleccionar un intervalo de tiempo (v.gr. un mes) en donde se conozca además del gasto de escurrimiento superficial, la altura de precipitación pluvial y desde luego el incremento -en el intervalo seleccionado- de la carga piezométrica en el acuífero.

Alimentar al modelo con datos de entrada de factores de recarga inducida y de condiciones iniciales en la carga piezométrica, conocidas al inicio del intervalo seleccionado.

Realizar las corridas para simular la recarga, y con los resultados obtenidos de la simulación, comparar a estos con las cargas piezométricas reales observadas (medidas) al final del intervalo de tiempo seleccionado.

De esta manera, la comparación de la recarga real medida con la simulada servirá para validar el modelo y así se podrá predecir las tasas de recarga por el río al futuro. Y desde luego, las consecuencias, en caso de detener el flujo superficial del río El Viejón, por la construcción de una presa, aguas arriba.

5.1.3 Predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios gastos de extracción

Determinar con el modelo digital las superficies piezométricas que se generarían con diferentes arreglos de tasas de extracción por bombeo de pozos y para diversas condiciones iniciales y de frontera.

Esto tiene como propósito observar, mediante la simulación numérica, cuales serían las tasas de bombeo óptimas. El hecho de contar con varios pozos (5, y probablemente 6 en el futuro) permitiría a la CFE planear racionalmente la extracción para evitar el decaimiento permanente del potencial hidráulico que puede traer como consecuencia la intrusión salina, entre otras.

La simulación numérica en esta etapa será una predicción pura, ya que como se mencionó antes, hasta ahora no existe un decaimiento permanente de la carga hidráulica en el acuífero debida al bombeo.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

6.0 DESCRIPCIÓN DE MODELOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

La simulación de un sistema de agua subterránea se refiere a la construcción y operación de un modelo cuyo comportamiento presume la apariencia del comportamiento real del acuífero. El modelo puede ser físico (v.gr. un paquete de arenas en el laboratorio), por analogía eléctrica, o matemático. Un modelo matemático es simplemente una serie de ecuaciones las cuales, sujetas a ciertas hipótesis, describen los procesos físicos activos en el acuífero. Mientras que el modelo por sí solo carece de la realidad detallada del sistema de agua subterránea, el comportamiento de un modelo válido lo aproxima al del acuífero.

Los modelos matemáticos pueden ser determinísticos, estadísticos, o alguna combinación de los dos. En este capítulo de descripción de modelos se referirá a los modelos determinísticos, o sea, aquellos que definen las relaciones causa- efecto basadas en un entendimiento del sistema físico.

El proceso para desarrollar un modelo matemático determinístico de cualquier sistema físico puede ser generalizado como se muestra en la figura 6.1. Mercer y Faust (1981). El primer paso es entender el comportamiento físico del sistema. Se determinan las relaciones causa-efecto y se formula un modelo conceptual de como opera el sistema. Para flujo de agua subterránea, estas relaciones son generalmente bien conocidas, y se expresan utilizando conceptos como gradiente hidráulico para indicar la dirección de flujo. Para el movimiento de desechos contaminantes, estas relaciones, especialmente aquellas que involucran el comportamiento físico-químico, son entendidas solo parcialmente.

El siguiente paso es traducir la física en términos matemáticos, o sea, establecer hipótesis simplificativas apropiadas y desarrollar las ecuaciones que gobiernan. Esto constituye el modelo matemático. El modelo matemático para flujo de agua subterránea consiste de una ecuación diferencial parcial junto con fronteras apropiadas y condiciones iniciales que expresa la conservación de masa y que describe variables continuas (v.gr. carga hidráulica) sobre la región de interés.

Adicionalmente, encierra también varias leyes fenomenológicas que describen los procesos de rangos activos en el acuífero. Un ejemplo de ello es la ley de Darcy para flujo de fluidos en medios porosos; esta se usa generalmente para expresar conservación de momento. Finalmente, se pueden invocar varias hipótesis tales como aquellas de flujo uni- ó bi-dimensional y condiciones freáticas o artesianas.

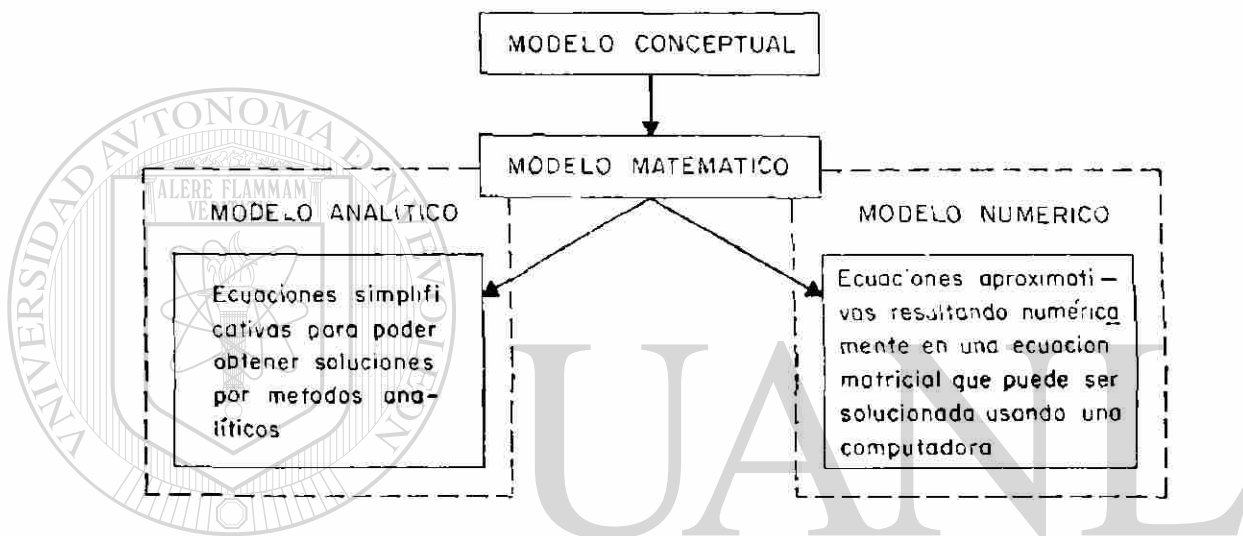


Figura 6.1 Diagrama lógico para desarrollar un modelo matemático

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Para transporte de soluto (v.gr. desechos contaminantes) y de calor, se requieren ecuaciones diferenciales parciales adicionales con condiciones iniciales y de frontera apropiadas para expresar conservación de masa para los agentes químicos considerados, y conservación de energía, respectivamente. Como ejemplos para las relaciones fenomenológicas correspondientes se

pueden citar la ley de Fick para difusión química y la ley de Fourier para conducción de calor.

Una vez que el modelo matemático ha sido formulado, el siguiente paso es obtener una solución usando una o dos aproximaciones generales. La ecuación de flujo de agua subterránea puede ser simplificada posteriormente, por ejemplo, arguyendo flujo radial y acuífero infinito extenso, para formar una subserie de la ecuación general que sea compatible a la solución analítica. Las ecuaciones y soluciones de esta subserie son referidas como modelos analíticos. La curva familiar tipo de THEIS representa la solución de uno de tales modelos analíticos.

Alternativamente, para problemas donde los modelos analíticos simplificados no describen suficientemente la física de la situación, las ecuaciones diferenciales parciales pueden ser aproximadas numericamente, por ejemplo, con técnicas de diferencias finitas o con el método del elemento finito. Al hacer esto, uno reemplaza las variables continuas con variables discretas que están definidas en los bloques (o nodos) de una malla. De esa manera, la ecuación diferencial continua, que define la carga hidráulica en cualquier parte del acuífero, es reemplazada por un número finito de ecuaciones algebraicas que define la carga hidráulica en puntos específicos. Este sistema de ecuaciones algebraicas generalmente se resuelve utilizando técnicas matriciales. Esta aproximación constituye un modelo

numérico, y generalmente, se escribe un programa de cómputo para resolver las ecuaciones en una computadora digital.

Probablemente la aplicación más frecuente de modelos de agua subterránea es aquella de la comparación con datos históricos (conocidos) y predicción del comportamiento de un acuífero específico. De los diferentes tipos de modelos discutidos, el modelo numérico ofrece la herramienta más general para simular el comportamiento de un acuífero. Los modelos físicos ofrecen usualmente la observación más intuitiva dentro del comportamiento del acuífero, pero están limitados en aplicación (una vez construidos), y tienen la dificultad de escalar los resultados a nivel de campo. Los modelos analógicos eléctricos pueden ser aplicados a problemas de campo, pero usualmente son muy específicos de un sitio y costosos en construcción. Los modelos matemáticos determinísticos (tanto analíticos como numéricos) retienen una buena medida de lo físico real permitiendo al mismo tiempo el análisis de un gran número de problemas con el mismo modelo. Los modelos analíticos, tales como el análisis de curvas tipo, son relativamente fáciles de usar. Los modelos numéricos aunque más difíciles de aplicar, no están limitados por muchas de las hipótesis necesarias para los métodos analíticos. Finalmente, los métodos puramente estadísticos son útiles en la clasificación de datos y en la descripción de sistemas pobremente entendidos, pero generalmente carecen de la concepción física real del sistema.

Cada tipo de modelo tiene tanto ventajas como desventajas. Consecuentemente no se deberá considerar una sola aproximación como superior a otras para todas las aplicaciones. La selección de una aproximación particular deberá estar basada sobre el problema considerado del acuífero específico. Cualquier aproximación que se haga, el paso final en la modelación de flujo de un sistema de agua subterránea es el de traducir los resultados (matemáticos) a su significado físico. Adicionalmente, estos resultados deben ser interpretados en términos, tanto de su comparación con la realidad como con su efectividad en contestar las preguntas hidrológicas que motivaron el estudio con el modelo.

6.1 TIPOS DE MODELOS

La figura 6.2 lista cuatro tipos generales de modelos de agua subterránea. El problema del abastecimiento de agua se describe normalmente por una ecuación, que en su forma más usual, se presenta en términos de carga hidráulica. El modelo resultante que provee una solución para esa ecuación es normalmente referido como un "modelo de flujo de agua subterránea". Si el problema involucra calidad de agua, se deberá resolver entonces una(s) ecuación(es) adicional(es) a la ecuación de flujo de agua subterránea que resuelva la concentración de agentes químicos. Un modelo de esa naturaleza se conoce como "modelo de transporte".

TIPOS DE MODELOS



A P L I C A C I O N E S

- ABASTECIMIENTO DE AGUA.
- ANALISIS DE ACUIFEROS REGIONALES.
- COMPORTAMIENTO EN LA ZONA DE INFLUENCIA DE UN POZO.
- INTERACCION AGUA SUPERFICIAL/AGUA SUBTERRANEA.
- OPERACIONES DE EXTRACCION.
- INTRUSION DE AGUA SALADA.
- TERRAPLENES, RELLENOS.
- INYECCION DE DESECHOS.
- ALMACENAMIENTO DE DESECHOS RADIATIVOS.
- ESTANQUES DE CONTENCIÓN.
- CONTAMINACION DE AGUA SUBTERRANEA.
- GEOTERMIA.
- ALMACENAMIENTO TERMICO.
- EQUIPO DE ENFRIAMIENTO PARA CALENTADORES (HEAT PUMP)
- CONTAMINACION TERMICA.
- ASENTAMIENTOS.

Fig. 6.2 TIPOS DE MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA Y SUS APLICACIONES MAS COMUNES

de soluto". Los problemas que involucran calor requieren también una ecuación adicional a la ecuación de flujo, similar a la ecuación de transporte de soluto, pero en este caso en términos de temperatura. Este tipo de modelo se refiere como "modelo de transporte de calor". Finalmente, un "modelo de deformación" combina a un modelo de flujo de agua subterránea con una serie de ecuaciones que describen la deformación del acuífero.

Los modelos de flujo de agua subterránea han sido usados más extensivamente para problemas tales como el estudio de acuíferos regionales, análisis de cuencas de agua subterránea y comportamiento de la parte del acuífero cercano a los pozos de bombeo. En forma mucho más reciente, los modelos de transporte de soluto han sido utilizados para ayudar en el entendimiento y predicción de efectos causados por problemas que involucran desechos contaminantes. Algunas de las aplicaciones incluyen: intrusión de agua salada, almacenamiento subterráneo de desechos radiactivos, movimiento de la "pluma" en rellenos sanitarios (v.gr. percolación bacteriológica), contaminación de agua subterránea por estanques de contención, y por inyección de desechos por medio de pozos de adsorción. Los modelos de transporte de calor se han aplicado a problemas concernientes a la energía geotérmica, almacenamiento de calor en acuíferos, y problemas térmicos asociados con el almacenamiento de desechos radiactivos de niveles altos. Los modelos de deformación se han utilizado para examinar problemas de campo donde la extracción

del fluido ha decrementado las presiones causando consolidación. Esta compactación de sedimentos trae como resultado la subsidencia de los suelos.

La clasificación anterior de modelos de agua subterránea no es definitivamente la más completa. Todos los modelos mencionados antes pueden ser posteriormente subdivididos en aquellos que describen a un medio poroso y en los que describen a un medio fracturado. Los modelos de agua subterránea se pueden combinar con técnicas estadísticas en un esfuerzo para caracterizar la incertidumbre en los parámetros del modelo. Estos modelos pueden ser también usados para estimar parámetros de acuíferos. Adicionalmente, existen otros modelos que tratan con flujos multifluidos (v.gr. agua y petróleo) y flujo en multifase (v.gr. problemas en zonas no-saturadas). Algunos modelos de administración ó manejo de recursos combinan modelos de flujo con programas lineales, los cuales son usados para optimizar ciertos parámetros de decisión, como las tasas de bombeo (uno de los objetivos del presente trabajo). Otros modelos combinan algunos o todos los modelos que se presentan en la figura 6.2. Por ejemplo, un problema de carga térmica puede requerir que un modelo de transporte de calor se combine con un modelo de deformación. El tipo de modelo dependerá obviamente, de su aplicación.

Actualmente existe bastante literatura sobre varios modelos y su disponibilidad. Para una mayor información refierase a Bachmat, et al (1978), Bachmat et al (1980), Appel y Bredehoeft (1976), Mercer y Faust (1980), Javandel et al (1984), y otros.

6.2 REVISION DE ALGUNOS MODELOS EXISTENTES

Aún y cuando existe un gran número de modelos (de flujo y de transporte) de agua subterránea, el número de modelos "utilizables" es muy reducido. Por "utilizable", se quiere decir que puede ser usado por un hidrólogo bien entrenado en lugar de quien originalmente haya desarrollado el modelo. Un hidrólogo bien entrenado no necesariamente requiere ser un experto en análisis numérico y programación computarizada para utilizar los modelos en forma efectiva y práctica.

Las razones principales por las que existen tan pocos modelos "utilizables" son, entre otras:

-Muchos de ellos carecen de una documentación formal y reportada

en la literatura

-Muy pocos están apoyados (sustentados) económicamente.

-Muy pocos han sido utilizados por otros que no sean los programadores originales

-Muy pocos han sido suficientemente probados en el campo.

Estas razones sugieren que las características de un modelo utilizable sean:

- Bien documentado
- Sustentado
- Susceptible de calibración
- Validado.

Los códigos más familiares disponibles públicamente, y que alcanzan los requerimientos antes descritos, son los códigos escritos por:

- Prickett y Lonquist 1971 (PyL)
- Trescott y Larson 1975,1976 (TyL)
- Trescott, Pinder y Larson 1976 (TPL)
- Intercomp 1976 (INT)
- Konikow y Bredehoeft 1978 (KyB)

y más recientemente:

- Prickett, Naymik y Lonquist 1981 (PNL)
- McDonald y Harbaugh 1984 (McyH)
- Huyakorn 1984 (H)

El código de Trescott, Pinder y Larson está escrito para flujo de agua subterránea en dos dimensiones. El código de Trescott y Larson es un código de flujo de agua subterránea tri-dimensional. El modelo de Prickett y Lonquist esta formado en realidad por una serie de códigos para flujos de agua subterránea en dos y tres dimensiones.

El código de Konikow y Bredehoeft asi como el de Intercomp están relacionados con problemas de transporte. El primero se basa en la aproximación por el método de las características para resolver la ecuación de transporte de soluto en conjunción

con un modelo de flujo por diferencias finitas; mientras que el segundo simula tanto el flujo de agua subterránea como el transporte de soluto y transporte de calor.

Los códigos escritos más recientemente son los de Prickett, Naymik y Lonquist que simulan una gran variedad de problemas de transporte de soluto en una y dos dimensiones utilizando la técnica de "particula-en-una-celda" para mecanismos convectivos y de "seguimiento aleatorio" (random walk) para efectos de dispersión; el de McDonald y Harbaugh simula flujo de agua subterránea en tres dimensiones utilizando módulos agrupados en paquetes con técnicas de solución SIP (procedimiento implícito) y SSOR (sobre-relajación de etapas sucesivas). Finalmente el código de Huyakorn resuelve conjuntamente el problema de flujo y de transporte de soluto para dos y tres dimensiones utilizando el método del elemento finito.

A continuación se presenta una escala relativa de los códigos mostrando la dificultad de su entendimiento y las capacidades del modelo. En general entre más sofisticado y capaz sea el modelo resulta más difícil comprenderlo.

<u>MODELOS</u>	<u>¿COMPRESIBLE?</u>	<u>CAPACIDADES</u>
PyL	Simple	Limitadas
TPL		
TyL		
H		

KyB

PNL

McyH

INT



Complejo



Muy variadas

La tabla 6.1 presenta un resumen de las capacidades de los modelos descritos antes, de las técnicas numéricas y consideraciones del usuario.

NOTAS DE LA TABLA 6.1

2-D = Bidimensional

3-D = Tridimensional

LSOR = Sobrerrelajación de línea sucesiva (Line successive overrelaxation)

ADI = Método alternativo de Dirección implícita (Alternating Direction Implicit)

SIP = Procedimiento fuertemente implícito (Strongly Implicit Procedure)

SSOR = Sobrerrelajación de etapas sucesivas (Slice successive overrelaxation)

MOC = Método de las características (Method of characteristics) también conocido como partícula-en-una-celda

RW = Inducción aleatoria (Random walk)

TABLA 6.1 CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA DISPONIBLES

CODIGO	PROCESO FISICO DESCRITO.	DIMENSIONES.	APROXIMACION NUMERICA	SOLUCION MATRICIAL	PREPARACION DE DATOS	MODIFICACIONES POR EL USUARIO	COSTO
PyL	Flujo de agua subterránea	2-D 3-D	Diferencias finitas	LSOR	fácil	fácil	Barato Moderado
TPL	Flujo de agua subterránea	2-D	Diferencias finitas	LSOR ADI SIP	fácil	Moderadamente difícil	Barato
TyL	Flujo de agua subterránea	3-D	Diferencias finitas	SSOR SIP	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
KyB	Flujo de agua subterránea y transporte de soluto.	2-D	Diferencias finitas y método de las características.	ADI	Moderadamente difícil	Muy difícil	Barato Moderado
INT	Flujo de A. Subterránea. Transporte de soluto, Transporte de calor	2-D 3-D	Diferencias finitas	Directa LSOR	difícil	Imposible	Barato Cuesta una fortuna
PNL	Transporte de soluto	2-D	Diferencias finitas e inducción aleatoria	MOC RW	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
Mc y H	Flujo de agua subterránea.	3-D	Diferencias finitas	SIP SSOR	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
H	Transporte de soluto	2-D 3-D	Elemento finito		fácil	fácil	Barato Moderado

Con el propósito de tener una visión más completa y a nivel internacional de los modelos de agua subterránea existentes, el Consejo Internacional de Uniones Científicas (ICSU por sus siglas en inglés) creó un Subcomité Científico sobre Problemas del Ambiente (SCOPE por sus siglas en inglés) en 1980. La idea originalmente partió de la Agencia de Protección Ambiental de los E.U.(EPA) quienes dada su jurisdicción a nivel nacional sobre las actividades que afectan la calidad del agua subterránea enfocaron su interés en la evaluación de modelos de agua subterránea tomando también las experiencias de otros países, en la rama.

Habiendo sido sustentado económicamente por SCOPE, la responsabilidad de llevar a cabo este proyecto de investigación de modelos existentes recayó sobre el Instituto de Investigación Holcomb (HRI) de la Universidad de Butler en Indianápolis Indiana EEUU. Este Instituto contaba con la organización apropiada y con la experiencia de haber evaluado críticamente el papel de la modelación en la toma de decisiones en aspectos ambientales de los EEUU. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Una de las principales tareas de ese proyecto era la de conducir una investigación de los modelos numéricos relacionados con el manejo del agua subterránea para proporcionar una base en las necesidades futuras en el desarrollo de modelos y sus usos. El proyecto investigó 250 reportes de modelos recopilados en 14 países cuyo resumen se presenta en la tabla 6.2 (Bachmat, et al.

TABLA 6.2 RESUMEN DE REPORTES DE MODELOS RECOPILADOS

País	NUMERO DE REPORTES DE MODELOS							
	Total flujo	Transporte de masa	Transporte de calor	Deformación	otros	Identificación	Manejo	Manipulación de Datos
----- PREDICCIÓN -----								
Estados Unidos	112	44	5	4	5	9	21	2
Francia	4	31	4	4	1	1	4	1
Israel	21	7	4			2	4	1
Gran Bretaña	21	18	2			1	4	1
Holanda	13	12		1				
Canadá	11	8	2			1		
Alemania Federal	6	4	1			1		
Japón	5	2		3				
Australia	5	5						
Argentina	5	3				1		1
España	1	1						
Belgica	1	1						
Nueva Zelanda	1	1						
India	1	1						
Total	250	158	39	9	6	16	29	5

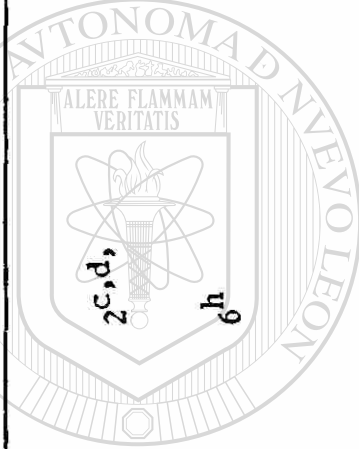
1980).

Aún y cuando los reportes recopilados no proporcionan un inventario completo de los modelos numéricos de agua subterránea existentes, probablemente representan un gran porcentaje de los modelos actualmente disponibles, quizá tan grande como un 80% de la población total. Aparentemente el máximo esfuerzo en el desarrollo de los códigos numéricos está concentrado en un número relativamente pequeño, de países desarrollados. Esto sin embargo, no refleja el alcance geográfico de la aplicación de esos modelos, el cual es mucho mayor. Los países en desarrollo en varias partes del mundo se benefician de los modelos por medio de servicios profesionales contratados a través de organizaciones internacionales (v.gr. FAO, programas de desarrollo de la ONU, Banco Mundial) así como de agencias privadas y/o de gobierno quienes actúan como asesores en proyectos de agua alrededor del mundo.

La tabla 6.3 resume las características de los modelos investigados. Un número relativamente grande de modelos de agua subterránea trata varios tipos de problemas de abastecimiento de agua (cantidad). Existe un número más pequeño, aunque considerable de modelos que predicen niveles de contaminación y la temperatura del agua subterránea (calidad). El impacto ambiental de subsidencias está cubierto por varios modelos, mientras que los impactos a ecosistemas no han sido reportados.

TABLA 6-3. PERSPECTIVA DE LOS MODELOS INVESTIGADOS

CATEGORIA DEL MODELO.	N° DE REPORTES	AGUA SUBTERRANEA			AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRANEA		
		CANTIDAD NO DISTR	CALIDAD NO DISTR	Impacto Ambiental DISTR	CANTIDAD NO DISTR	CALIDAD NO DISTR	Impacto Ambiental DISTR.
-Predicción .Flujo Agua	127	2	119 ^{a,b}		4 ^c		
Agua y otros flujos.	11		5 ^c				1 ^{c,e}
Transporte de masa							
Conservador	20						
No Conservador.	19						
Transporte de calor	9						
Deformación	8						
Otros	6 ⁱ						
-Manejo	29		10 ^c		7	6 ^c	2
-Identificación	16		14 ^c				1
-Manipulación de datos	5						
TOTAL	250						



^a Dos o más modelos "utilizables" en grupo
^b 16 modelos tratan conjuntamente sistemas saturados-no saturados
^c Un modelo "utilizable" en grupo
^d Trata la interfase
^e Trata la disposición de desechos y rectificación.

^f Dos modelos tratan interfase
^g Dos modelos tratan reacciones bioquímicas
^h Trata problemas termales de los cuales 2 son de geotermia
ⁱ Incluye una propagación de hielo, un transporte conjunto de masa-calor, dos modelos conjuntos de transporte de calor y subsidencia, y un código de propósitos generales

Muy pocos modelos han sido desarrollados para sistemas conjuntos de agua superficial y subterránea; de estos, la mayoría están relacionados con la administración o el manejo del recurso.

Muy pocos de los modelos investigados consideran incertidumbres en un esfuerzo para proveer una estimación de errores posibles en las salidas (output). En forma similar, solo un 12% de los modelos investigados pueden ser clasificados como "utilizables". De los 250 modelos investigados solamente 30 de ellos: (1) han sido documentados completamente, (2) están disponibles, y (3) han sido aplicados, por lo menos una vez, a un problema práctico de campo; y solo 13 de ellos tratan problemas diferentes a los de flujo de agua subterránea. Esta situación parece ser el resultado de las restricciones sobre la disponibilidad de los códigos desarrollados por agencias privadas y semipúblicas, una documentación pobre de los códigos desarrollados por las universidades, y las dificultades en la aplicación de los códigos existentes a problemas de campo.

Los modelos de predicción constituyen casi el 80% de los modelos investigados (199 de 250). El propósito de los modelos de predicción es el de pronosticar los cambios espaciales y temporales en el movimiento de agua, de contaminantes, de calor, y de la deformación de los suelos. La figura 6.3 muestra la distribución de estos modelos.

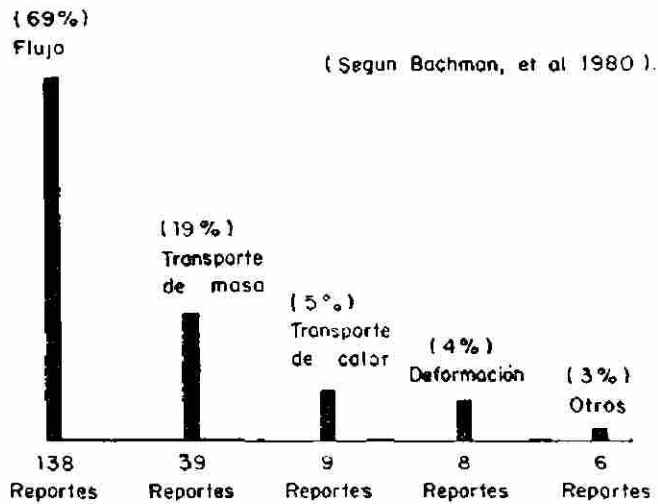


Figura 6.3 Distribución de los modelos de predicción

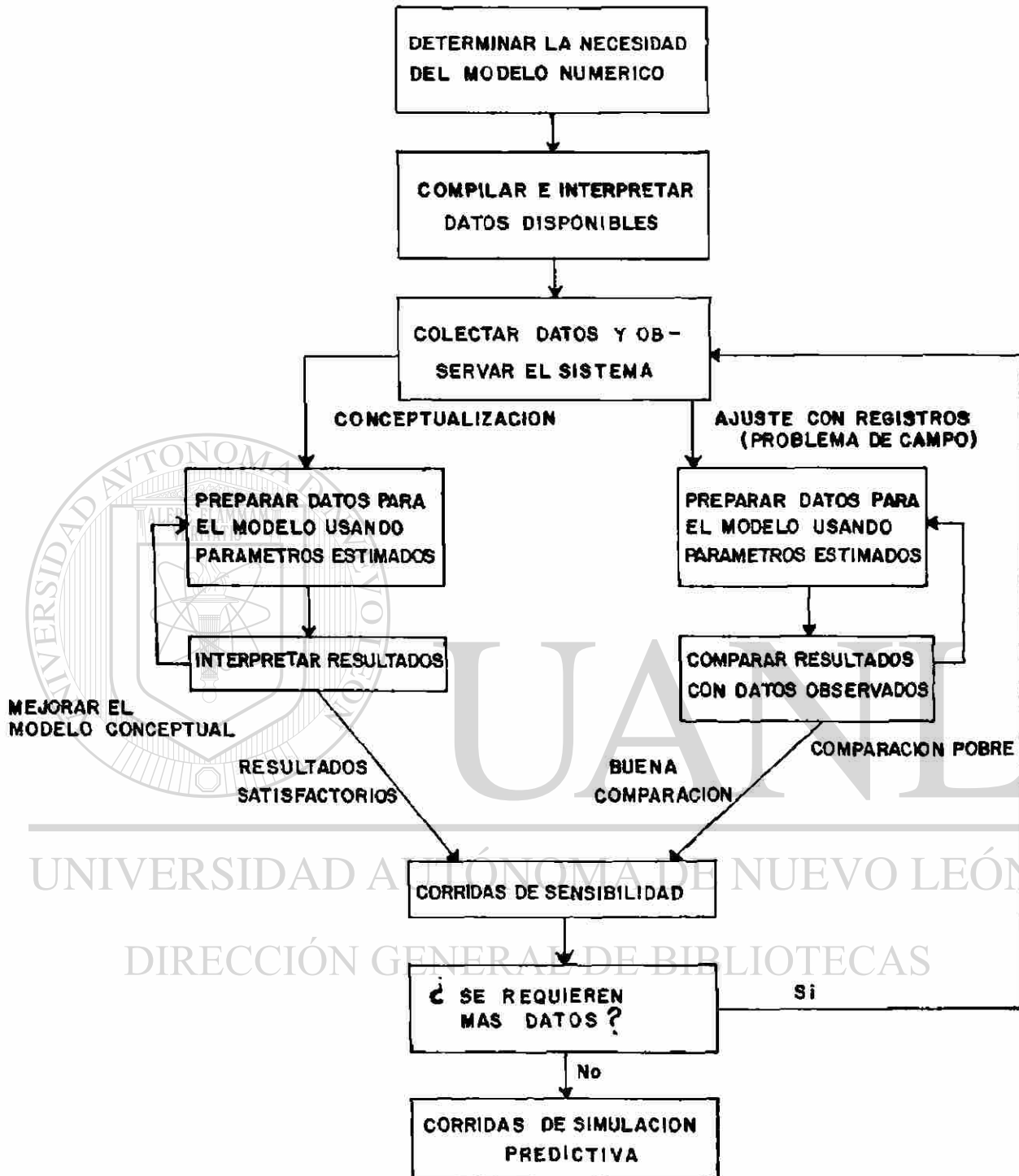
6.3 USOS DE LOS MODELOS

Debido al gran número de modelos de agua subterránea existentes, cuando se inicia un estudio la primera pregunta que puede venir a la mente es: "¿cual se deberá usar?". En realidad, la primera pregunta que se debe hacer es: "¿se necesita un estudio con un modelo numérico para este problema?". La respuesta a ambas preguntas puede ser determinada considerando primeramente lo siguiente: (1) ¿cuales son los objetivos del estudio?, (2) ¿cuanto se conoce del sistema acuífero? y (3) ¿se incluyen en el estudio planes para adquirir datos adicionales?.

Los objetivos del estudio pueden ser tales que un modelo numérico sea innecesario. o, si acaso es necesario, los objetivos pueden requerir solo un modelo simple.

Adicionalmente, la falta de datos puede no justificar un modelo sofisticado; sin embargo, si un estudio de campo se encuentra en sus etapas iniciales, la aproximación ideal es la de integrar la adquisición de datos y el análisis con un estudio con modelos. Una vez que se ha decidido la necesidad de un modelo, el utilizado, será en parte dependiente de los objetivos del estudio. Por ejemplo, si se está interesado en los abatimientos cercanos a un pozo, entonces no se debería usar un modelo regional donde estos efectos locales se pierden debido al gran espaciamiento de los nodos. En su lugar, quizá un modelo de flujo radial con una malla de pequeños espaciamientos sea suficiente.

La aplicación de un modelo de agua subterránea involucra varias áreas de esfuerzo. Estas se muestran en la figura 6.4 e incluyen: recopilación de datos, preparación de los datos para el modelo, comparación con datos históricos (conocidos), y simulaciones predictivas. Estas tareas no deben ser consideradas como pasos separados de un procedimiento cronológico; más bien, deberán ser considerados como una aproximación de retroalimentación. Es mejor utilizar el modelo no solo como una herramienta predictiva, sino también como una ayuda en la conceptualización del comportamiento del acuífero. Por ejemplo, un modelo usado en las etapas iniciales de un estudio de campo puede ayudar a determinar que tanto y cual información debe ser recopilada.



(según Mercer y Faust, 1981)

Fig 6.4 DIAGRAMA QUE MUESTRA EL USO DEL MODELO

La preparación de datos para el modelo de agua subterránea involucra primero la determinación de las fronteras de la región que será modelada. Las fronteras pueden ser físicas (impermeable o sin flujo, de recarga ó de flujo específico y de carga constante), o meramente convenientes (pequeña subregión de un acuífero grande). Una vez que se determinan las fronteras del acuífero es necesario discretizar la región, o sea, subdividirla en una malla. Dependiendo del procedimiento numérico utilizado, la malla puede tener subdivisiones rectangulares o de poligonal irregular. La figura 6.5 muestra dos mallas bidimensionales típicas tanto para el método de diferencias-finitas como del elemento-finito.

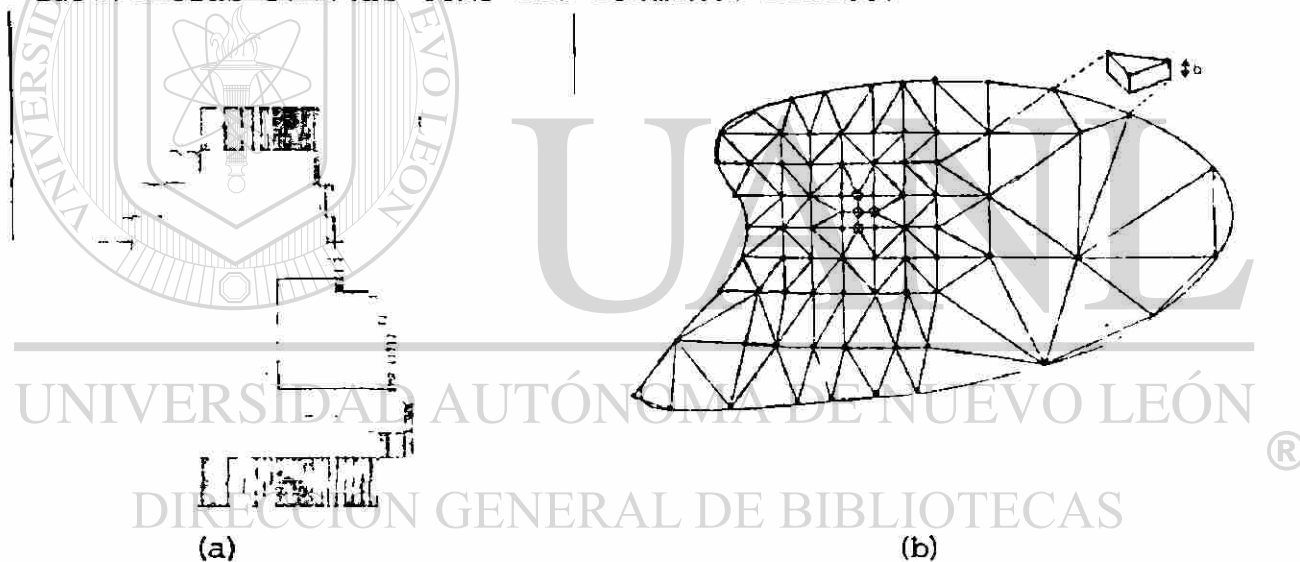


FIGURA 6.5 Ejemplos de mallas de Diferencias-Finitas (a) y del Elemento Finito (b)

Una vez que la malla ha sido diseñada, es necesario especificar los parámetros del acuífero y los datos iniciales para la malla. Para un propósito descriptivo, la siguiente discusión se

referirá al método de diferencias-finitas utilizando una malla rectangular. Los datos de entrada requerido para un programa incluyen las propiedades del acuífero para cada bloque de la malla, v.gr. coeficientes de almacenamiento y transmisibilidades (ver tabla 6.4). Para transporte de soluto (o sea, programas usados para detectar desechos contaminantes) y transporte de calor, se requieren datos adicionales tales como las propiedades de dispersión hidrodinámica y de conductividad térmica, respectivamente. Los resultados calculados consisten generalmente en las cargas hidráulicas en cada bloque de la malla a través del acuífero. Estas distribuciones espaciales de cargas hidráulicas son determinadas en cada uno de los niveles de tiempo de una secuencia que cubre el periodo de interés. Para problemas de transporte, los resultados calculados pueden también incluir concentraciones y temperaturas en cada uno de los nodos de la malla.

Las estimaciones iniciales de los parámetros del acuífero constituyen el primer paso en el procedimiento del juicio-error conocido como comparación histórica. El procedimiento de comparación (usualmente referido como la calibración del modelo) es usado para refinar las estimaciones iniciales de las propiedades del acuífero y para determinar fronteras (esto es, la extensión areal y vertical del acuífero) y las condiciones de flujo en las fronteras (condiciones de frontera); las pruebas de acuífero (pruebas de bombeo) generalmente proveen estimaciones iniciales de coeficientes de almacenamiento y de

TABLA 6.4. REQUERIMIENTO DE DATOS QUE DEBEN SER CONSIDERADOS PARA UN MODELO PREDICTIVO
(según Moore, 1979)

I. ESQUEMA FISICO

A. Flujo de agua subterránea

1. Mapa hidrogeológico que muestre la extensión areal, fronteras y condiciones de fronteras de todos los Acuíferos
2. Mapa topográfico que muestra cuerpos de agua superficial
3. Mapas de superficies equipotenciales, configuración de lechos rocosos y espesores saturados.
4. Mapa de transmisibilidad que muestre al acuífero y sus fronteras.
5. Mapa de coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento de lecho confinante
6. Mapa que muestre la variación del coeficiente de almacenamiento del Acuífero.
7. Relación de espesor saturado con transmisibilidad
8. Relación del acuífero con corrientes superficiales (conexión hidráulica)

B. Transporte de soluto (además de las de arriba)

9. Estimación de los parámetros que comprenden la dispersión hidrodinámica
10. Distribución de la porosidad efectiva
11. Información antecedente sobre la distribución de la concentración natural (calidad del agua) en el Acuífero.
12. Estimación de las variaciones de la densidad del fluido y la relación de la densidad con la concentración
13. Distribuciones de la carga hidráulica (usadas para determinar velocidades del agua subterránea)
14. Condiciones de frontera para las concentraciones

C. Transporte de calor (además de las de arriba)

15. Estimaciones de conductividades termales y calores específicos de roca y agua.
16. Información antecedente sobre la distribución de la temperatura natural en el acuífero, incluyendo mediciones de flujo de calor.
17. Estimación de las variaciones de la densidad del fluido y las relaciones de la densidad y viscosidad con la temperatura.
18. Condiciones de frontera para la temperatura

II. ESFUERZOS EN EL SISTEMA

A. Flujo de agua subterránea

1. Extensión y tipo de áreas de recarga (areas de irrigación, cuencas de recarga, pozos de recarga, etc.)
2. Diversificaciones de agua superficial
3. Bombeo de agua subterránea (distribuido en tiempo y espacio)
4. Flujo en ríos (distribuido en tiempo y espacio)
5. Precipitación.

B. Transporte de soluto (además de las de arriba)

6. Distribución areal y temporal de la calidad del agua en el acuífero.
7. Calidad de aguas superficiales (distribuida en tiempo y espacio)
8. Fuentes e intensidad de contaminación

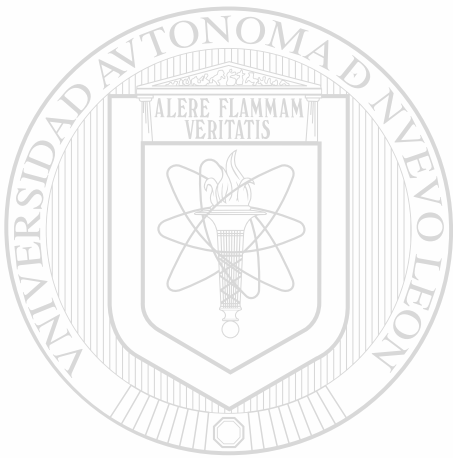
C. Transporte de calor (además de las de arriba)

9. Distribución areal y temporal de la temperatura en el acuífero
10. Intensidad de las fuentes de calor

III. OTROS FACTORES

A. Flujo y transporte de agua subterránea

1. Información económica de abastecimiento de agua
2. Factores ambientales
3. Cambios planificados en el uso del agua y la tierra



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

transmisibilidades. Para ciertos problemas de agua subterránea, las cargas en estado estacionario (o de equilibrio) deben ser también determinadas y usadas como condiciones iniciales o primarias. A continuación se le permite bombear a los pozos simulados en el sistema de la malla del acuífero a tasas observadas, y los abatimientos calculados (simulados) son comparados con los abatimientos observados (medidos).

Asumiendo que el modelo es correcto, la comparación entre esos dos (abatimientos) indican la precisión de las estimaciones iniciales de los datos de entrada. Será tal vez necesario modificar algunos de los datos de entrada hasta que todos los datos tanto calculados como observados se comparen satisfactoriamente. En el pasado esto se hacía comunmente utilizando el concepto "ensayo-error"; más recientemente la cantidad de trabajo en la comparación ha sido reducido de alguna manera utilizando métodos de estimación de parámetros que modifican las estimaciones iniciales de los datos de entrada de una manera más objetiva.

No existen reglas precisas ni rápidas para indicar cuando se ha obtenido una comparación satisfactoria. El número de "corridas" requeridas para producir una comparación satisfactoria depende de los objetivos del análisis, la complejidad del sistema de flujo y longitud de los datos observados, así como de la paciencia del hidrólogo. Cuando ha sido completado, el modelo puede ser usado para predecir el

comportamiento futuro del acuífero. Desde luego, la confianza en cualquier resultado predictivo deberá estar basado en (1) un entendimiento profundo de las limitaciones del modelo, (2) la precisión de la comparación con el comportamiento histórico observado, y (3) el conocimiento de la confiabilidad de los datos y características del acuífero.

El propósito principal de la predicción es la estimación de la respuesta del acuífero bajo una variedad de esquemas de bombeo. Mientras que el acuífero puede ser desarrollado solamente una vez a un costo considerable, un modelo puede ser "bombeado" ó corrido muchas veces a bajo costo sobre un periodo de tiempo corto. La observación de la respuesta del modelo bajo esquemas de desarrollo diferentes ayuda entonces a seleccionar una serie óptima de condiciones de operación en la utilización del recurso de agua subterránea. Más específicamente, la modelación del agua subterránea permite estimaciones de: (a) recarga (tanto natural como inducida) debido al rezume ó percolación de capas confinantes, (b) efectos de fronteras y condiciones de frontera, (c) los efectos de la localización de pozos y su espaciamiento, y (d) los efectos de varias tasas de extracción (ó inyección).

Otros próósitos de predicción incluyen la estimación de las tasas de movimiento de desechos contaminantes de rellenos sanitarios y otras áreas de contaminación. Los modelos son utilizados también para predecir la tasa de intrusión de agua

salada en regiones costeras debido a las extracciones de agua dulce. Son usados también para ayudar a determinar cuales son las mejores acciones correctivas (si acaso hay alguna) que se deben tomar en una situación de contaminación. Finalmente los modelos de transporte de calor se utilizan para ayudar a predecir el comportamiento de reservas geotérmicas y de acuíferos usados para almacenamiento térmico.

Además de estas aplicaciones específicas del sitio, los modelos también se usan para examinar problemas generales. Problemas hipotéticos (pero típicos) de acuíferos pueden ser diseñados para estudiar varios tipos de comportamiento de flujo, tales como las interacciones agua-superficial/agua-subterránea o de flujo alrededor de un repositorio profundo de desechos radiactivo. Se pueden probar la aplicabilidad de ciertos mecanismos propuestos para comportamiento observado. Los parámetros se pueden variar para estudiar el efecto que puedan tener sobre un proceso general. Esto es referido en ocasiones como "análisis de sensibilidad", dado que los resultados de estas corridas indicarán cuales parámetros son más sensibles en las cargas hidráulicas calculadas. El análisis de sensibilidad es útil también para aplicaciones de sitios específicos para indicar que datos adicionales se requiere determinar y las áreas a donde esos datos adicionales son necesarios.

El desarrollo y uso de modelos involucra un amplio espectro de experiencia ~~técnica~~. por un lado está el manejo y por el otro la ~~investigación científica~~. Entre ellos se encuentran dos categorías principales consistentes en quienes construyen los modelos involucrados en el desarrollo de modelos y los expertos técnicos encargados del uso del modelo dentro de un contexto operacional. Las cuatro categorías no son tan distintas, aunque distan mucho de ser congruentes. En cualquier caso, el considerar las categorías como distintas ayuda a dilucidar la estructura general del desarrollo y uso del modelo y los problemas que lo acompañan.

Las raíces de la construcción de modelos están en investigación. El entendimiento fundamental del agua subterránea es el producto de la investigación sintetizada por la teoría en la forma de modelos conceptuales. Como una serie de notaciones matemáticas, el modelo difícilmente puede ser operacional. Para derivar la salida del modelo, es necesario, por ejemplo, la historia en tiempo de los abatimientos en uno o más pozos, un amplio conjunto de datos que describan las características de transmisibilidad del sistema, las condiciones de frontera, así como la localización y tamaño de los pozos, cargas y patrones de bombeo. La traducción de la notación matemática en código de computadora y la documentación comprensiva de los programas de cómputo es lo que constituye un código de computadora operacional. Con una entrada propia de datos reales esos códigos pueden ser utilizados para modelar

sistemas reales.

Aquellos quienes son responsables del desarrollo de los códigos operacionales, los así llamados "constructores", pueden en efecto no tener responsabilidd en el uso final del modelo. Ellos pueden ser retenidos por la administración, aunque esto no siempre es factible ya sea por razones económicas ó institucionales. El caso más general es uso de los códigos por un personal técnico- ya sea como miembros integrales de algun grupo responsable del manejo de un recurso subterráneo, o bien como "consultores" a los "administradores" de esos recursos. El personal técnico representa a los usuarios del modelo.

6.4 LIMITACIONES Y FUENTES DE ERROR EN LA MODELACION

Hay una gran variedad de formas del mal uso de los modelos de agua subterranea (Prickett, 1979). Tres de las más comunes y relacionadas entre sí son: "overkill" (sobreestimación), la predicción inapropiada y la mala interpretación. Es muy difícil resistir la tentación de aplicar en un problema la herramienta computacional más sofisticada que existe. Una pregunta que siempre surge es la siguiente: ¿bajo que circunstancias deberá una simulación ser tri-dimensional como oposición a una bi- o más aún-unidimensional? La inclusión de flujo en la tercera (casi vertical) dirección es recomendada solamente si el espesor del acuífero es "grande" en relación a su extensión areal ó si existe una heterogeneidad muy pronunciada en la dirección vertical (por ejemplo una estratificación alta). Otro tipo de

"overkill" es que los tamaños de la malla cuando son muy pequeños, se vuelven más finos que lo necesario considerando la información disponible sobre las propiedades del acuífero; dando como resultado un incremento en el tiempo de cómputo y en los gastos.

En algunas aplicaciones, se utilizan modelos complejos en una etapa demasiado preliminar dentro de un estudio determinado. Por ejemplo, para un problema de desechos contaminantes, generalmente uno no debería iniciar con un modelo de transporte de soluto. En todo caso, el primer paso es estar seguro de que la hidrología subterránea (particularmente la velocidad) puede ser caracterizada satisfactoriamente, y por lo tanto uno empieza con modelar solo el flujo subterráneo. Una vez que esto se realiza satisfactoriamente, entonces el transporte de soluto puede ser incluido. Se deben establecer las complejidades del problema, la cantidad de datos que estén disponibles, y los objetivos del análisis, y entonces determinar la mejor aproximación para la situación particular. Una regla general puede ser la de empezar con el modelo más simple y una descripción basta del acuífero, y refinar el modelo y los datos hasta obtener la estimación deseada del comportamiento del acuífero.

Uno siempre debe estar pendiente de que la porción de la comparación con datos históricos (calibración) de la simulación ocurran bajo una serie de condiciones de campo dadas, y que

éstas condiciones estén sujetas a cambio durante la etapa de la predicción. Por ejemplo durante el periodo de calibración, el acuífero puede ser confinado, pero estar a punto de perder su confinamiento. El utilizar un modelo confinado para predicción dará resultados erróneos dado que tanto el espesor saturado como el coeficiente de almacenamiento serán incorrectos. Dado que los modelos de agua subterránea tratan con el subsuelo, siempre existen factores desconocidos que pueden afectar los resultados. En general, uno no debería predecir más de cerca de dos veces el periodo usado para comparación (calibración), y solo entonces bajo esquemas de bombeo similares (Mercer y Faust, 1981).

Tal vez el peor mal uso posible de un modelo es la fé ciega en los resultados del modelo. Los cálculos que contradicen la intuición hidrológica normal casi siempre son el resultado de algún error de datos de entrada, un "bug" en el programa de cómputo, o la mala aplicación del modelo a un problema para el cual no fué diseñado. La aplicación propia de un modelo de agua subterránea requiere un entendimiento del acuífero específico. Sin este entendimiento conceptual el ejercicio completo puede llegar a ser un desperdicio sin sentido de tiempo y de dinero.

Para evitar el mal uso de un modelo, es importante conocer y entender las limitaciones y posibles fuentes de error en los modelos numéricos. Todos los modelos numéricos se basan en una serie de hipótesis simplificadoras, mismas que limitan su uso para ciertos problemas. Para evitar la aplicación de un modelo

validado de otra manera a una aplicación de campo inapropiada, no es solamente importante entender el comportamiento de campo sino también entender todas las hipótesis que forman la base del modelo. Un modelo (bidimensional) areal, por ejemplo, deberá ser aplicado con cuidado a un problema tridimensional que involucre series de acuíferos, hidrológicamente conectados por lechos confinantes, dado que los resultados del modelo pueden no ser indicativos del comportamiento del campo. Los errores de este tipo se consideran como "errores conceptuales".

Adicionalmente a estas limitaciones, existen varias fuentes potenciales de error en los resultados del modelo numérico. Primero, el reemplazo de las ecuaciones diferenciales del modelo por una serie de ecuaciones algebraicas introduce el error de "truncamiento"; esto es, la solución exacta de las ecuaciones algebraicas difiere de alguna forma de la solución de las ecuaciones diferenciales originales. Segundo, la solución exacta de las ecuaciones algebraicas no es obtenida debido al "error de redondeo" ("round-off"), como un resultado de la exactitud finita de los cálculos de la computadora. Finalmente, y tal vez más importantemente los datos que describen al acuífero (por ejemplo, transmisibilidades, coeficientes de almacenamiento, y la distribución piezométrica en el acuífero) son raramente conocidos ni precisa ni completamente, produciendo por lo tanto el "error de datos".

El nivel del error de truncamiento en los resultados calculados puede ser estimado repitiendo las corridas ó porciones de las corridas con menores espacios y/o incrementos de tiempo. Una sensibilidad significativa de los resultados calculados a los cambios en estos incrementos de tamaños indica un nivel significativo del error de truncación y la correspondiente necesidad para menores incrementos espaciales y/o de tiempo. Comparado con las otras fuentes de error, el error de redondeo es generalmente negligible.

El error causado por datos falsos en la descripción del acuífero es difícil de establecer ya que la descripción verdadera del acuífero nunca es conocida. Un adagio conocido describía el error asociado con estos datos como: "basura que entra, basura que sale". Una combinación de análisis de núcleos, pruebas de acuíferos, y estudios geológicos usualmente proporcionan un vistazo muy valioso dentro de la naturaleza de la transmisibilidad, coeficientes de almacenamiento, y geometría del acuífero. Sin embargo, mucha de esta información puede ser muy local en extensión y debería ser tratada cuidadosamente cuando se usa en un modelo de área extensa. Como se discutió, los parámetros finales que caracterizan al acuífero son usualmente determinados al obtener la mejor comparación entre el comportamiento calculado y el observado durante algún periodo conocido.

RESUMEN. Los modelos numéricos de agua subterránea son una herramienta importante para el hidrólogo del agua subterránea. Los modelos pueden ser usados para simular el comportamiento de acuíferos complejos incluyendo los efectos de fronteras irregulares, la heterogeneidad, y otros procesos diferentes tales como el flujo de agua subterránea, transporte de soluto, y transporte de calor. El uso de modelos numéricos involucra la adquisición de datos, su preparación, la comparación con datos históricos (conocidos) y la predicción. El proceso de la construcción de un modelo para el estudio de un acuífero lo fuerza a uno a desarrollar un entendimiento conceptual de como se comporta el acuífero. Los modelos, por lo tanto, pueden ser usados en todas las fases del estudio del acuífero incluyendo la conceptualización y la adquisición de datos, así como la predicción. Para ser más efectivo el hidrólogo debe tener un entendimiento profundo del acuífero específico estudiado, debe estar familiarizado con las técnicas de modelación alternativas, y debe de darse cuenta de las limitaciones y fuentes de error en los modelos. Bajo estos criterios, un estudio exitoso con un modelo no solo mejorará el propio entendimiento del sistema hidrológico particular, sino que proveerá también una predicción y un análisis apropiados del problema bajo estudio.

7.0 DESCRIPCIÓN DEL MODELO SELECCIONADO

El uso de las computadoras digitales en la evaluación de recursos de agua subterránea ha crecido rápidamente en los últimos años. La disponibilidad de computadoras es ahora muy amplia permitiendo fácilmente la solución de series largas de ecuaciones simultáneas que están involucradas en el estudio de las relaciones causa-efecto en sistemas acuíferos heterogéneos con una gran variedad de condiciones de frontera. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

El modelo que ha seleccionado el autor de este estudio es el elaborado por Prickett y Lonquist (1971) para la oficina de Investigación de Recursos Hidráulicos del estado de Illinois (EUA). Este modelo está muy bien documentado, está disponible al dominio público y ha sido exitosamente calibrado y validado en varias partes de los Estados Unidos y utilizado también en otros países.

El modelo de Prickett y Lonquist (PLASM 1971) presenta programas de computadora generalizados que pueden simular una, dos o hasta tres dimensiones para problemas de flujo en estado transitorio en acuíferos heterogeneos bajo condiciones freáticas, confinadas y semiconfinadas. Estos programas cubren: bombeo de pozos para tiempos variables, tasas de recarga natural o artificial, las relaciones de intercambio de agua entre cuerpos de agua superficial y reservas subterráneas, el proceso de evapotranspiración, el mecanismo de la posible conversión de coeficientes de almacenamiento de condiciones artesianas a freáticas, y el problema tridimensional.

El modelo está diseñado de tal manera, que permite al usuario simular diversas condiciones aplicables a situaciones particulares. A partir de un "Programa básico de simulación de acuífero", el modelo tiene la flexibilidad de combinar diversas situaciones de tensiones en el acuífero para un problema en particular con la combinación de aspectos separados, de varios programas de computadoras. Asimismo, si el usuario lo desea según sus necesidades, se pueden incluir otras subrutinas diseñadas por el propio usuario, y dependiendo de la computadora que se utilice se podrán también convertir a los programas, en interactivos.

Dado que esta última característica escapa del alcance de esta tesis, solo se mencionarán algunas de las ventajas que presenta un sistema interactivo en la modelación de flujo

subsuperficial: (1) facilidad de los datos de entrada (INPUT) con el uso de un digitalizador; (2) la oportunidad de revisar todos los archivos de salida (OUTPUT) y seleccionar para impresión solo aquellos de interés; y (3) la oportunidad para cambiar las fronteras físicas de un problema a cualquier tiempo deseado para hacer uso de nueva información a medida que un proyecto progresa. Ver a Trescott, Pinder y Larson (1976), Intercomp (1976), Konikow y Bredehoeft (1978), Bloomsburg y Rinker (1983), McDonalds y Anderson (1984), y otros.

Los programas de computadora incluidos en el modelo PLASM están escritos en FORTRAN IV para ser usados, originalmente, en un sistema IBM 360 modelo 75 con un compilador de nivel G. Sin embargo, los programas pueden operar, con algunas modificaciones, en otras computadoras. Posteriormente se han realizado modificaciones a este modelo (ver a Prickett y Sranivassan 1983) de manera que ahora puede ser operado en otras computadoras, v.gr. VAX/780, UNIVAC, etc.

Para operar el modelo PLASM en este estudio, el autor[®] utilizó el sistema de cómputo VAX/780.

El modelo PLASM es un modelo de diferencias finitas que usa como método numérico de solución el método iterativo ADI (Alternating Direction Implicit) ó Método Alternativo de Dirección Implícita.

NOTACION MATEMATICA DEL MODELO

La mayoría de las ecuaciones en la hidrología subsuperficial son no-lineales. Existen una gran variedad de métodos para linearizar las ecuaciones algebraicas que resultan de las aproximaciones por diferencias finitas para tales problemas no-lineales. La mejor técnica para la linearización de problemas en una dimensión es probablemente el método predictor-corrector de Douglas-Jones. Para problemas no-lineales en dos dimensiones, la iteración, extrapolación y predicción con una formula explícita, además del método alternativo predictor-corrector pueden ser fácilmente aplicados cuando se utiliza el método ADI.

Los métodos de diferencias finitas para solucionar ecuaciones diferenciales parciales en flujo subsuperficial ha sido sujeto de muchos libros (Drake et al, 1969; Jensen y Hanks, 1967; Jeppson y Nelson, 1970; Remson et al, 1971; etc.).

La idea básica de estos métodos es la de reemplazar las derivadas en un punto por las tasas de los cambios en variables apropiadas sobre un intervalo pequeño pero finito. Por lo que

$$\frac{d\psi}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta\psi}{\Delta x} \approx \frac{\Delta\psi}{\Delta x} \quad (7.1)$$

Donde $d\psi$ representa el gradiente de potencial ó carga.

Que tan pequeña debe ser ΔX para que (7.1) sea una aproximación aceptable depende del problema particular. Este tipo de aproximación se realiza en un número finito de puntos y reduce un problema continuo de valores de frontera a una serie de ecuaciones algebraicas.

La ecuación diferencial parcial (DeWiest, 1966) que gobierna a un flujo bidimensional transitorio del agua subterránea en un acuífero artesiano, no homogéneo e isotrópico, es:

$$\frac{\partial}{\partial x}(T\frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(T\frac{\partial h}{\partial y}) = S \frac{\partial h}{\partial t} + Q$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} + Q \quad (7.2)$$

Donde:

T= Transmisibilidad del acuífero

h= Carga hidráulica

t= Tiempo

S= Coeficiente de almacenamiento del acuífero

Q= Tasa de extracción neta de agua subterránea por unidad de área[®]

x,y= Coordenadas rectangulares

No hay una solución general a la ecuación (7.2); sin embargo, una solución numérica de esa ecuación puede ser obtenida mediante una aproximación por diferencias finitas. La aproximación por diferencias finitas involucra primeramente el

reemplazo de los parámetros continuos del sistema acuífero por una serie equivalente de elementos discretos. Al trabajar con computadoras digitales tanto la variable de espacio como la de tiempo son tratadas como parámetros. En segundo lugar, las ecuaciones que gobiernan al flujo de agua subterránea en el modelo discretizado son escritas en forma de diferencias finitas. Finalmente, la serie resultante de ecuaciones de diferencias finitas son resueltas numericamente con la ayuda de una computadora digital.

Las ecuaciones de diferencias finitas pueden ser derivadas de dos maneras v.gr., desde un punto de vista físico que involucre la ley de Darcy y el principio de conservación de masa, o con un tratamiento matemático convencional, substituyendo las aproximaciones de diferencias finitas por las derivadas de la ecuación (7.2). Ambas rutas derivacionales guían a un mismo resultado. Las ecuaciones de diferencias finitas son derivadas desde un punto de vista físico en el modelo PLASM. Los siguientes párrafos describen estas derivaciones. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Se elabora una malla de diferencias finitas, como se ilustra en la figura 7.1, y se sobrepone a un mapa del acuífero. El acuífero, entonces, se subdivide en volúmenes con dimensiones $b \times X \times Y$ donde b es el espesor del acuífero. Las diferenciales ∂X y ∂Y son aproximadas por las longitudes finitas ΔX y ΔY , respectivamente. El área $\Delta X \Delta Y$ deberá ser pequeña comparada

con el área total del acuífero hasta un punto en que el modelo continuo sea una representación razonable del sistema continuo. Las intersecciones de las líneas de la malla se le denominan nodos y son referenciados con una columna (i) y renglón (j) del sistema colineado con las direcciones x e y, respectivamente.

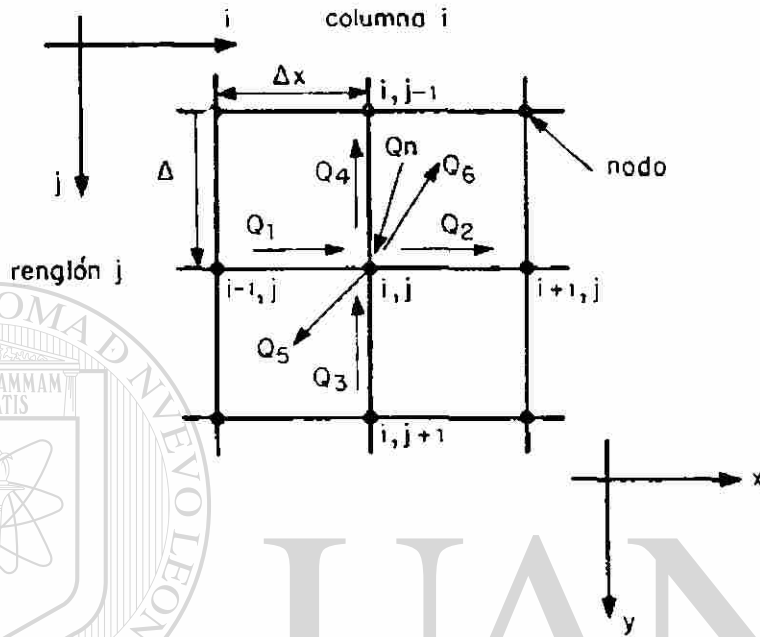


Figura 7.1 Elementos de una malla de diferencias finitas.

Los términos de tasas de flujo ($Q_1, 2, 3, \dots, n$) se asignan arbitrariamente a las direcciones de flujo como se ilustra en la figura 7.1. Los términos de tasas de flujo Q_1 , Q_2 , Q_3 , y Q_4 representan las tasas de transferencia de agua de nodo-a-nodo. Q_5 es la tasa de flujo asociada con la cantidad de agua ya sea tomada o liberada del almacenamiento por incremento de unidad de tiempo Δt . En la figura 7.1, el agua es agregada al almacenamiento dado que la dirección asignada del término de tasa de flujo Q_5 está fuera del nodo i, j . La Q_6 está definida

como una constante de tasa de extracción neta. Se incluye un séptimo término de tasa de flujo generalizado para contar con otras condiciones especiales tales como, rezume, infiltración inducida, y efectos de evapotranspiración.

La condición continua que relaciona las tasas de flujo que entran y salen del nodo i, j en la figura 7.1 requieren que las tasas sean igual a

$$Q_n + Q_1 + Q_3 = Q_2 + Q_4 + Q_5 + Q_6 \quad (7.3)$$

La determinación de los valores de los términos de tasas de flujo de la ecuación (7.3) involucran tres consideraciones.

Primero, es necesario definir que porción del acuífero está representada por cada término individual. Segundo, debe recordarse que, aunque las tasas de flujo pueden tomar lugar en cualquier dirección en el sistema acuífero, están restringidas a las direcciones x e y en la aproximación de diferencias finitas.

Las porciones del acuífero incluidas en los términos de tasas de flujo pueden ser entonces referidas como "volúmenes vectoriales"®

para enfatizar que no solamente un volumen sino también la dirección de flujo está siendo considerada (Karplus, 1958).

Finalmente, dado que el tiempo está discretizado, la ecuación (7.3) representa un alcance instantáneo al final de un incremento de tiempo.

Las proyecciones horizontales de los volúmenes vectoriales de los términos de tasas de flujo de nodo a nodo Q1, Q2, Q3, y Q4 están definidos como se ilustra en la figura 7.2. Todos los volúmenes vectoriales de la figura 7.2 tienen una dimensión vertical que se extiende a la profundidad completa del acuífero b. Más aún, la porción del acuífero involucrada con cada uno de estos términos de tasas de flujo se extiende en anchura un medio del intervalo de la malla en cada lado de la línea entre nodos y es igual en longitud al intervalo de la malla. La ley de Darcy es aplicada entonces a los términos de tasas de flujo Q1 a Q4 para dar

$$Q_1 = T_{i-1,j,2} (h_{i-1,j} - h_{i,j}) (\Delta y / \Delta x) \quad (7.4.1)$$

$$Q_2 = T_{i,j,2} (h_{i,j} - h_{i+1,j}) (\Delta y / \Delta x) \quad (7.4.2)$$

$$Q_3 = T_{i,j,1} (h_{i,j+1} - h_{i,j}) (\Delta x / \Delta y) \quad (7.4.3)$$

$$Q_4 = T_{i,j-1,1} (h_{i,j} - h_{i,j-1}) (\Delta x / \Delta y) \quad (7.4.4)$$

Donde:

$T_{i,j,1}$ = Transmisibilidad del acuífero dentro del volumen

vectorial entre los nodos i,j e $i,j+1$ (ver figura 7.2c y d)

$T_{i,j,2}$ = Transmisibilidad del acuífero dentro del volumen

vectorial entre los nodos i,j e $i+1,j$ (ver figura 7.2a y b)

$h_{i,j}$ = Carga calculada al final del incremento de tiempo medida de un nivel de referencia arbitrario en el nodo i,j

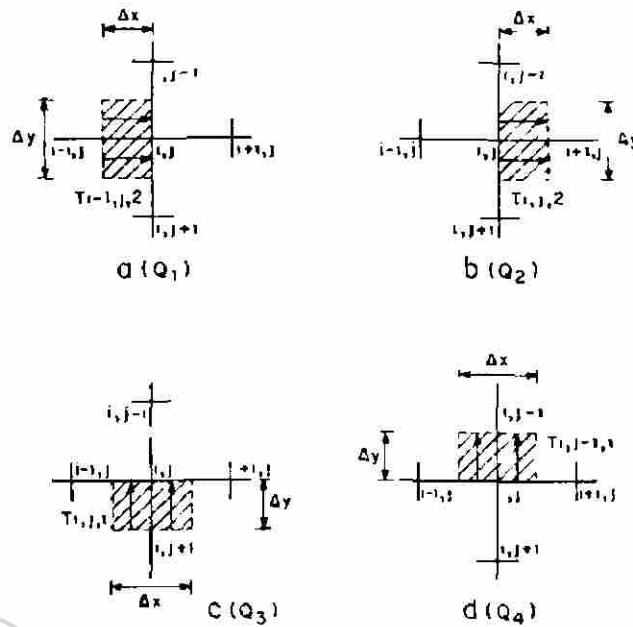


Figura 7.2 Volumenes vectoriales para los términos de tasas de flujo de nodo-a-nodo

Las proyecciones horizontales de los vectores volumétricos de los términos de flujo Q_5 , Q_6 y Q_n son idénticos (figura 7.3). Estos vectores volumétricos, a excepción del relacionado con Q_n , se extienden a la profundidad total del acuífero y tienen dimensiones horizontales de $\Delta x \Delta y$.

El término de flujo Q_5 que representa la tasa con la cual el agua entra al almacenamiento, está dado por

$$Q_5 = S \Delta x \Delta y (h_{i,j} - h_{\phi_{i,j}}) / \Delta t \quad (7.5)$$

Donde:

$h_{\phi_{i,j}}$ = Carga calculada en el nodo i,j al final del incremento de tiempo previo, Δt

Δt = Incremento de tiempo pasado desde el último cálculo de cargas

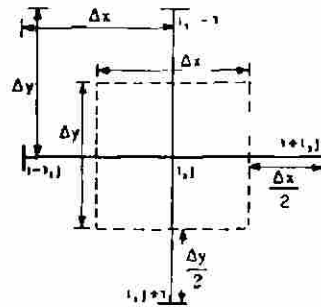


Figura 7.3 Volúmenes vectoriales para los términos de tasas de flujo Q_5 , Q_6 y Q_n .

El término de flujo Q_6 se hace igual a una tasa constante de extracción neta del volumen vectorial del nodo i, j de la figura 7.3 como sigue:

$$Q_6 = Q_n \quad (7.6)$$

Dado que ninguna función especial de fuente o sumidero está incluida en este tiempo, el término de flujo Q_n se hace igual a cero. Sin embargo, el término Q_n será mantenido a lo largo de las siguientes derivaciones de manera que cuando alguna función especial sea incluida sus relaciones podrán ser substituidas sin re-derivación. Por lo tanto:

$$Q_n = Q_n \quad (7.7)$$

Substituyendo las ecuaciones (7.4), (7.5), (7.6) y (7.7) en la ecuación (7.3), da como resultado

$$Q_n + T_{i-1, j, 2} (h_{i-1, j} - h_{i, j}) \Delta y / \Delta x + T_{i, j, 1} (h_{i, j+1} - h_{i, j}) \Delta x / \Delta y = T_{i, j, 2} (h_{i, j} - h_{i+1, j}) \Delta y / \Delta x + T_{i, j, -1, i} (h_{i, j} - h_{i, j, -1}) \Delta x / \Delta y + S \Delta x \Delta y (h_{i, j} - h_{i, j}) / \Delta t + Q_{i, j} \quad (7.8)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación (7.8) por el producto de x y y y reorganizando términos, tenemos que

$$T_{i-1,j,2}(h_{i-1,j}-h_{i,j})/\Delta x^2 + T_{i,j,2}(h_{i+1,j}-h_{i,j})/\Delta x^2 + T_{i,j,1}(h_{i,j+1}-h_{i,j})/\Delta y^2 + T_{i,j-1,1}(h_{i,j-1}-h_{i,j})/\Delta y^2 = S(h_{i,j}-h_{\phi_{i,j}})/\Delta t + Q_{i,j}/\Delta x\Delta y - Q_n/\Delta x\Delta y \quad (7.9)$$

Con Q_n igual a cero la ecuación (7.9) es la forma en diferencias finitas de la ecuación diferencial parcial (ver ecuación 7.2) que gobierna al flujo transitorio bidimensional de agua subterránea en un acuífero no-homogéneo y artesiano. Una ecuación similar fue derivada de una manera más formal por Pinder y Bredehoeft (1968).

Dado que hay una ecuación de la misma forma que la ecuación (7.9) para cada nodo del modelo digital, se deben resolver una larga serie de ecuaciones simultáneas para las cargas desconocidas principales $h_{i,j}$. El modelo PLASM utiliza una forma modificada del método numérico alternativo de dirección implícita (ADI) de Peaceman y Rachford (1955) para resolver esa serie de ecuaciones simultáneas.

Aunque comúnmente menos aplicado que la aproximación convencional de diferencias finitas, el método integrado de diferencias finitas (IFDM) que utiliza el modelo PLASM ha sido utilizado para estudiar problemas de agua subterránea desde principios de los sesentas, cuando era conocido con un nombre diferente. Tyson y Weber (1964) introdujo este método al campo

del agua subterránea, pero se referían a él como una técnica de modelo poligonal. El método fué posteriormente discutido en forma más amplia por Cooley (1971) y Thomas (1973), y obtuvo finalmente su nombre actual dado por Narisimhan y Witherspoon (1976).

Una historia parcial del uso de esta aproximación en la solución de la ecuación de flujo subsuperficial puede ser encontrada en Pinder y Bredehoeft (1968) y Remson et al (1971). Una descripción más detallada de esta técnica numérica utilizada en el modelo PLASM se encuentra en la documentación misma del modelo de Prickett y Lonquist (1971).

PROGRAMA BASICO DE SIMULACION DE ACUIFERO DEL MODLEO

Como se mencionó antes, el modelo PLASM parte de un "programa básico de simulación de acuífero" cuyo listado en código FORTRAN IV se presenta en la tabla 7.1. Este programa ~~básico~~ ~~soluciona~~ ~~las~~ ~~series~~ ~~de~~ ~~ecuaciones~~ ~~en~~ ~~los~~ ~~nodos~~ ~~de~~ ~~la~~ ~~malla~~ ~~tanto~~ ~~para~~ ~~las~~ ~~columnas~~ ~~como~~ ~~para~~ ~~los~~ ~~renglones~~. La secuencia operacional, paso a paso, del programa básico de simulación de acuífero está detalladamente explicada en la documentación de Prickett y Lonquist, y está de acuerdo al listado de la tabla 7.1 y al diagrama de flujo que se presenta en la figura 7.4

TABLA 7.1 PROGRAMA BASICO DE SIMULACION DE ACUIFERO

ILLINOIS STATE WATER SURVEY	
BASIC AQUIFER SIMULATION PROGRAM	
..*****	A 120
.. DEFINITION OF VARIABLES	A 125
.. HO(I,J)-----HEADS AT START OF TIME	A 130
.. INCREMENT (I,J)	A 135
.. H(I,J)-----HEADS AT END OF TIME	A 140
.. INCREMENT (FT)	A 145
.. SF1(I,J)----STORAGE FACTOR FOR	A 150
.. ARTESIAN CONDITIONS	A 155
.. (GAL/FT)	A 160
.. Q(I,J)-----CONSTANT WITHDRAWAL	A 165
.. RATES (GPD)	A 170
.. T(I,J,1)----AQUIFER TRANSMISSIVITY	A 175
.. BETWEEN I,J AND I,J+1	A 180
.. (GAL/DAY/FT)	A 185
.. T(I,J,2)----AQUIFER TRANSMISSIVITY	A 190
.. BETWEEN I,J AND I+1,J	A 195
.. (GAL/DAY/FT)	A 200
.. (GAL/DAY/FT), OR	A 210
.. EVAPATRANSPIRATION	A 215
.. FACTOR (GAL/DAY/FT)	A 220
.. AA,BB,CC,DD-COEFFICIENTS IN WATER	A 225
.. BALANCE EQUATIONS	A 230
.. NR-----NO. OF ROWS IN MODEL	A 235
.. NC-----NO. OF COLUMNS IN MODEL	A 240
.. NSTEPS-----NO. OF TIME INCREMENTS	A 245
.. DELTA-----TIME INCREMENTS (DAYS)	A 250
.. HH,S1,QQ,TT-DEFAULT VALUES	A 255
.. I-----MODEL COLUMN NUMBER	A 260
.. J-----MODEL ROW NUMBER	A 265
DIMENSION H(50,50), HO(50,50), SF1(50,50), Q(50,50), T(50,50,2), R	A 480
I(50), G(50), R(50,50), DL(50,50)	
... TURN OFF UNDERFLOW TRAP	A 495
... WHEN USING AN IBM	A 500
... 360 OR 370 COMPUTER	A 505
... CALL ERRSET(208,256,-1,1)	A 510
... (NOTE: OTHER MACHINES MAY	A 515
... HAVE A DIFFERENT SUBROUTINE	A 520
... OR A DIFFERENT CALLING	A 525
... ARGUMENT FOR ERRSET TO	A 530
... TURN OFF THE UNDERFLOW TRAP.	A 535
... YOU SHOULD CHECK WITH A	A 540
... CONSULTANT AT THE FACILITY	A 545
... YOU ARE USING ON THIS.)	A 550
... DEFINE INPUT AND OUTPUT DEVICE NUMBERS	A 555
	A 560
	A 565

REAL INFET	A 570
INTEGER OUT	A 575
IN=5	A 580
OUT=6	A 585
.... READ IN AND WRITE OUT	A 610
.... ALL DATA	A 615
.... READ AND PRINT OUT PARAMETER	A 620
.... CARD AND DEFAULT VALUE CARD	A 625
READ (IN,1010) NSTEPS,DELTA,ERROR,NC,NP,TT,S1,HH,QQ,RR,RRH,RRD	A 630
WRITE (OUT,1015) NSTEPS,DELTA,ERROR,NC,NR,TT,S1,HH,QQ,RR,RRH,RRD	A 635
.... FILL ARRAYS WITH DEFAULT VALUES	A 640
DO 10 I=1,NC	A 645
DO 10 J=1,NR	A 750
T(I,J,1)=IT	A 755
T(I,J,2)=IT	A 760
SF1(I,J)=S1	A 765
H(I,J)=HH	A 770
HO(I,J)=HH	A 775
R(I,J)=RR	A 780
RH(I,J)=RRH	A 785
RD(I,J)=RRD	A 790
Q(I,J)=QQ	A 795
10	A 800
.... READ AND WRITE OUT NODE CARDS	A 805
15 READ (IN,1065,END=20) I,J,T(I,J,1),T(I,J,2),SF1(I,J),H(I,J),	A 810
IQ(I,J),R(I,J),RH(I,J),RD(I,J)	A 815
WRITE (OUT,1060) I,J,T(I,J,1),T(I,J,2),SF1(I,J),H(I,J),Q(I,J),R(I,	A 820
J),RH(I,J),RD(I,J)	A 825
GO TO 15	A 830
.... START OF SIMULATION	A 835
20 TIME=0	A 840
DEL=DELTA	A 845
KC=1	A 855
DO 220 ISTEP=1,NSTEPS	A 860
.... PREDICT HEADS FOR NEXT	A 865
.... TIME INCREMENT	A 870
35	A 875
DO 45 I=1,NC	A 880
DO 45 J=1,NR	A 885
D=H(I,J)-HO(I,J)	A 890
HO(I,J)=H(I,J)	A 895
F=1.0	A 900
IF (DL(I,J).EQ.0.0) GO TO 40	A 965
IF (ISTEP.GT.2) F=D/DL(I,J)	A 970
IF (F.GT.5) F=5.0	A 975
IF (F.LT.0.0) F=0.0	A 980
40	A 985
DL(I,J)=D	A 990
45	A 995
H(I,J)=H(I,J)+D*F	A 1000
	A 1005
	A 1010
	A 1015
	A 1020
	A 1025
	A 1030

TABLA 7.1 (Continuación)

...	REFINE ESTIMATES OF HEADS BY IADI METHOD	A1035
		A1040
	TIME=TIME+DELTA	A1045
	ITER=0	A1050
50	E=0.0	A1055
	ITER=ITER+1	A1060
		A1065
...	COLUMN CALCULATIONS	A1070
		A1075
	DO 115 II=1,NC	A1080
	I=II	A1085
	IF (MOD(ISTEP+ITER,2).EQ.1) I=NC-I+1	A1090
	DO 105 J=1,NR	A1095
		A1100
...		A1105
...	CALCULATE B AND G ARRAYS	A1110
...	STREAMBED INFILTRATION CONTROL	A1115
...	OR EVAPOTRANSPIRATION CONTROL	A1120
		A1125
	IF (H(I,J).LT.RD(I,J)) GO TO 55	A1130
	RE=RH(I,J)*R(I,J)	A1135
	RB=1.0	A1140
	GO TO 60	A1145
55	RE=(RH(I,J)-RD(I,J))*R(I,J)	A1150
	RB=0.0	A1155
60	DD=HO(I,J)*SF1(I,J)/DELTA-Q(I,J)+RE	A1160
	BB=SF1(I,J)/DELTA+R(I,J)*RB	A1165
		A1170
	AA=0.0	A1175
	CC=0.0	A1180
	IF (J-1) 65,70,65	A1185
65	AA=-T(I,J-1,1)	A1190
	BB=BB+T(I,J-1,1)	A1195
70	IF (J-NR) 75,80,75	A1200
75	CC=-T(I,J,1)	A1205
	BB=BB+T(I,J,1)	A1210
80	IF (I-1) 85,90,85	A1215
85	BB=BB+T(I-1,J,2)	A1220
	DD=DD+H(I-1,J)*T(I-1,J,2)	A1225
90	IF (I-NC) 95,100,95	A1230
95	BB=BB+T(I,J,2)	A1235
	DD=DD+H(I+1,J)*T(I,J,2)	A1240
100	IF (J.GT.1) W=BB-AA*B(J-1)	A1245
	IF (J.EQ.1) W=BB	A1250
	B(J)=CC/W	A1255
	IF (J.GT.1) G(J)=(DD-AA*B(J-1))/W	A1260
105	IF (J.EQ.1) G(J)=DD/W	A1265
		A1270
....	RE-ESTIMATE HEADS	A1275
		A1280
	E=E+ABS(H(I,NR)-G(NR))	A1285
	H(I,NR)=G(NR)	A1290
	N=NR-1	A1295
110	HA=G(N)-B(N)*H(I,N+1)	A1300
	E=E+ABS(HA-H(I,N))	A1305

TABLA 7.1 (Continuación)

	H(I,N)=HA	A1310
	N=N-1	A1315
115	IF (N) 115,115,110	A1320
	CONTINUE	A1325
...	ROW CALCULATIONS	A1330
	DO 180 JJ=1,NR	A1335
	J=JJ	A1340
	IF (MOD(ISTEP+ITER,2).EQ.1) J=NR-J+1	A1345
	DO 170 I=1,NC	A1350
	AA=0.0	A1360
	CC=0.0	A1425
	IF (J-1) 130,135,130	A1430
130	BB=BB+T(I,J-1,1)	A1435
	DD=DD+H(I,J-1)*T(I,J-1,1)	A1440
135	IF (J-NR) 140,145,140	A1445
140	DD=DD+H(I,J+1)*T(I,J,1)	A1450
	BB=BB+T(I,J,1)	A1455
145	IF (I-1) 150,155,150	A1460
150	BB=BB+T(I-1,J,2)	A1465
	AA=-T(I-1,J,2)	A1470
155	IF (I-NC) 160,165,160	A1475
160	BB=BB+T(I,J,2)	A1480
	CC=-T(I,J,2)	A1485
165	IF (I.GT.1) W=BB-AA*B(I-1)	A1490
	IF (I.EQ.1) W=BB	A1495
	B(I)=CC/W	A1500
	IF (I.GT.1) G(I)=(DD-AA*G(I-1))/W	A1505
170	IF (I.EQ.1) G(I)=DU/W	A1510
...	RE-ESTIMATE HEADS AND	A1515
...	COMPUTE CONVERGENCE ERROR	A1520
	E=E+ABS(H(NC,J)-G(NC))	A1525
	H(NC,J)=G(NC)	A1530
	N=NC-1	A1535
175	HA=G(N)-B(N)*H(N+1,J)	A1540
	E=E+ABS(H(N,J)-HA)	A1545
	H(N,J)=HA	A1550
	N=N-1	A1555
	IF (N) 180,180,175	A1560
180	CONTINUE	A1565
...	PRINT RESULTS	A1570
...	PRINT OUT TIME STEP DATA	A1575
195	YEARS=TIME/365	A1580
	WRITE (OUT,1070) ISTEP,TIME,YEARS,E,ITER,STORE,INFEET,PUMP,DIF	A1585
1	E	A1590
...	INCREASE TIME INCREMENT	A1595
...	FOR NEXT TIME STEP	A1600
		A1605
		A1610
		A1615
		A1620
		A1625
		A1630
		A1635
		A1640
		A1645
		A1650
		A1655
		A1660
		A1665
		A1670
		A1675
		A1680
		A1685
		A1690
		A1695
		A1700
		A1705
		A1710
		A1715
		A1720
		A1725
		A1730
		A1735
		A1740
		A1745
		A1750
		A1755
		A1760
		A1765
		A1770

TABLA 7.1 (Continuación)

```

DELTA=DELTA*1.2
... PRINT OUT HEAD VALUES AT THE
... END OF THE TIME INCREMENT

IPASS=(NC+9)/10
DO 215 K=1,IPASS
  ISTART=(K-1)*10+1
  IEND=K*10
  IF (IEND.GT.NC) IEND=NC
  IF (K.EQ.1) WRITE (OUT,1085)
  IF (K.GT.1) WRITE (OUT,1100)
  WRITE (OUT,1090) ((I),I=ISTART,IEND)
  DO 215 J=1,NR
215   WRITE (OUT,1095) J,(H(I,J),I=ISTART,IEND)
      IF (ITER.GE.100) GO TO 225
220 CONTINUE
225 CONTINUE

STOP

010 FORMAT (I6,2F6.0/2I6.7F6.0)
015 FORMAT (32H PARAMETERS AND DEFAULT VALUES://25H NUMBER OF TIME S
1TEPS = ,I7/23H INITIAL TIME STEP = ,F9.3,7H DAYS /29H TOTAL AL
2LOWABLE CONVERGENCE/14H TEST ERROR = ,F18.3,6H FEET/22H NUMBER O
3F COLUMNS = ,I10/18H NUMBER OF ROWS = ,I14/19H TRANSMISSIVITY = ,
4E13.3,12H GAL/DAY/FT/19H STORAGE FACTOR = ,E13.3,8H GAL/FT/17H
5 INITIAL HEAD = ,F15.3,6H FEET/14H DISCHARGE = ,E18.4,9H GAL/DA
6Y/20H RECHARGE FACTOR = ,E13.4,12H GAL/DAY/FT/30H STREAM SURFAC
7E ELEVATION /31H OR LAND SURFACE ELEVATION = ,F9.1,6H FEET/3
82H STREAMBED BOTTOM ELEVATION /33H OR ET ELEVATION LOWER LIM
9T = ,F7.1,6H FEET////)
060 FORMAT (2I3,3E10.3,F6.0,E10.3,3F7.0)
065 FORMAT (2I3,2F6.0,3F4.0,4F6.0)
070 FORMAT (23H1 TIME STEP NUMBER IS ,I5/7H TIME=,F15.3,12H DAYS,
1 OR ,F10.5,7H YEARS./9H ERROR= ,E13.5,7H FEET /30H THE NUMBER OF
2 ITERATIONS IS ,I4///24H WATER BALANCE RESULTS://21H FLOW FROM S
3 STORAGE = ,E20.3,5H GPD/29H FLOW FROM INFILTRATION PLUS/33H FLOW
4 FROM EVAPOTRANSPIRATION = ,E9.3,5H GPD/27H FLOW TO DISCHARGE UNIT
5S = ,E14.3,5H GPD/29H THE WATER BALANCE IS WITHIN ,F12.3,3H %///
6/)
1085 FORMAT (1H ///42H HEAD VALUES AT THE END OF THIS TIMESTEP://)
1090 FORMAT (1H ,I18,9I11)
1095 FORMAT (1H .I5,5X,10E11.4)
1100 FORMAT (1H .34HHEAD VALUES (CONTINUED):)
      END

```

A1775
A1780
A1845
A1850
A1855
A1860
A1865
A1870
A1875
A1880
A1885
A1890
A1895
A1900
A1905
A1910
A1915
A1920
A1925
A1930
A1935
A1940
A1995
A2000
A2005
A2010
A2015
A2020
A2025
A2030
A2035
A2040
A2045
A2120
A2125
A2130
A2135
A2140
A2145
A2150
A2155
A2160
A2175
A2180
A2185
A2190
A2195

TABLA 7.1 (Concluye)

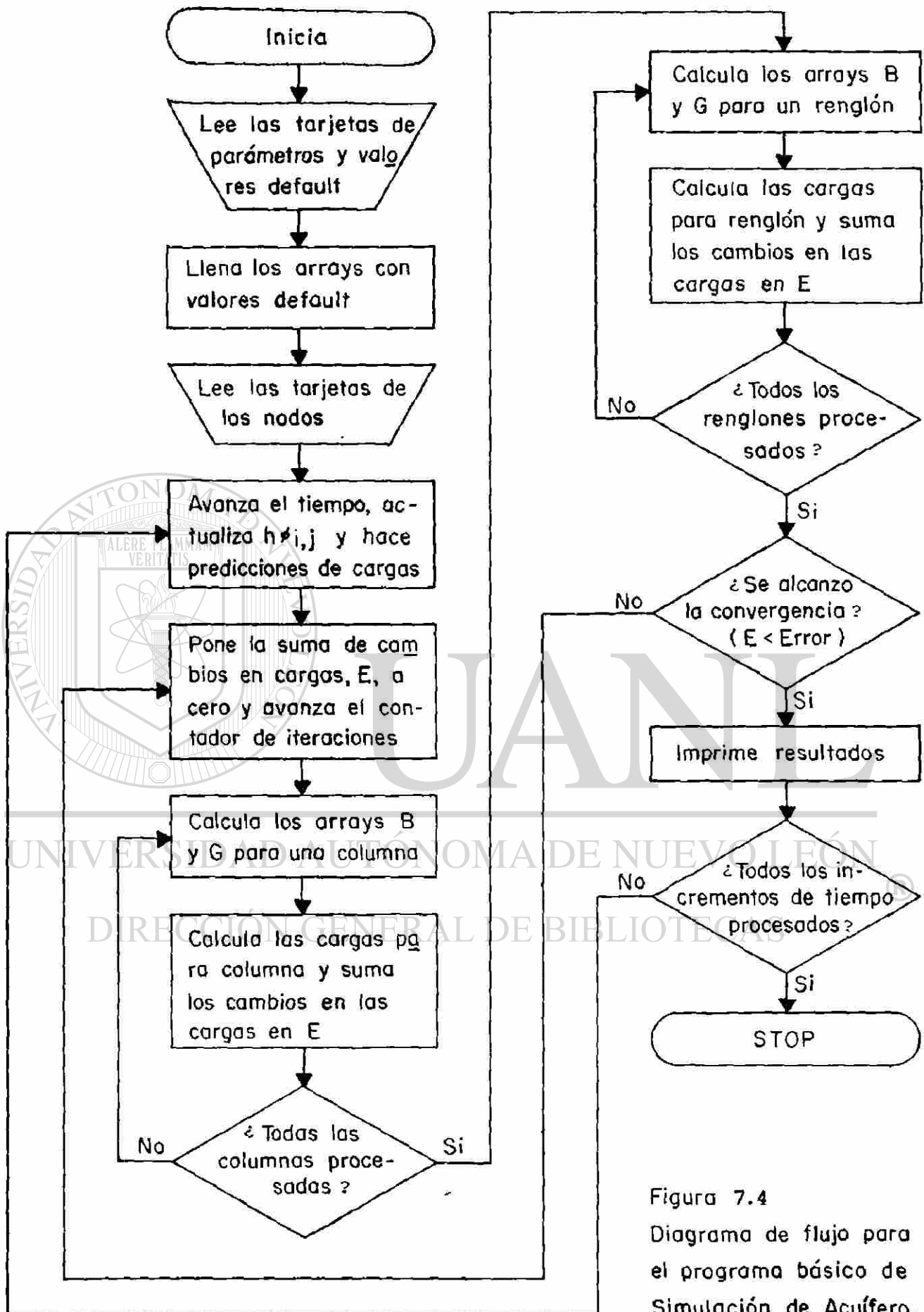


Figura 7.4
Diagrama de flujo para el programa básico de Simulación de Acuífero.

Brevemente descrito, el programa básico de simulación de acuífero tiene como intención analizar la relación causa-efecto que involucra los abatimientos o cargas (h) en un sistema acuífero isotrópico, homogéneo y/o heterogéneo, y en estado transitorio, bajo condiciones artesianas. En estas condiciones es posible incluir fronteras especiales tales como barreras irregulares o fronteras de recarga (carga constante) y tasas constantes de extracción o de recarga. La figura 7.5 ilustra los parámetros incluidos en el programa básico.

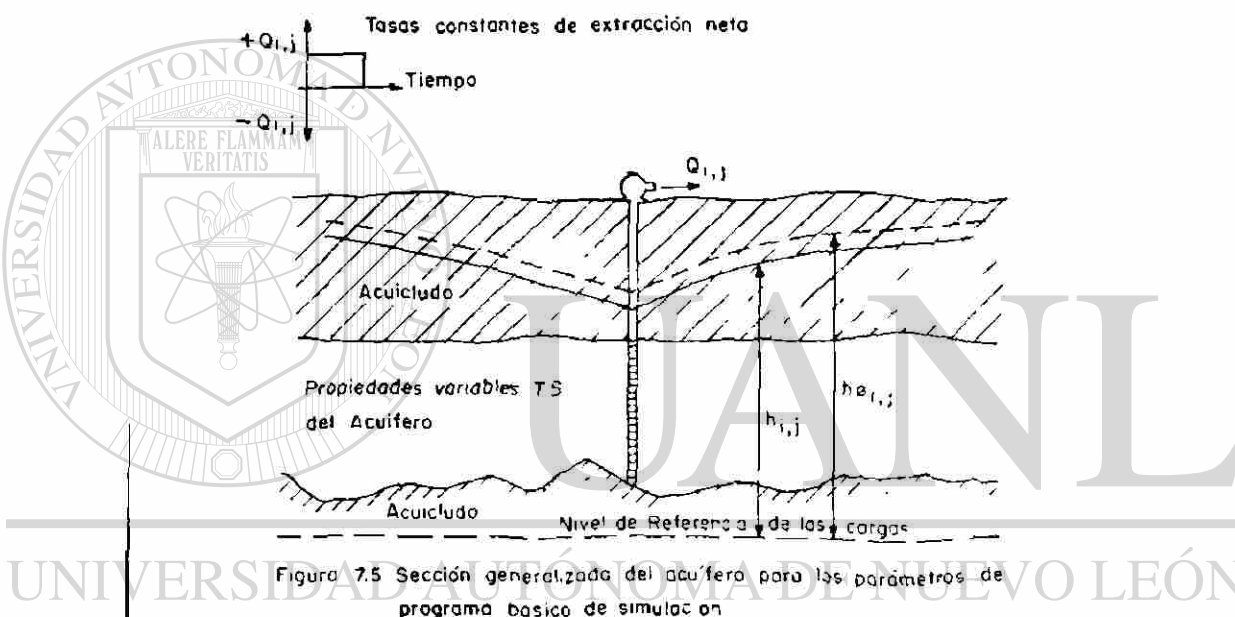


Figura 7.5 Sección generalizada del acuífero para los parámetros de programa básico de simulación

Los comentarios que preceden al programa de la tabla 7.1, listan las variables en el sistema de unidades de galones-día-pie. Este sistema de unidades se hace consistente al trabajar con el, así llamado "factor de almacenamiento" definido como:

$$SF_{i,j} = 7.48 S \Delta x \Delta z \quad (7.10)$$

Donde:

SF_{i,j} = Factor de almacenamiento para el nodo localizado en el

modelo en la coordenada i, j , en galones por pie (gal/ft)

S = Coeficiente de almacenamiento del acuífero,
adimensional

7.48= Número de galones en un pie cúbico de agua, en
galones por pie cúbico (gal/ft³)

$\Delta x \Delta y$ = Intervalos de la malla de diferencias finitas, en
pies.

Aunque el autor de esta tesis utilizó este mismo sistema de unidades, se debe mencionar que el programa listado en la tabla 7.1 puede operar con cualquier sistema de unidades consistentes, teniendo cuidado principalmente con el factor de almacenaje, que parte de un coeficiente de almacenamiento adimensionalizado, y deberá ser estimado aquél en litros por metro para el sistema métrico decimal.

El volumen vectorial del factor de almacenaje es el mismo a como se definió en la figura 7.3. El factor de almacenaje de la ecuación (7.10) es sustituido por los términos $S \Delta x^2$ de las ecuaciones, tanto para las columnas como para los renglones, definidas en el método numérico IADI, y el cual $(SF_{li,j})$ transforma esas ecuaciones para que todas las combinaciones de términos tengan unidades consistentes de galones por día (gal/día).

8.0 ESTIMACION DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA AL MODELO

En este capítulo se presenta la estimación de los parámetros de entrada (INPUT) al modelo a partir del diseño de la malla de diferencias finitas.

Los coeficientes hidráulicos del acuífero (Transmisibilidad y Almacenamiento) fueron obtenidos mediante la realización de pruebas de bombeo y estimados con técnicas analíticas tradicionales (v.gr. curvas tipo, etc.). Estos parámetros calculados en la zonas de bombeo fueron promediados en otras zonas alejadas del mismo acuífero considerando los materiales de la formación, los espesores y permeabilidades de los mismos. Con ellos (T y S) se alimentó a cada uno de los nodos de la malla para los casos de simulaciones de acuífero con fronteras y condiciones iniciales reales.

Se describe también en detalle la estimación de: el factor de almacenaje adecuado al modelo (a partir del coeficiente de almacenamiento), factores de recarga inducida por el río, y factores de recarga por infiltración directa.

Las cargas hidráulicas que sirven como condiciones iniciales para simular tanto el decaimiento por efectos de bombeo, como la recarga inducida por el río; se presentan en forma gráfica sobre la malla para intervalos de tiempo conocidos.

Finalmente, en este capítulo se hace un resumen de las tasas de bombeo variable que serán utilizadas en las simulaciones puras para analizar el efecto del bombeo sobre varias condiciones del acuífero.

8.1 DISEÑO DE LA MALLA DE DIFERENCIAS FINITAS

La evaluación de los datos presentados en otros capítulos (3 y 4) involucró reducir la información de reportes geológicos a una forma "usable" en el modelo, esto es, condiciones de frontera, espesor del acuífero, etc.

Partiendo de la figura 3.8 que presenta la zona baja del valle de aluvión, se analizaron las fronteras físicas (impermeables) que limitan el sistema acuífero, y sus propiedades se discretizaron sobreponiendo una malla rectangular de diferencias finitas sobre el mapa, como se muestra en la

figura 8.1.

Las dimensiones totales de la malla están definidas por $NC=34$, el número de columnas del modelo; y por $NR=26$, el número de renglones del modelo.

Uno de los pasos críticos al aplicar un modelo de agua subterránea es el diseño de la red. Intuitivamente, se esperaría que al hacer más fina la malla se obtendrían resultados más precisos. El análisis numérico ha confirmado esa intuición, Trescott et al (1976).

El espaciamiento variable que seleccioné para la malla como se muestra en la figura 8.1, responde a la necesidad de conocer con más detalle y de una manera más exacta, el comportamiento hidráulico del acuífero en la zona de bombeo y en las zonas cercanas a cuerpos de agua superficial (línea costera, Laguna Salada y río El Viejo). Mientras que para zonas más alejadas, de menor interés, diseñé nodos con un espaciamiento más amplio, en forma progresiva.

En general, al diseñar la malla, seguí las consideraciones siguientes:

- 1.- Los nodos que representaran a los pozos de bombeo y a los de observación deberían de estar cerca a sus respectivas posiciones. En el caso de existir varios pozos de observación o de bombeo muy cercanos entre si, se seleccionaría un solo nodo para ellos, tomando en cuenta que la descarga está distribuida

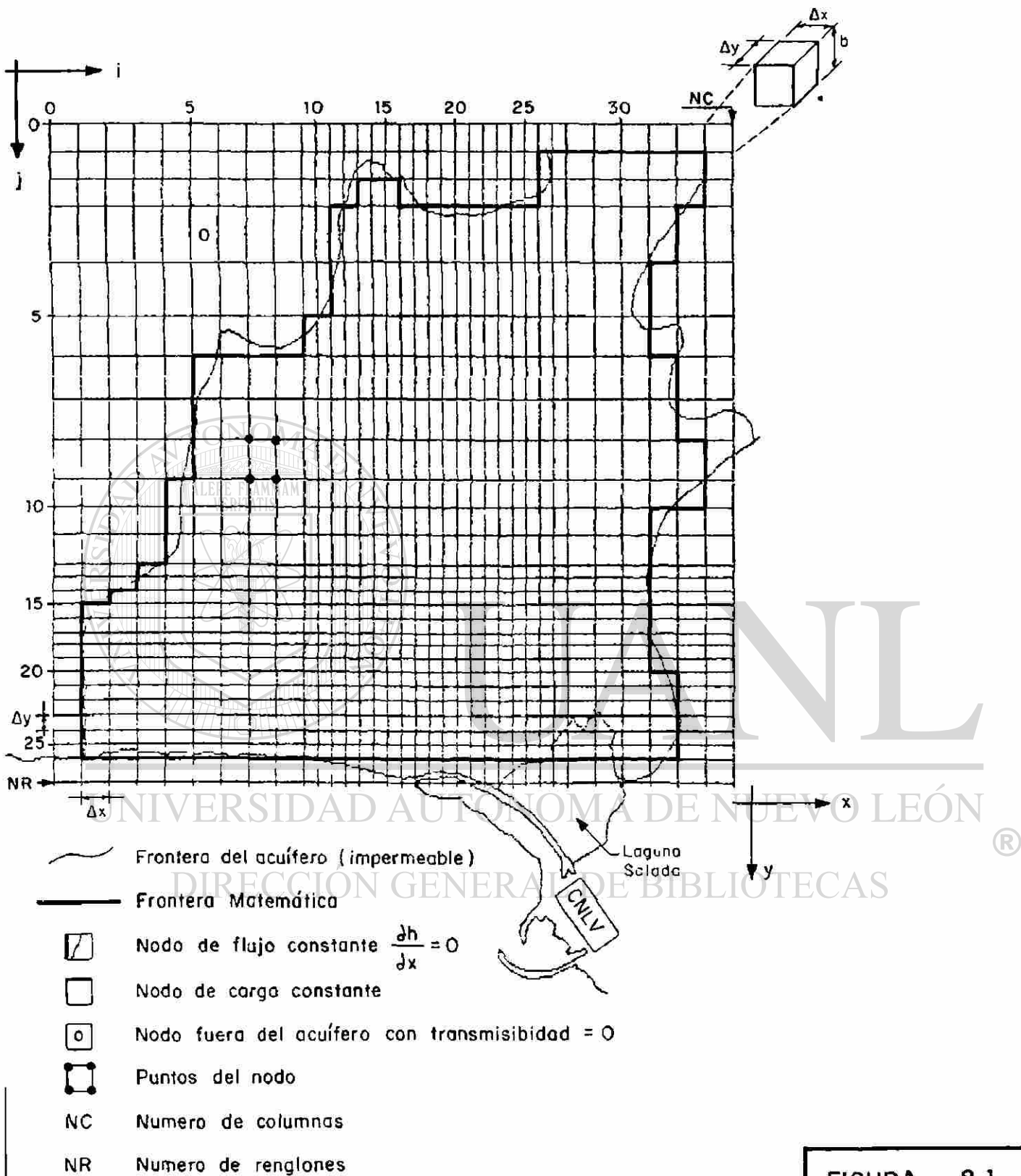


FIGURA 8.1

MALLA DE DIFERENCIAS-FINITAS CON NODOS CENTRADOS EN LA RED Y CON ESPACIAMIENTO VARIABLE PARA MODELAR EL ACUIFERO "EL VIEJON".

sobre el área de la celda o nodo.

Sin embargo para el caso de los pozos A, B y C, que están separados tan solo 100 mts entre sí, se seleccionó una celda para cada uno de ellos dada la importancia que reviste la superposición de sus conos de abatimiento (Rivera, 1984); y a que precisamente uno de los objetivos del estudio es analizar los abatimientos para tasas de extracción variables en esa zona.

Por lo tanto los nodos en esa zona, se diseñaron en cuadrados de 100 x 100 mts.

2.- Las fronteras (impermeables) dentro del área proyectada deberían ser localizadas de una forma bastante precisa, para evitar errores de truncamiento y problemas de convergencia. Las fronteras distantes podrían estar localizadas de manera aproximada con menos nodos, al expandir la malla.

En este caso, se trató de mantener la tasa de $\Delta X_j / \Delta X_{j-1} < 1.5$ que de acuerdo a Trescott et al (1976), en la expansión de una malla de diferencias finitas en la dirección positiva de las X, evita grandes errores de truncamiento y posibles problemas de convergencia.

3.- Los nodos deberían estar localizados cercanos entre sí en zonas donde existan grandes cambios espaciales en la Transmisibilidad o la carga hidráulica.

En el caso del acuífero El Viejón las heterogeneidades son mínimas -en general se trata de materiales de aluvión- y las Transmisibilidades varían solo en función del espesor saturado del acuífero. Por otro lado las cargas hidráulicas tienen una caída de su potencial bastante uniforme. En los sitios donde se conoce este dato, y a partir del análisis en la elaboración de varias superficies equipotenciales (figs. 3.8, 4.11 y 4.16) se diseñaron nodos cercanos entre sí ($i=10$ a $i=27$ y $j=3$ a $j=26$; ver figura 8.1).

4.- La malla debería ser orientada para que un mínimo de nodos estuviera fuera del acuífero. Sin importar que la orientación fuese con respecto a la latitud y longitud ó algún otro sistema geográfico. Sin embargo para casos de anisotropía, se debería orientar con los ejes paralelos a las direcciones principales del tensor de Transmisibilidad.

La tendencia de la dirección de flujo del acuífero El Viejón está bien definida (figura 3.8); se aprovechó este conocimiento para orientar la malla en el eje de las Y paralela a aquella.

5.- Los requerimientos medulares del sistema de cómputo (capacidad de memoria, etc) y el tiempo de computación son proporcionales al número de nodos que representan al acuífero.

El modelo de Prickett y Lonquist (1971) originalmente sugiere una malla no mayor a 50 columnas por 50 renglones; aún y cuando la malla diseñada es menor (34x26), ésta podría ser expandida sin importar aquella limitante pues gracias al sistema de cómputo utilizado; la minicomputadora VAX 11/780 cuenta con memoria virtual que le permite manejar fácilmente mallas más grandes.

6.- Por último, una consideración importante, aunque no aplicada en este estudio es aquella relacionada con la orientación de la malla cuando se utilizan periféricos de cómputo como graficadores X-Y. En estos graficadores la dirección X es vertical (en el papel) y, para propósitos prácticos, ésta dimensión es ilimitada. Mientras que la dirección-Y cruza la página lo cual limita a ésta dimensión a la anchura máxima de la página .

Para estos casos en que se utilizan esos periféricos se debería entonces tener cuidado con la orientación de la malla.

La malla sugerida por Prickett y Lonquist (1971) es del tipo de nodos centrados en la red, es decir, los puntos del nodo están localizados en las intersecciones de los ejes (ver figura 8.1).

Para este estudio solo se tomó, por conveniencia, la parte más amplia del valle, para lo cual en la parte donde se estrecha, se consideraron nodos de carga constante, al igual que

en la línea de costa. Los nodos de flujo constante $\partial h / \partial x = 0$ se localizaron lo más apegado al contacto morfológico entre los materiales de aluvión (permeables) y los basaltos, tobas e ignimbritas (impermeables) adyacentes, del plioceno-pleistoceno (figs. 3.8 y 8.1). El espesor b de la celda representa al espesor saturado del aluvión que en promedio es de 30 m y que sobreyace a la formación de andesita del mioceno (ver sección geológica D-D en la figura 3.3).

8.2 ESTIMACION DE LOS COEFICIENTES DE TRANSMISIBILIDAD (T) Y ALMACENAMIENTO (S)

En Abril de 1984 se efectuaron pruebas de bombeo en 4 etapas en los pozos A, B y C; teniendo como objetivos los siguientes (Rivera, 1984): (1) Analizar los abatimientos provocados por un bombeo simultaneo en los 3 pozos, para observar la interposición de los "conos de abatimiento", (2) obtener los valores del Coeficiente de Transmisibilidad (T) y Almacenamiento (S) del acuífero en la zona; y (3) obtener la Capacidad específica y eficiencia de cada pozo.

Las pruebas se realizaron por el método de la descarga libre, efectuando la descarga con un tubo de 6" de diámetro con reducción a 4" de diámetro, con orificio calibrado.

La prueba se realizó en 4 etapas. En la primera por bombeo simultáneo en los 3 pozos a donde se midieron los niveles dinámicos; para cumplir con el primer objetivo. En las otras 3 etapas se utilizaron 2 pozos como pozos de observación y otro como pozo de bombeo para cada etapa, de la manera siguiente:

- Segunda etapa, se bombeó el pozo A
- Tercer etapa, se bombeó el pozo B
- Cuarta etapa, se bombeó el pozo C

En estas tres etapas se cumplió con los objetivos 2 y 3.

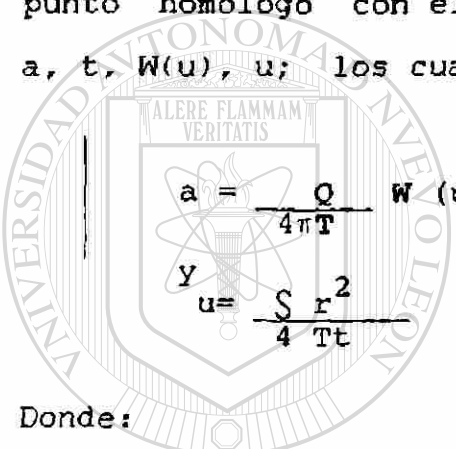
En los apartados siguientes se detallan los métodos analíticos utilizados para, a partir de los datos de campo, obtener los parámetros hidráulicos del acuífero T y S.

8.2.1 Metodo Gráfico de Theis

El método gráfico de Theis (1935) exige que se deben satisfacer las siguientes condiciones limitantes:

- 1.- Acuífero de extensión lateral infinita
- 2.- Acuífero homogéneo e isótropo
- 3.- El espesor saturado del acuífero es constante
- 4.- El caudal bombeado procede del almacenamiento del acuífero
- 5.- El pozo es totalmente penetrante
- 6.- El acuífero libera el agua instantaneamente al abatirse la superficie piezométrica
- 7.- Se bombea el acuífero a caudal constante

El método gráfico de Theis consiste en representar en papel doble logarítmico los valores de abatimiento (a) en mts y del tiempo de bombeo (t) en minutos, obtenidos en la prueba; envolviendo los puntos en una curva a la cual se le sobrepone la "curva tipo" de Theis que tiene los valores de la "función de pozo" W(u) en función de u. Para buscar la coincidencia de ambas curvas se deslizan la curva de campo y la curva tipo tratando de mantener los ejes de ambas curvas, paralelos, hasta lograr que coincidan las curvas; luego, se marca en ambas un punto homólogo con el cual se obtienen los valores siguientes: a, t, W(u), u; los cuales se introducen en la fórmula de Theis:



$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (8.1)$$

$$u = \frac{S r^2}{4 T t} \quad (8.2)$$

Donde:

a= Abatimiento en el pozo de observación, producido por el bombeo a caudal constante, en mts

Q= Caudal del pozo de bombeo, en M3

r= Distancia entre el pozo de bombeo y el pozo de observación (m)

S= Coeficiente de almacenamiento (adimensional)

T= Transmisibilidad en mts²/seg

t= Tiempo de bombeo, en seg

W(u)= Función de pozo

La ecuación (8.1), también conocida como la ecuación del movimiento en régimen variable, para analizar el movimiento radial hacia un pozo ubicado en un acuífero confinado extenso; es una solución a la ecuación diferencial parcial (7.2) que gobierna a un flujo transitorio subsuperficial, en un acuífero artesiano, no homogéneo e isotrópico. Fue resuelta por Theis quien reemplazó el pozo por un sumidero matemático de intensidad constante, resolviendo así la ecuación (7.2)

Theis imaginó su método gráfico de superposición, representando, en una "curva tipo", los valores de $W(u)$ en función de u (figura 8.2). Estos valores pueden ser encontrados tabulados en varias referencias (DeWiest, 1966; Custodio y Llamas, 1976; Bear, 1979; etc.).

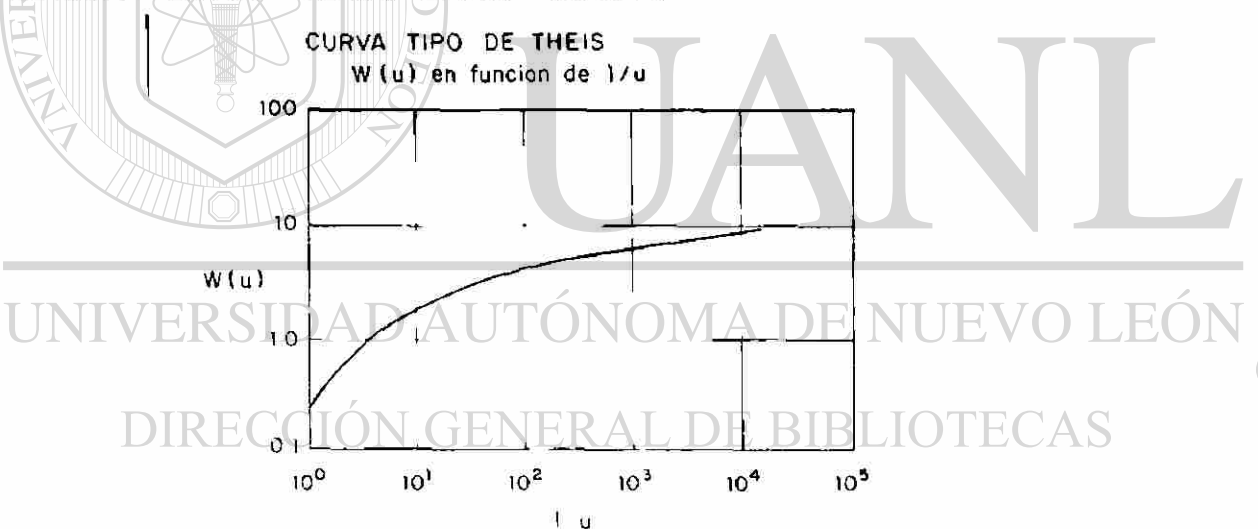


FIGURA 8.2

De la fórmula (8.1), conociendo a y $W(u)$ se despeja T , con el valor de $T.t$ y u de la fórmula (8.2) se despeja S , y se calculan así:

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \quad (8.3)$$

a^* y $W(u)^*$ se obtienen del punto homólogo de la coincidencia de las curvas de campo y tipo. Y:

$$S = \frac{u^* 4Tt^*}{r^2} \quad (8.4)$$

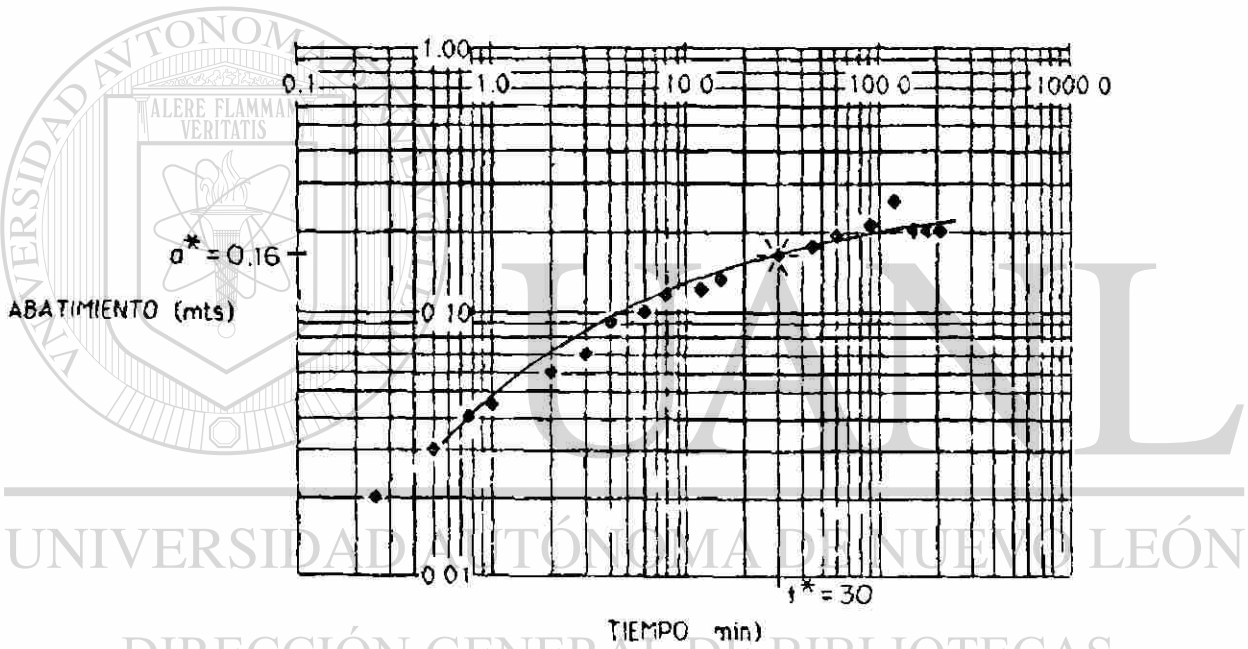
La u^* y la t^* se obtienen de igual manera.

Los valores calculados en las etapas II, III y IV de las pruebas de bombeo se presentan en forma gráfica en las figuras 8.3 a 8.6, y en forma tabulada, junto con los obtenidos por los otros métodos, en la tabla 8.1.

La aplicación de la metodología de Theis a este caso de acuífero libre se limita al cálculo del coeficiente de Transmisibilidad ya que en él no se incluye el tiempo, y si se cumple con la condición $\Delta h < 0.2H$ (Kruseman-Ridder, 1975) en donde Δh es el abatimiento y H el espesor saturado del acuífero.

El cálculo del coeficiente de almacenamiento (S) incluye al tiempo y dado que las características hidráulicas de los acuíferos libres no son constantes en el tiempo, no fué posible estimar este parámetro con esta metodología pues el tiempo de la prueba no fué mayor a 200 min (3.3 hs) en ningún caso. Para las

Pozo de Observacion B



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Pozo de Bombeo A
 * Punto homólogo con la curva tipo

$$r_{B-A} = 100\text{m}$$

$$Q_A = 20.41 \text{ l.p.s.}$$

$$a^* = 0.16\text{m}$$

$$t^* = 30 \text{ min.}$$

$$W(u)^* = 4$$

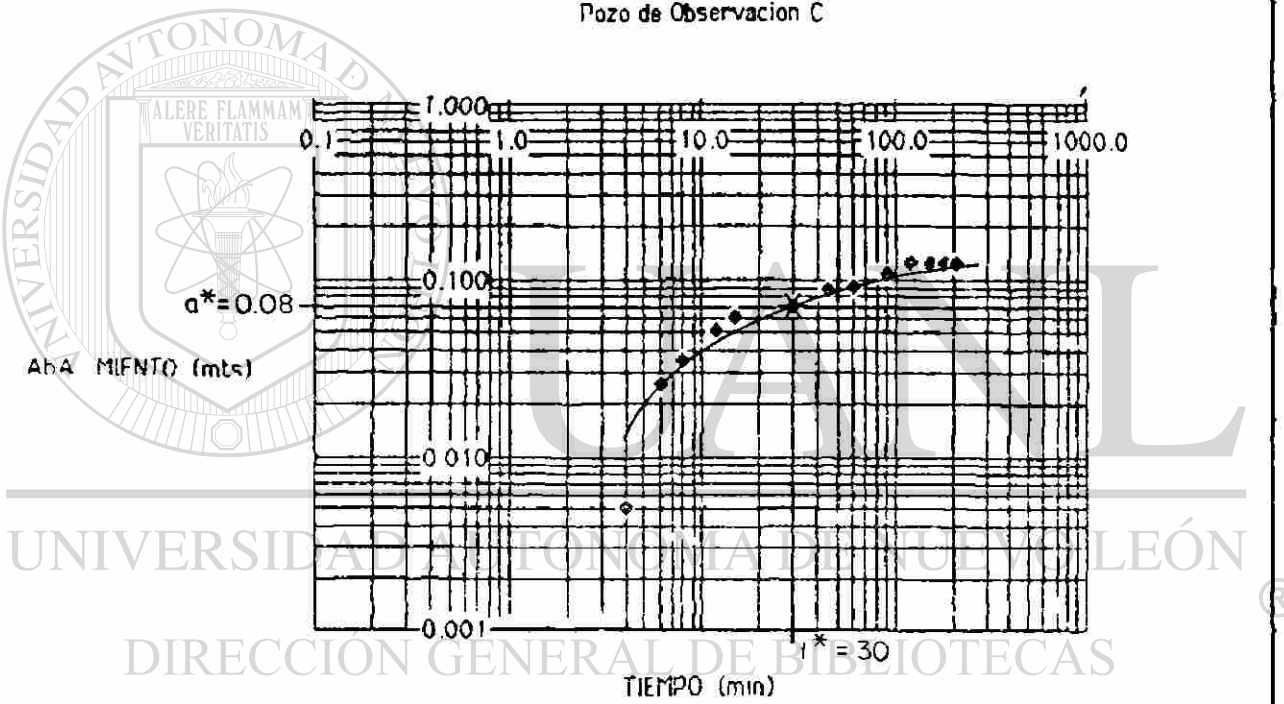
$$u^* = 0.01$$

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \Rightarrow$$

$$T = 4.05 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \text{ seg}^{-1}$$

FIGURA 8.3

Pozo de Observacion C



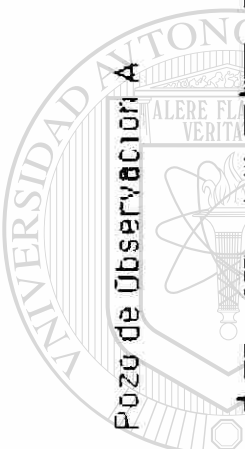
Pozo de Bombeo A
 * Punta homólogo con la curva tipo

$$T = \frac{Q}{4\pi a^*} W(u)^* \Rightarrow$$

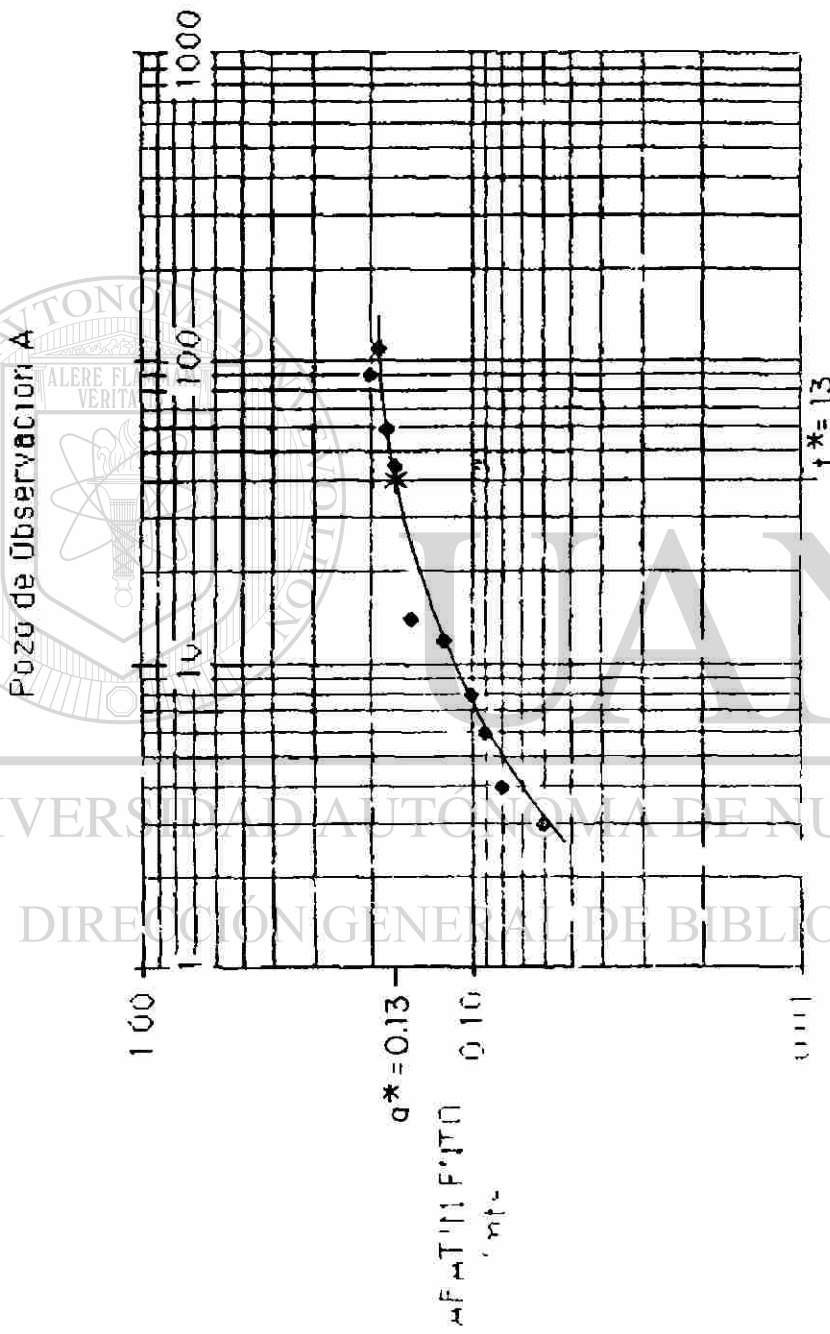
$$T = 5.07 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$r_{A-C} = 204\text{m}$
 $Q_A = 20.41 \text{ l.p.s.}$
 $a^* = 0.08\text{m}$
 $t^* = 30\text{min.}$
 $W(u)^* = 2.5$
 $u^* = 0.05$

FIGURA 8.4



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECA

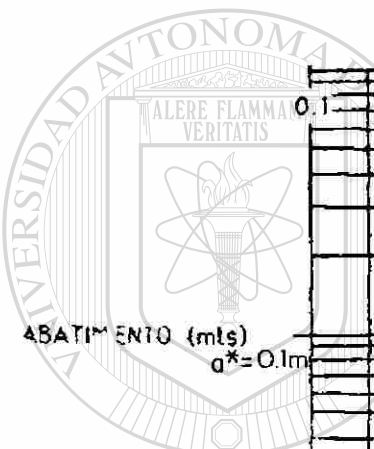


$q^* = 0.135 \text{ m}$
 $t^* = 13 \text{ min.}$
 $W(u)^* = 2.5$
 $u^* = 0.05$

Pozo de Bombeo B
 * Punto homólogo con la curva tipo
 $r_{A-B} = 100 \text{ m}$
 $Q_B = 21.23 \text{ l.p.s.}$

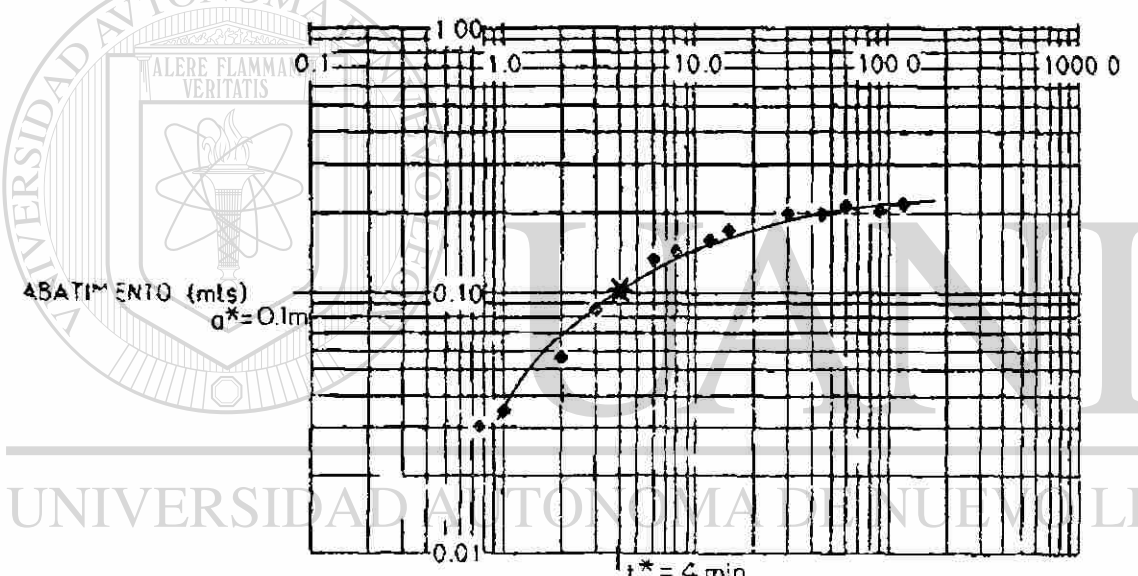
$$T = \frac{Q}{4\pi d^*} W(u)^* = 1.25 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

FIGURA 8.5



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Pozo de Bombeo B
 Pozo de observación C
 * Punto homólogo con la curva tipo

$r_{B-C} = 104 \text{ m}$
 $Q_B = 2123 \text{ l.p.s.}$
 $\sigma^* = 0.1 \text{ m}$
 $t^* = 4 \text{ min.}$
 $W(u)^* = 1.8$
 $u^* = 0.1$

$$T = \frac{Q}{4\pi\sigma^*} W(u)^* \Rightarrow$$

$$T = 3.04 \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

FIGURA 8.6

condiciones de acuífero libre pueden necesitarse 12 ó más horas de bombeo (Krusemann y Ridder, 1975).

8.2.2 Método gráfico modificado de Jacob

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

Además de las condiciones que exige el método de Theis, el de Jacob debe satisfacer también la condición de que la u represente valores pequeños ($u < 0.01$), es decir, r es pequeño y t es grande.

La condición de que u sea pequeña para acuíferos confinados y moderadas distancias desde el pozo de bombeo, puede satisfacerse en una hora o menos de bombeo; sin embargo, para las condiciones de acuífero libre pueden necesitarse 12 ó más horas de bombeo. Por esa razón, y al igual que para Theis, con el método de Jacob solo se calcularon las Transmisibilidades.

El método de Jacob consiste en representar en papel semilogarítmico los valores observados en la prueba, de abatimiento (a) y tiempo (t). A partir de cierto valor del tiempo puede observarse que los puntos se aproximan a una recta. Esta es la zona en donde la aproximación de Jacob es válida. Trazando la recta que mejor se adapte a los puntos observados, se toman dos puntos (t_1, a_1) y (t_2, a_2) con los cuales se obtiene la pendiente (m) de la recta. Se extrapola la recta hasta $a=0$

sobre el eje de las t y se obtiene t_0 .

Con esos datos (m y t_0) además de: la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación (r) y el gasto (Q) en el pozo de bombeo, se calculan T y S con las ecuaciones de Jacob

$$T = \frac{2.3 Q}{4 \pi m} \quad (8.5)$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} \quad (8.6)$$

Las gráficas y los cálculos para cada pozo de observación se muestran en las figuras 8.7 a 8.9. Los valores de T estimados se presentan en forma tabular, junto con los obtenidos por otros métodos, en la tabla 8.1.

Antes de continuar con las estimaciones, considero que es importante discutir más al detalle el flujo en régimen variable en acuíferos libres con rendimiento retardado.

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

- a) drenaje por gravedad
- b) compactación del acuífero y
- c) la expansión del agua ya que se reduce la presión del agua en el suelo

Pozo de Bombeo B
 Distancia $r_{A-B} = 100\text{m}$
 Gasto $Q_B = 21.23\text{ l.p.s.}$
 $t_0 = 1.5\text{ min.}$
 Pendiente $m = 0.132$
 $T = \frac{2.3 Q}{4\pi m} = 2.95 \times 10^{-2}\text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$
 $T = 2.95 \times 10^{-2}\text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$

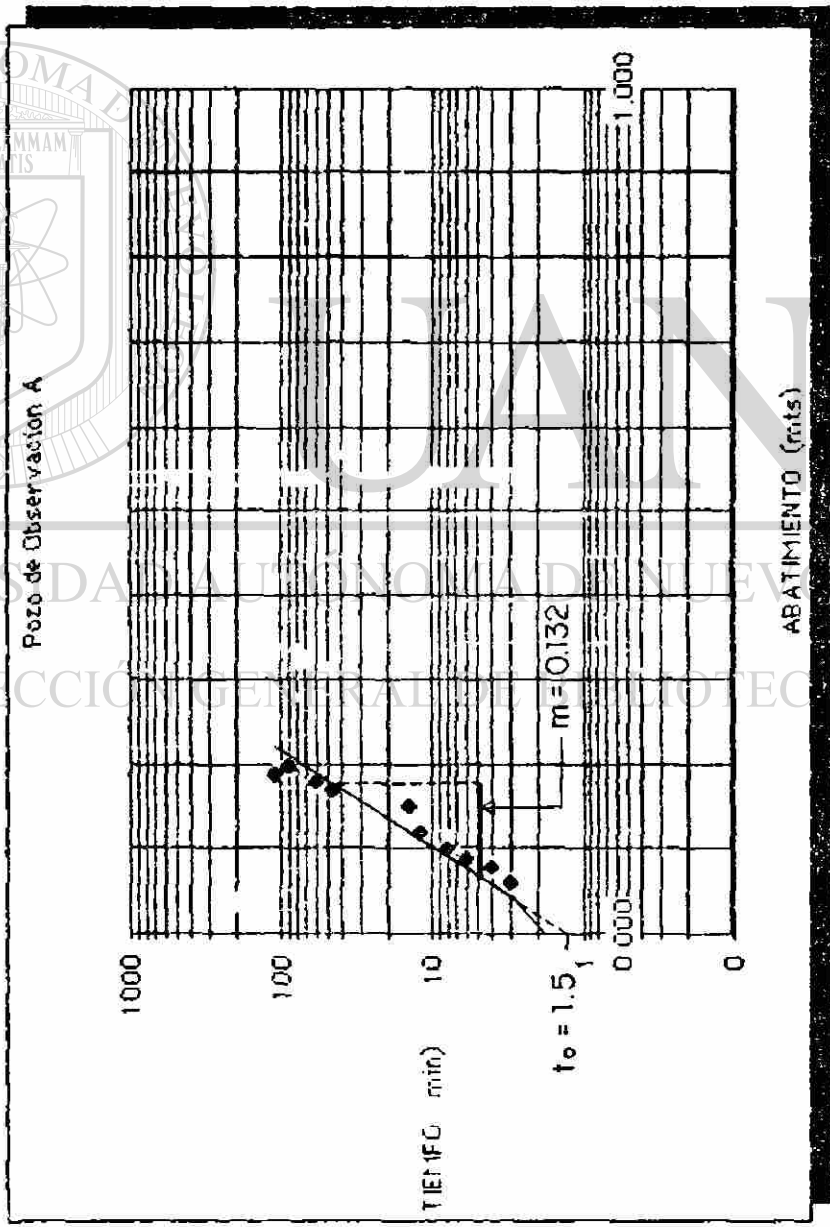


Fig. 8.7

Pozo de Bombeo C

Distancia $r_{B-C} = 104\text{ m}$

Gasto $Q_C = 18.33\text{ l.p.s.}$

$t_0 = 0.25\text{ min.}$

Pendiente $m = 0.077$

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi m}$$

$$T = 4.35 \times 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{seg}^{-1}$$

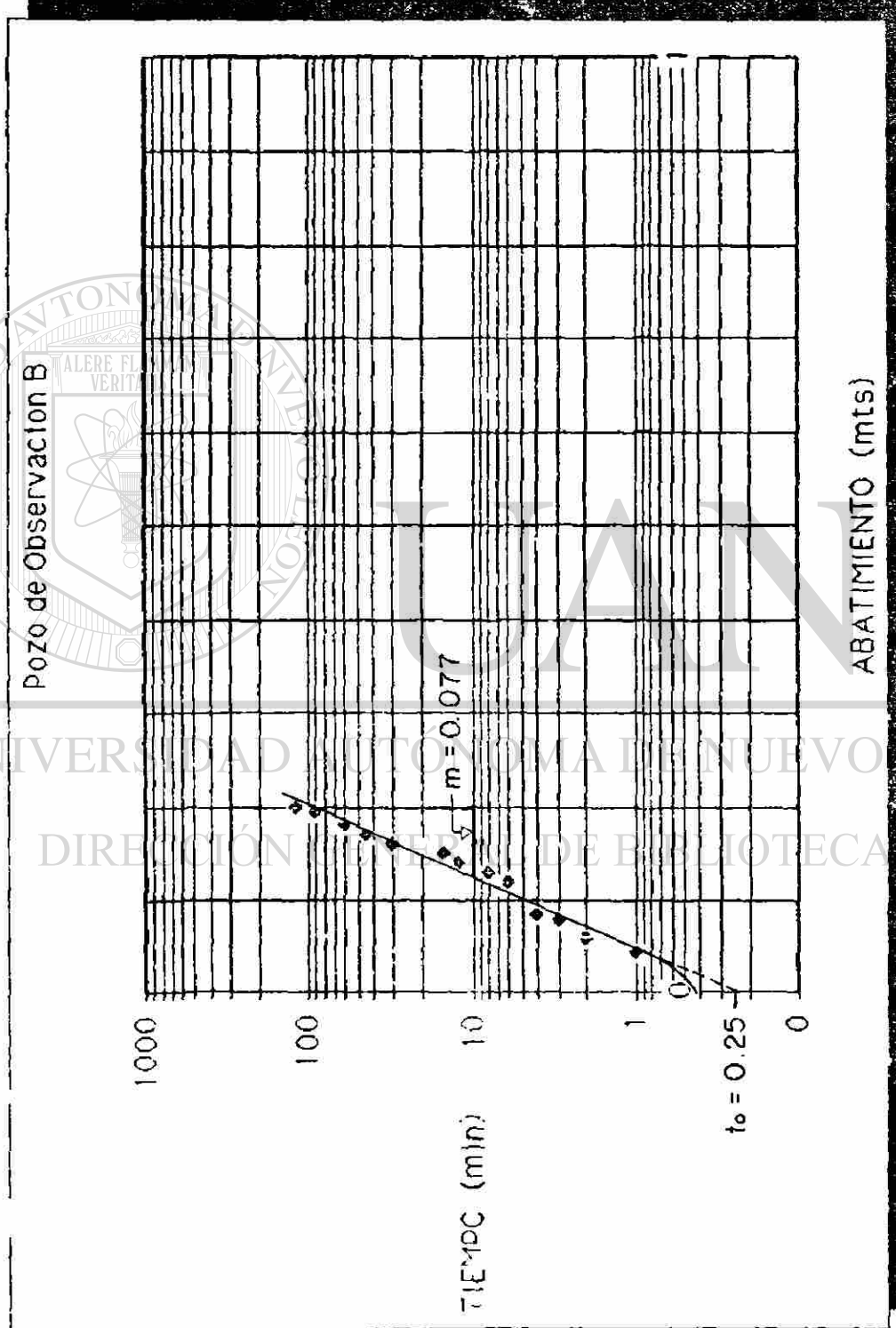


Fig. 8.8

Pozo de Bombeo B

Distancia $r_{c-B} = 104 \text{ m}$

Gasto $Q_B = 21.23 \text{ l.p.s.}$

$t_0 = 0.42 \text{ min.}$

Pendiente $m = 0.097$

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi m} = 3.977 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$T = 3.977 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

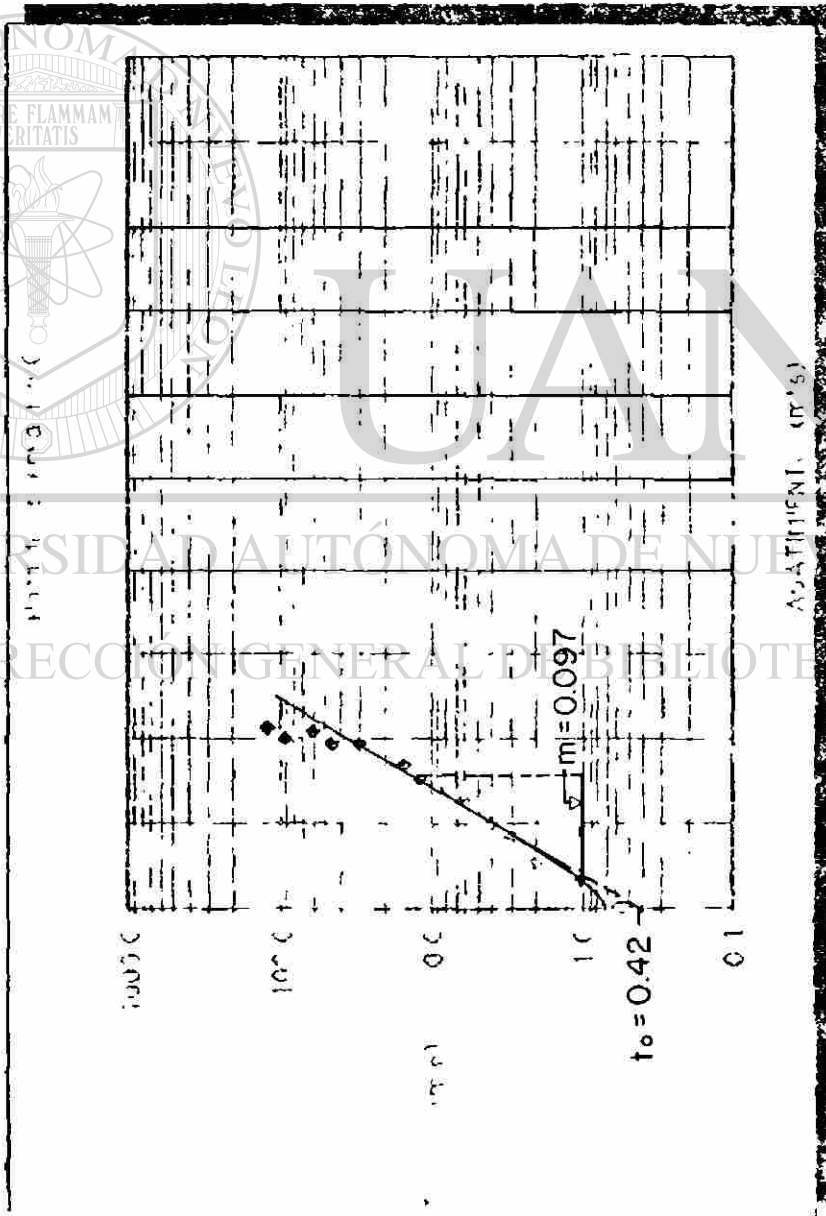


Fig. 8.9

TABLA 8.1
TRANSMISIBILIDADES OBTENIDAS POR VARIOS METODOS

ETAPA	POZO DE BOMBEO	POZO DE OBSERVACION	GASTO Q(LPS) EN EL POZO DE BOMBEO	VALORES DE T* OBTENIDOS POR VARIOS METODOS		CALTS
				THELIS	JACOB	
II	B		20.412	4.05	—	5.56
	C			5.07	—	7.28
III	A		21.231	1.25	2.95	4.21
	C			3.04	3.97	4.43
IV	A		18.333	—	—	8.61
	B			—	4.35	4.28

*T = Transmisibilidad x 10^{-2} m² seg.⁻¹

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

Se observa que este fenómeno no solo se presenta en los acuíferos libres, homogéneos de material fino sino también en los que siendo libres, son estratificados.

Boulton (1963) (ver también a Prickett, 1965) introdujo un método para analizar los datos de pruebas de bombeo sobre acuíferos libres, en el que se tiene en cuenta el rendimiento retardado debido a un lento drenaje por gravedad.

Este método se puede utilizar si se satisfacen las siguientes condiciones:

- las condiciones supuestas en el apartado 8.2.1
- acuífero libre o "semi-libre" presentando rendimiento retardado
- el flujo de agua hacia el pozo es en régimen variable
- el diámetro del pozo es pequeño es decir, se puede despreciar el almacenamiento en el pozo

En una curva tiempo-abatimiento típica de un acuífero libre con rendimiento retardado, se pueden distinguir tres segmentos (ver curva ejemplificativa en la figura 8.10).

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

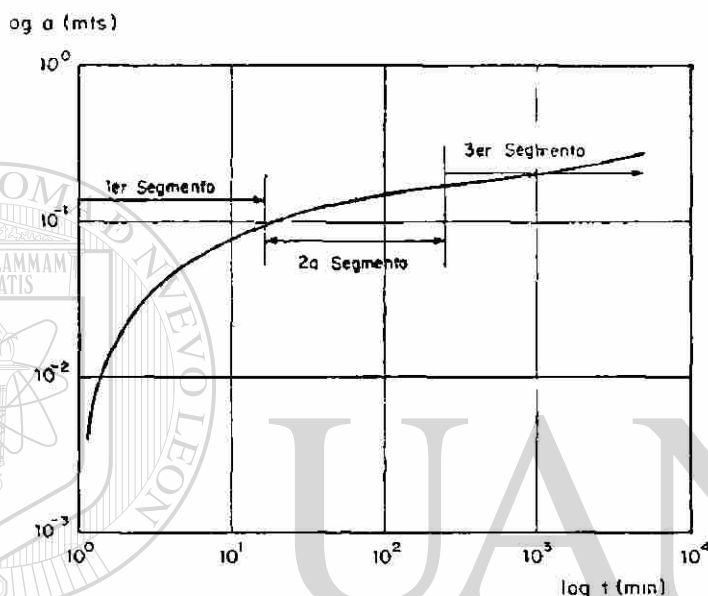


Figura 8.10 Curva ejemplificativa típica de un acuífero libre con rendimiento retardado.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Debido a la compactación del acuífero y la expansión del agua[®] misma, ésta es liberada del almacenamiento instantáneamente (sin retardo). Todavía no ha comenzado el drenaje por gravedad. En condiciones favorables se puede calcular la transmisibilidad del acuífero aplicando el método de Theis a éste primer tramo de la curva tiempo-abatimiento; corresponde a poco más que los primeros minutos de datos; en este caso solo se pueden utilizar los descensos en los puntos de observación más cercanos, ya que

en los distantes el abatimiento durante los primeros minutos es demasiado pequeño para medirlo. Además no se puede emplear el coeficiente de almacenamiento obtenido de esta forma para predecir los descensos del nivel de agua a largo plazo.

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

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

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

Como se puede ver, un aspecto muy importante al realizar pruebas de bombeo en acuíferos libres con rendimiento retardado, es el tiempo de duración de la prueba. Para poder calcular el coeficiente efectivo de almacenamiento de una prueba de bombeo, será necesario observar tiempos largos y analizar los tres

segmentos de la curva para lo cual se puede aplicar el método de Boulton (1963).

Desafortunadamente, las pruebas de bombeo en los pozos A, B y C fueron de corta duración y no fue posible calcular con ellas el coeficiente efectivo de almacenamiento, por lo que fue necesario recurrir a otro tipo de análisis para su obtención, el cual se presenta en el apartado 8.2.4.

8.2.3 Programa CALTS de calculadora manual TI-59

Ha sido demostrado que la aplicación de la modificación de Jacob reduce la fórmula de Theis a la ecuación de una curva logarítmica. Los coeficientes de esta curva pueden ser determinados por el método de mínimos cuadrados. Estos coeficientes, a su vez, son usados para calcular la Transmisibilidad y el Coeficiente de Almacenamiento.

La ventaja del método de los mínimos cuadrados es la objetividad automática de la que se carece en la sobreposición de curvas-tipo ú otros métodos gráficos. El método de los mínimos cuadrados puede resultar muy tedioso si la muestra es muy larga. Es aquí donde los programas de cómputo son útiles; o más aún el uso de las calculadoras de mano programables como la TI-59, HP41-C, etc; que pueden ser utilizadas en el campo mismo, de una manera rápida y efectiva.

En este apartado, se presenta un análisis del cálculo de T y S de los datos de las pruebas de campo, por el método de los mínimos cuadrados utilizando para ello la calculadora manual TI-59 por medio de un programa de cálculo.

El programa de cálculo parte de la ecuación modificada de Jacob:

$$A = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \text{Lnu}) \quad (8.7)$$

o también

$$A = \frac{Q}{4\pi T} \text{Ln} \left(\frac{2.25T}{r^2 S} \right) + \frac{Q}{4\pi T} \text{Lnt} \quad (8.8)$$

Dado que T, S y Q son constantes, y si r también es constante, la ecuación (8.8) describe una curva logarítmica y puede ser reescrita como:

$$A = a + b \text{Lnt} \quad (8.9)$$

donde:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} \text{Ln} \left(\frac{2.25T}{r^2 S} \right) \quad (8.10)$$

y

$$b = \frac{Q}{4\pi T} \quad (8.11)$$

Los coeficientes a y b anteriores pueden ser obtenidos por medio de un análisis de mínimos cuadrados, usando la siguiente formulación:

$$a = \frac{1}{n} (\sum Y - b \sum X) \quad (8.12)$$

$$b = \frac{\sum XY - \bar{X}\sum Y}{\sum X^2 - \bar{X}\sum X} \quad (8.13)$$

Donde:

X= Lnt= Tiempo de bombeo

Y= A= Abatimiento

Para poder saber que tan bien se ajustan los datos de campo a la curva de la ecuación (8.9), se debe calcular también el coeficiente de correlación cc. Esta función estadística puede ser llamada directamente del módulo de la calculadora TI-59.

Para realizar el análisis y calcular T y S, se creó el programa CALTS para la TI-59 cuyo listado se presenta en la tabla 8.2.

Los datos de entrada al programa son:

Q= Gasto en el pozo de bombeo en, m³/seg

r= Distancia del pozo de bombeo al pozo de observación, en mts

A= Abatimiento en el pozo de observación, en mts

t= Tiempo de bombeo asociado a cada abatimiento, en seg.

Con el programa CALTS se obtienen los valores a, b, y cc, y se calculan T y S, mismos que son despejados de las ecuaciones (8.11) y (8.10), respectivamente.

TABLA 8.2

PROGRAMA << CALTS >> DE CALCULADORA MANUAL T1-59 PARA EL
 CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE TRANSMISIBILIDAD (T) Y
 DE ALMACENAMIENTO (S)

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
000	76	LBL			
001	11	A	030	69	OP
002	42	STO	031	06	06
003	24	24	032	98	ADV
004	91	R/S	033	91	R/S
005	76	LBL	034	32	X \rightarrow T
006	12	B	035	42	STO
007	42	STO	036	27	27
008	25	25	037	25	CLR
009	43	RCL	038	69	OP
010	24	24	039	00	00
011	23	LN \times	040	01	1
012	32	X \rightarrow T	041	04	4
013	43	RCL	042	69	OP
014	25	25	043	04	04
015	78	I+	044	43	RCL
016	91	R/S	045	27	27
017	69	OP	046	69	OP
018	12	12	047	06	06
019	42	STO	048	98	ADV
020	26	26	049	91	R/S
021	25	CLR	050	69	OP
022	69	OP	051	13	13
023	00	00	052	42	STO
024	01	1	053	32	32
025	03	3	054	25	CLR
026	69	OP	055	69	OP
027	04	04	056	00	00
028	43	RCL	057	01	1
029	26	26	058	05	5

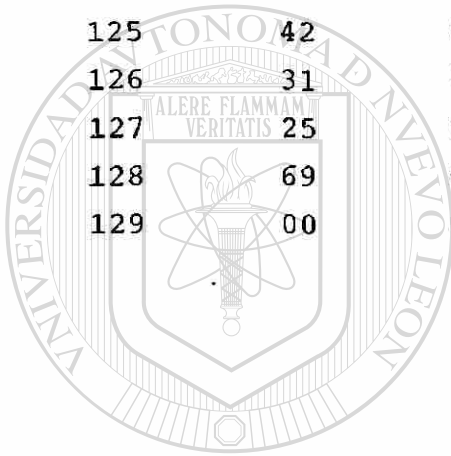
TABLA 8.2

(CONTINUACION)

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
059	01	1	088	69	OP
060	05	5	089	04	04
061	69	OP	090	43	RCL
062	04	04	091	29	29
063	43	RCL	092	69	OP
064	32	32	093	06	06
065	69	OP	094	98	ADV
066	06	06	095	91	R/S
067	98	ADV	096	43	RCL
068	91	R/S	097	29	29
069	43	RCL	098	65	X
070	27	27	099	43	RCL
071	65	X	100	26	26
072	04	4	101	65	X
073	65	X	102	04	4
074	89	π	103	65	X
075	95	=	104	89	π
076	35	1/x	105	55	÷
077	65	X	106	43	RCL
078	43	RCL	107	28	28
079	28	28	108	95	=
080	95	=	109	94	+/-
081	42	STO	110	22	INV
082	29	29	111	23	LNx
083	25	CLR	112	65	X
084	69	OP	113	43	RCL
085	00	00	114	29	29
086	03	3	115	65	X
087	07	7	116	02	2

TABLA 8.2

No. de Paso	Código de Clave	Código de Función	No. de Paso	Código de Clave	Código de Función
117	93	.	130	03	3
118	02	2	131	06	6
119	05	5	132	69	OP
120	55	÷	133	04	04
121	43	RCL	134	43	RCL
122	30	30	135	31	31
123	33	x ²	136	69	OP
124	95	=	137	06	06
125	42	STO	138	98	ADV
126	31	31	139	91	R/S
127	25	CLR	140	81	RST
128	69	OP	141	00	0
129	00	00	142	00	0



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

En este caso los valores calculados de S fueron omitidos por las razones expuestas en el apartado anterior, y solo se presentan los valores de T calculados con el programa CALTS, en la tabla 8.1.

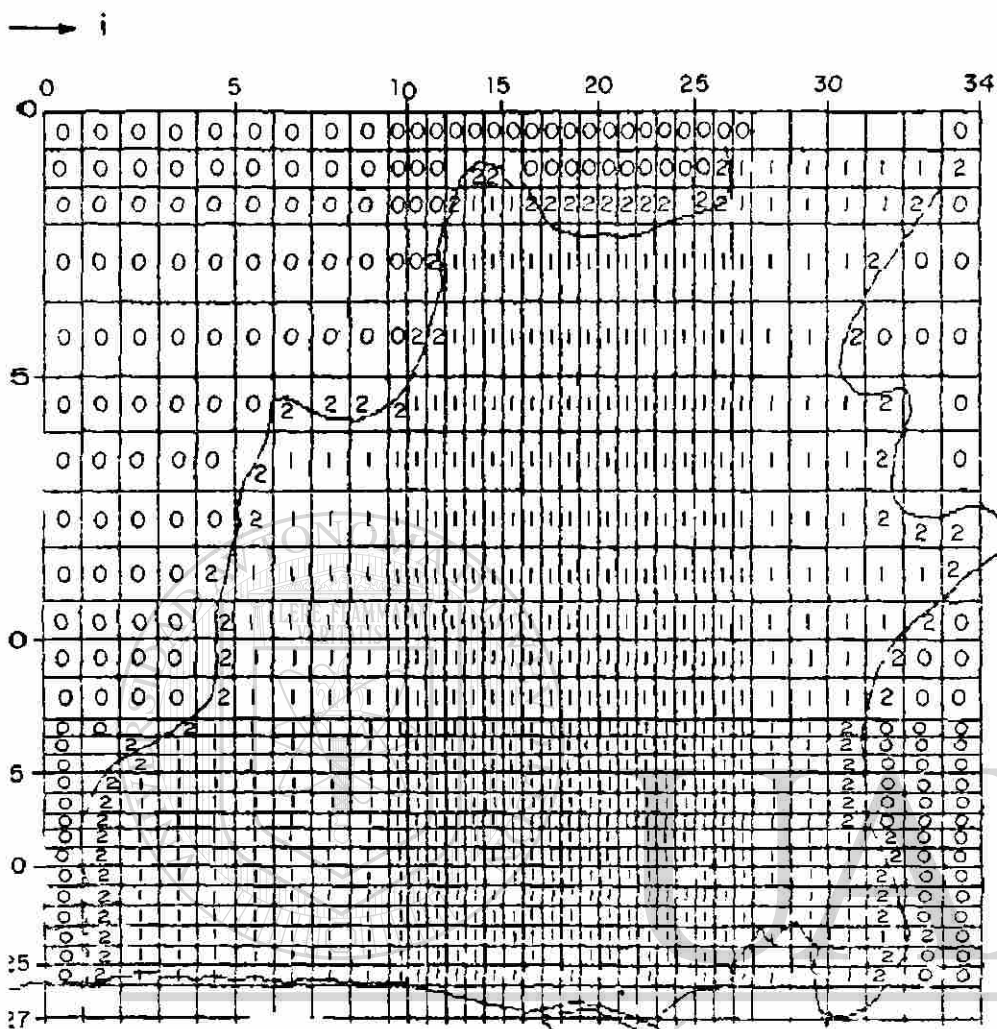
La distribución de Transmisibilidades en los nodos de la malla, utilizadas en el modelo con las unidades requeridas por el mismo; se muestran en la figura 8.11.

8.2.4 Método analítico para la determinación del Coeficiente de Almacenamiento

Con la determinación de las Transmisibilidades obtenidas por los diferentes métodos presentados en los apartados anteriores, y con el conocimiento de la distribución piezométrica del acuífero en zonas de interés; se pueden determinar los coeficientes de almacenamiento siguiendo el método propuesto por Sahni y Seth (1979).

El método está basado en la ecuación simplificada de flujo transitorio subsuperficial, (ver ec. 7.2), usando ciertas hipótesis y reduciéndola a una forma de diferencias finitas.

En problemas de campo generalmente tanto S como T (ec. 7.2) pueden ser funciones de coordenadas espaciales. Esto es debido a que ya sea el material del acuífero o el espesor del mismo, o ambos, pueden variar. Sin embargo, para secciones más pequeñas del acuífero, se puede decir que los valores tanto de T como de S , son invariables. Más aún, el flujo general de agua



Símbolo	Transmisibilidad Gal/día/ft
0	0
1	313,000 ($4.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg}$)
2	150,000

FIGURA 8.11

DISTRIBUCION DE LAS TRANSMISIBILIDADES USADAS EN EL MODELO

subterránea puede ser considerado como unidireccional para tales secciones, excepto, por ejemplo, en puntos cercanos a pozos de bombeo. El flujo sería en la dirección (L) de máximo gradiente hidráulico que puede ser fácilmente determinado de un plano de superficies equipotenciales para el área bajo estudio. El espesor b del acuífero puede ser también considerado constante sobre esa pequeña sección. Bajo estas hipótesis, y sin considerar a Q, la ecuación (7.2) se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial L^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8.14)$$

La ecuación (8.14) puede ser analizada por diferencias finitas de la siguiente manera:

-Consideremos un tiempo finito de paso Δt sobre el cual la tasa del tiempo de cambio de la carga piezométrica podría ser una constante, digamos:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (8.15)$$

-Consideremos también una distancia finita $\Delta L = L_2 - L_1$ entre dos puntos a lo largo de la línea normal a la equipotencial, la cual es suficientemente menor para asegurar que Δh , el incremento de la caída de la carga piezométrica sobre un intervalo de tiempo Δt referido antes, permanezca constante con respecto a la distancia L.

$$\text{Haciendo } \partial h / \partial L = I \text{ (gradiente hidráulico)} \quad (8.16)$$

Reemplazando (8.16) por $\Delta I / \Delta L$ (8.17)

Substituyendo (8.15), (8.16) y (8.17) en (8.14) y despejando S, se tiene:

$$S = T \left\{ \frac{\Delta I}{\Delta L} / \frac{\Delta h}{\Delta t} \right\} \quad (8.18)$$

Donde $I=I_2-I_1$ que son los gradientes hidráulicos en los puntos $L=L_2$ y L_1 respectivamente y no varían con el tiempo por sobre el intervalo de tiempo finito Δt .

Soliman (1972) llegó también al mismo resultado de la ecuación (8.18) utilizando una aproximación diferente.

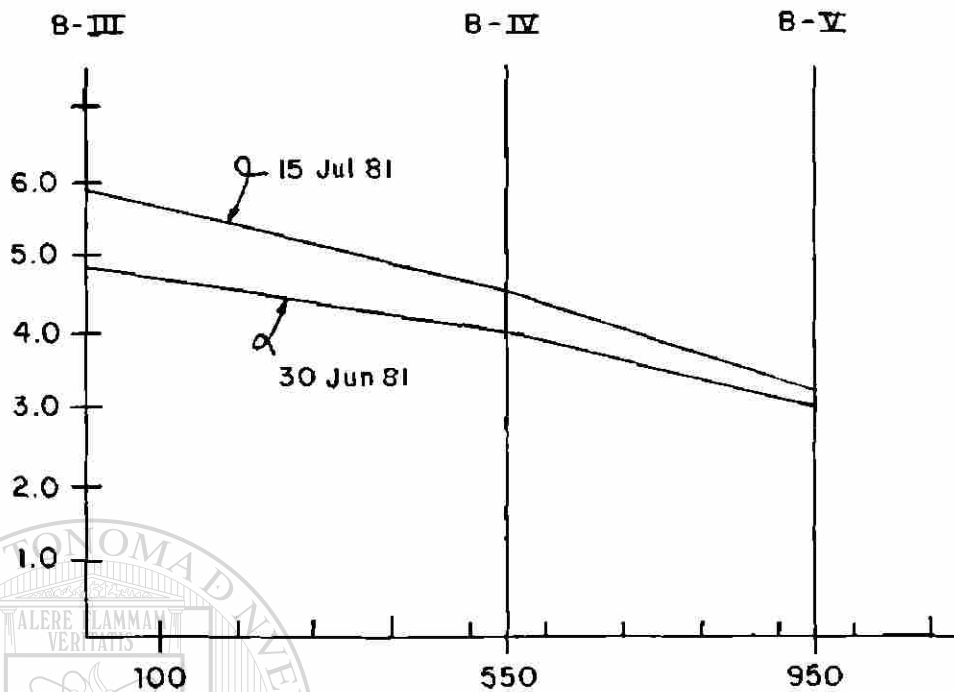
Aplicando la ecuación (8.18) en diferentes partes del acuífero, se seleccionaron secciones (perfiles) de las cargas piezométricas a diversos intervalos de tiempo Δt , que de acuerdo a Sahni y Seth (1979), deberían ser de 15 a 30 días.

Los resultados obtenidos junto con los datos y las gráficas de los perfiles seleccionados, se presentan en las figuras 8.12 a 8.14.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Los valores de S calculados fueron:

<u>SECCION</u>	<u>FECHA CONSIDERADA</u>	<u>T*</u>	<u>S</u>
BIII-BIV-BV	30 Jun 81 a 15 Jul 81	4.5×10^{-2}	0.0385
BIII-BIV-B18	12 Jul 83 a 15 Ago 83	4.5×10^{-2}	0.0418



	Elev. NE 30 Jun 81	Elev. NE 15 Jul 81	$\bar{\Delta h}$	Δh	
B-III	4.84	5.96	5.40	1.12	$\bar{\Delta L} = 475 \text{ m.}$ $\Delta t = 1296 \times 10^3 \text{ seg} \Rightarrow 15 \text{ días}$
B-IV	4.08	4.60	4.34	0.52	
B-V	3.04	3.22	3.13	0.18	

$$L_1 = 450 \text{ mts.}$$

$$L_2 = 400 \text{ mts}$$

$$I_1 = \frac{1.12 - 0.52}{550} = 0.001$$

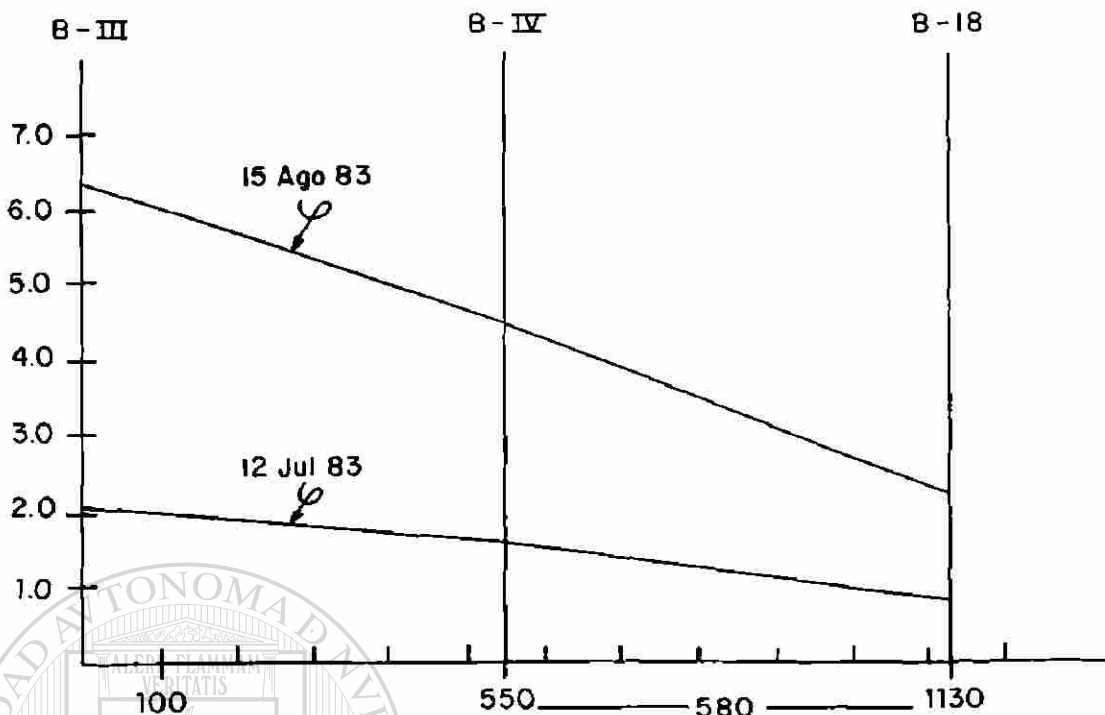
$$I_2 = \frac{0.52 - 0.18}{400} = 0.0008$$

$$S = T \left(\frac{0.001 - 0.0008}{475} \right) / \frac{0.606}{1296 \times 10^3} \Rightarrow T \left(\frac{4 \times 10^{-7}}{4.67 \times 10^{-7}} \right) \Rightarrow 8.5 \times 10^{-1} T$$

$$S = 4.5 \times 10^{-2} \cdot 8.5 \times 10^{-1}$$

$$\underline{\underline{S = 3.85 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8,12



	Elev. NE 12 Jul 83	Elev. NE 15 Ago 83
B-III	2.06	6.32
B-IV	1.52	4.49
B-18	0.91	2.20

Δh	Δh	
4.19	4.26	$\Delta L = 565 \text{ m.}$
3.00	2.97	$\Delta t = 2.9376 \times 10^6 \Rightarrow 34 \text{ días}$
1.55	1.29	

$L_1 = 550$
 $L_2 = 580$

$$I_1 = \frac{4.26 - 2.97}{550} = 2.3 \times 10^{-3}$$

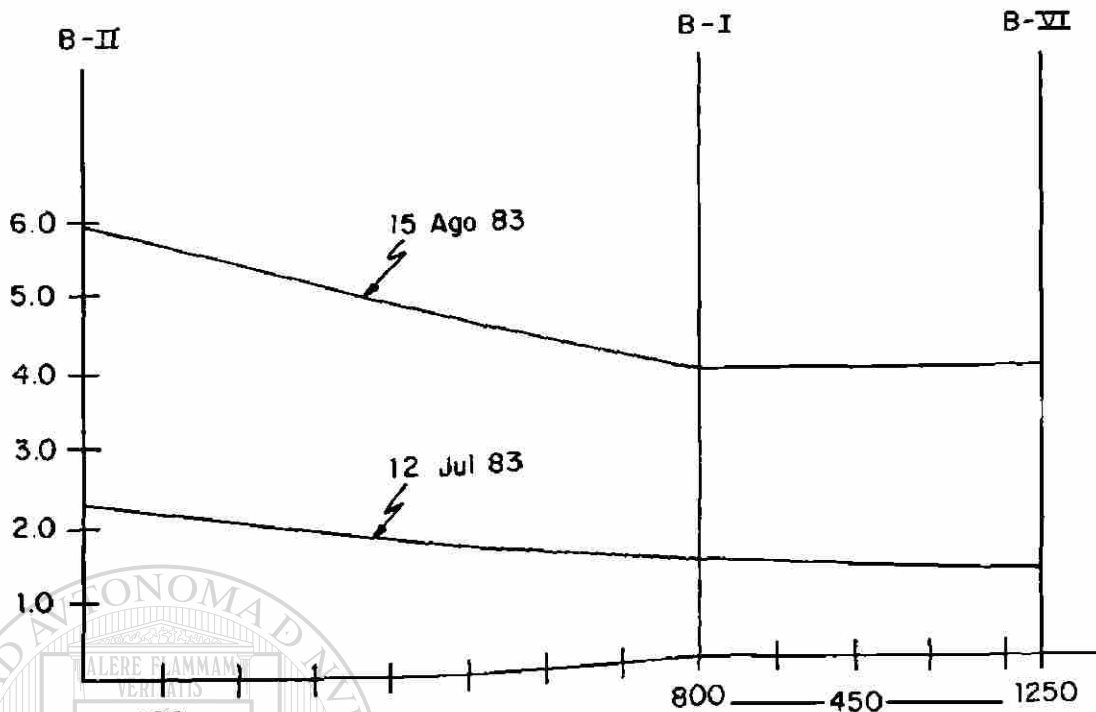
$$I_2 = \frac{2.97 - 1.29}{580} = 2.8 \times 10^{-3}$$

$$S = T \left(\frac{2.8 \times 10^{-3} - 2.3 \times 10^{-3}}{565} \right) / \frac{2.84}{2.9376 \times 10^6} = T \left(\frac{9.0 \times 10^{-7}}{9.66 \times 10^{-7}} \right)$$

$$\Rightarrow 9.309 \times 10^{-1} T (4.5 \times 10^{-2})$$

$$\underline{\underline{S = 4.18 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8.13



	Elev. NE 12 Jul 83	Elev. NE 15 Ago 83	$\bar{\Delta h}$	Δh	$\bar{\Delta L} = 625$
B-II	2.30	5.96	4.13	3.66	
B-I	1.34	3.71	2.52	2.37	
B-VI	1.14	3.79	2.46	2.65	

$L_1 = 800$ $\Delta t = 2937.6 \times 10^3 \Rightarrow 34 \text{ días}$

$L_2 = 450$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$I_1 = \frac{3.66 - 2.37}{800} = 0.001$$

$$I_2 = \frac{2.65 - 2.37}{450} = 0.0006$$

$$S = T \left(\frac{0.001 - 0.0006}{625} \right) / \frac{2.89}{2937.6 \times 10^3} = \left(\frac{6 \times 10^{-7}}{9.8 \times 10^{-7}} \right) T \Rightarrow T (6.09 \times 10^{-1})$$

$$4.5 \times 10^{-2} (6.09 \times 10^{-1}) \Rightarrow$$

$$\underline{\underline{S = 2.74 \times 10^{-2}}}$$

FIGURA 8.14

*El valor de T usado en el cálculo, es el promedio de los valores de T obtenidos de las pruebas de bombeo en los pozos A, B y C y analizados con los métodos expuestos en los apartados 8.2.1, 8.2.2 y 8.2.3.

El promedio de esos valores de S calculados es 0.035. Este valor de S (aceptable para este tipo de acuíferos) es el que se utilizó como dato de entrada al modelo para el cálculo del factor de almacenaje, como se describe en el apartado 8.3.

8.3 ESTIMACION DEL FACTOR DE ALMACENAJE ADECUADO AL MODELO

Como se discutió en el capítulo 7.0, el modelo de Prickett y Lonquist requiere que el coeficiente de almacenamiento del acuífero sea manejado como "factor de almacenaje" en el modelo, y según como se vió en la ecuación (7.10), aquél está en las unidades de galón/pié; y varía según el tamaño del nodo.

El volumen vectorial del factor de almacenaje es el mismo a como se definió en la figura 7.3.

Para el caso donde se utilicen mallas uniformes, el factor de almacenaje podrá ser dado como entrada una sola vez (Input) y el programa lo tomará por "default" para todos los nodos de la red. En este trabajo debido a que el diseño de la malla requirió de una red de espaciamiento variable, fué necesario, asimismo distribuir el factor de almacenaje ajustandolo a cada

uno de los nodos.

Tomando el valor del coeficiente de almacenamiento S , estimado en el apartado anterior; se calcularon los valores de los factores de almacenaje para cada uno de los nodos de la malla según la figura 8.1.

Como ejemplo citaré el caso de un nodo de 100×100 mts. Partiendo de la ecuación (7.10) $\{SF_{li,j} = 7.48S \Delta X \Delta Y\}$

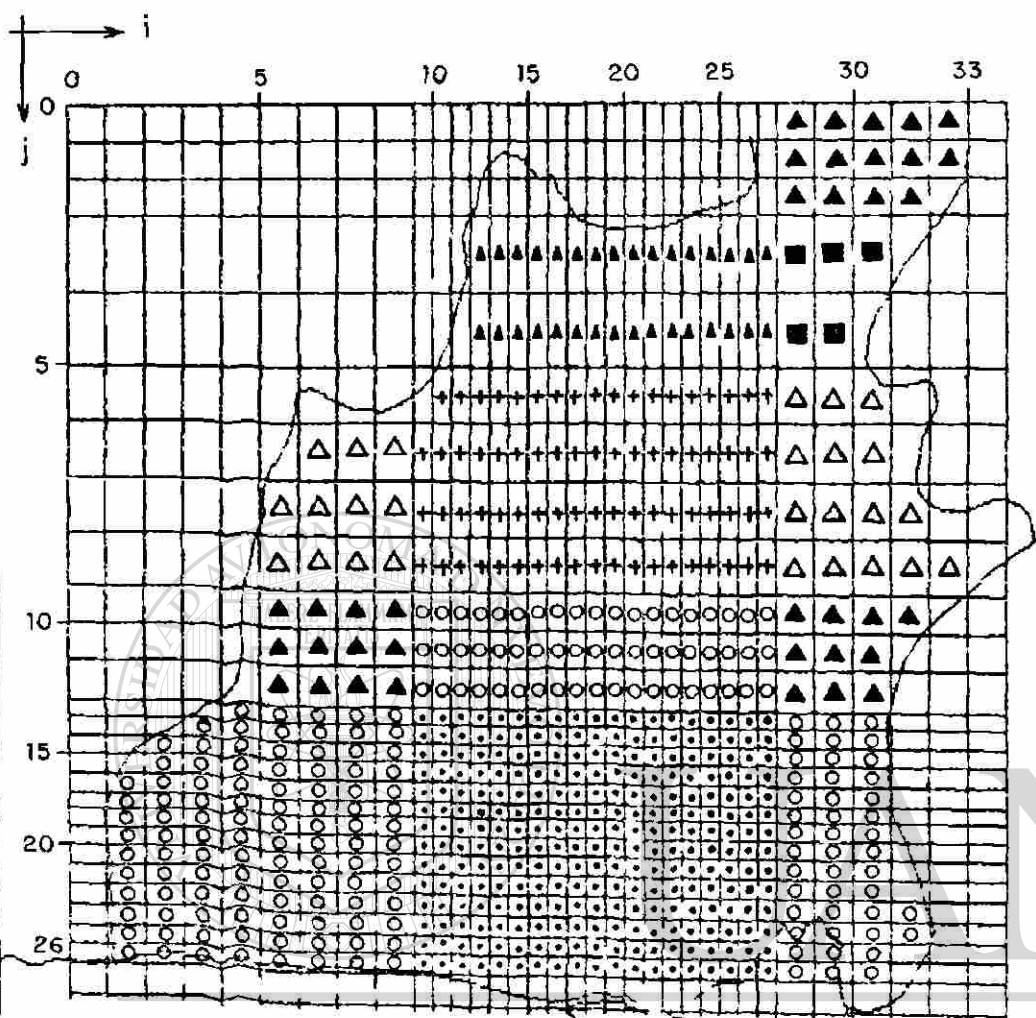
Para $i=15$, $j=20$ (figura 8.1); $\Delta X = 328.1$ ft y $\Delta Y = 328.1$ ft; y $S=0.035$ (adimensional) se tiene $SF_{l(15,20)} = 28000$ gal/ft.

La distribución de los factores de almacenaje para cada uno de los nodos de la malla que se usan como entrada (input) al modelo, se muestra en la figura 8.15.

8.4 ESTIMACION DE LAS CARGAS HIDRAULICAS

Una vez que han sido determinadas las propiedades del sistema acuífero (espesor del acuífero, fronteras impermeables, y los coeficientes T y $SF_{li,j}$) y con el diseño seleccionado de la malla de diferencias finitas; es posible alimentar al modelo con cargas hidráulicas h , reales (es decir, medidas en el sitio) como condiciones iniciales.

El proceso para establecer las condiciones iniciales del modelo, en términos de cargas (h) para simular alguna condición de interés particular fué el siguiente.



$SF_{i,j}$ (Gal/ft)

- 0.10×10^3
- 0.22×10^5
- 0.43×10^5
- ⊕ 0.65×10^5
- ▲ 0.85×10^5
- △ 0.13×10^6
- 0.17×10^7

FIGURA 8.15

DISTRIBUCION DE LOS FACTORES DE ALMACENAJE USADOS EN EL MODELO

1.- Se define la condición que habrá de ser simulada.

En este caso y con el propósito de validar el modelo mediante la comparación de datos reales -vs- datos generados (simulados); se seleccionó un intervalo de tiempo $t=30$ días donde se tuviera conocimiento de las diferentes variables involucradas en el proceso de recarga inducida por el río El Viejón. Para ello, se determinaron las variables: h_p = altura de precipitación en el área, Q_r = gasto del flujo del río en dos estaciones de aforo, una aguas arriba y otra aguas abajo, y h = carga hidráulica ó elevación del nivel estático (N.E.) en c/u de los piezómetros; para el intervalo de tiempo comprendido entre el 15 de Junio y el 15 de Julio de 1981 (30 días).

De una manera gráfica, la figura 8.16 muestra la relación entre las variables h_p medida en la ECLV, Q_r medido en las estaciones "El Limón" y "El Viejón", y la profundidad del N.E. medida en 5 piezómetros seleccionados.

En la figura 8.16 se observa claramente la respuesta de los niveles estáticos de los piezómetros y de los gastos de escurrimiento del río, a la precipitación pluvial en la zona. Asimismo, es evidente la recarga del acuífero manifestada por los hidrogramas de las estaciones "El Limón" que se localiza aguas arriba y de "El Viejón" localizada aguas abajo. El área achurada representa la recarga del acuífero en forma absoluta. La recarga del acuífero ahí manifestada es igual a la recarga por infiltración directa sobre la superficie del terreno más la

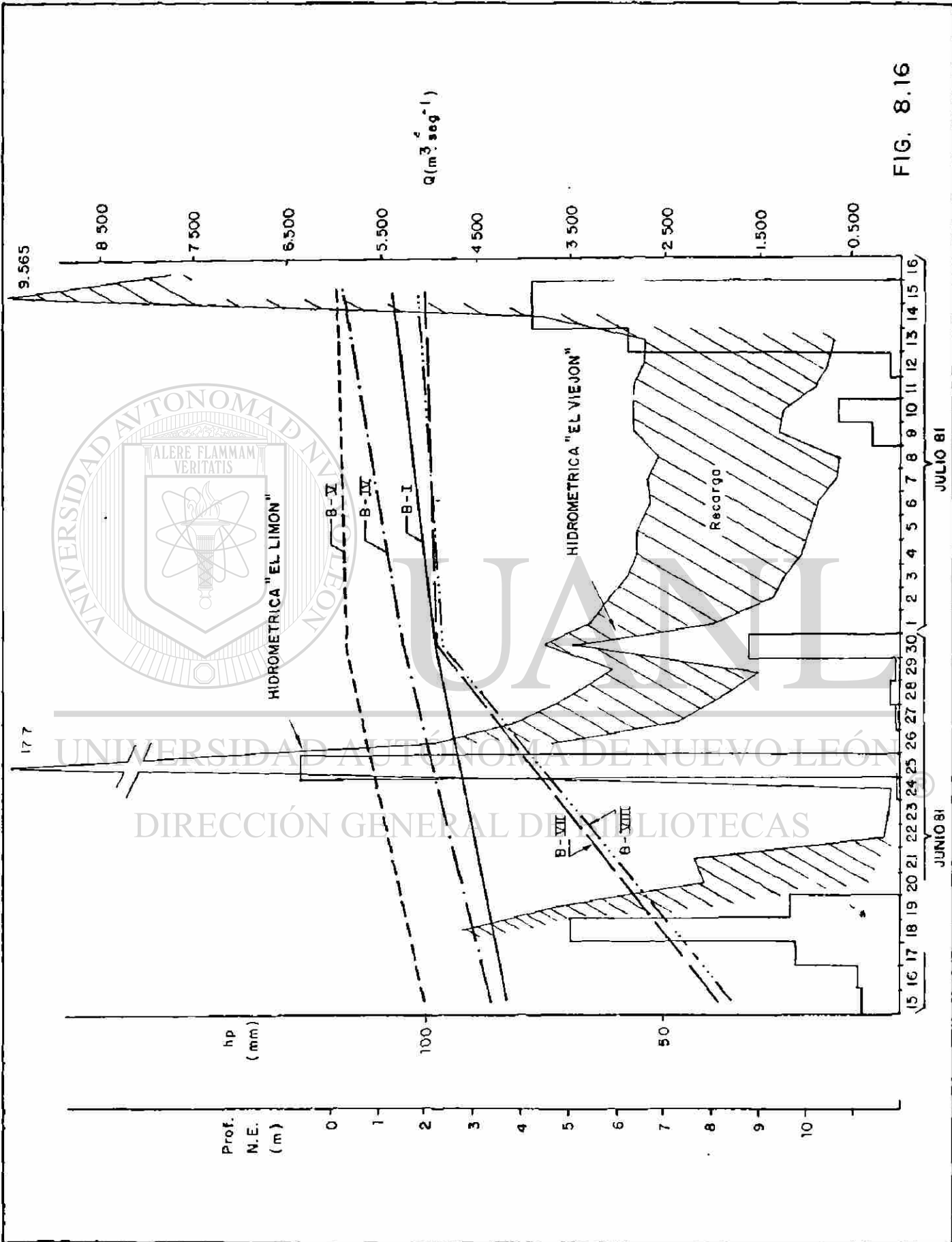


FIG. 8.16

recarga inducida por el río menos la evapotranspiración.

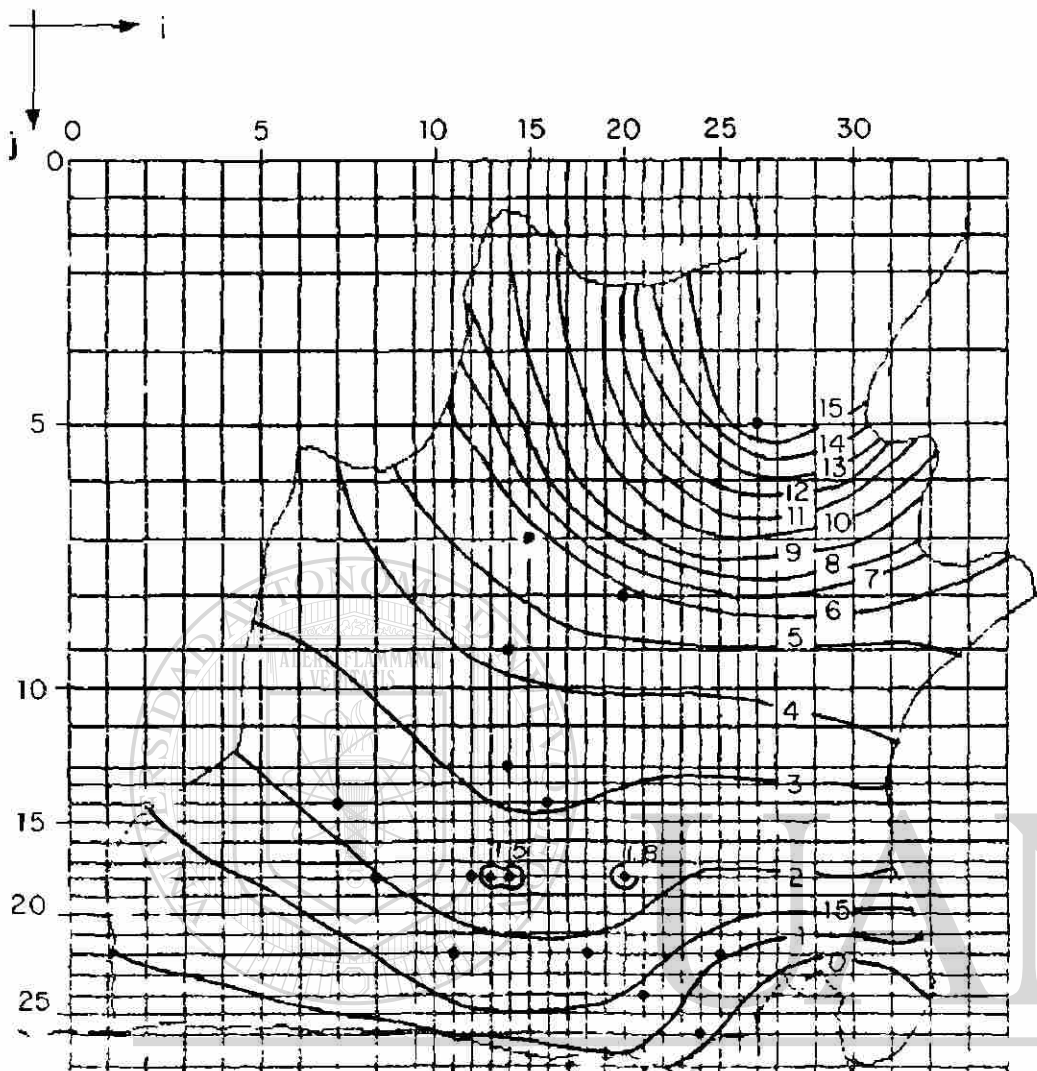
2.- Se alimenta al modelo en cada uno de sus nodos con las condiciones iniciales en forma de cargas hidráulicas (h) como elevación del nivel estático.

A partir del modelo conceptual propuesto en el punto anterior (figura 8.16) de manera analítica; y el cual será comparado con el simulado numéricamente con el modelo, se procede a alimentar a este último con los valores de h .

Se elaboró un plano de cargas hidráulicas con los valores de h medidos el 15 de Junio de 1981 en los 16 piezómetros distribuidos en el área. Se sobrepuso el plano de h s a la malla de diferencias finitas de la figura 8.1 y se formó el plano que se presenta en la figura 8.17.

8.5 CALCULO DE LA RECARGA DEL ACUIFERO

Para poder simular la recarga del acuífero con el modelo numérico de Prickett, es necesario incluir en los datos de entrada (INPUT) un factor de recarga ($R_{i,j}$) que podrá ser uno solo y tomado por "default" por el modelo para todos los nodos; o bien dependiendo de las condiciones de recarga y del espaciamiento de los nodos en la malla, aquel deberá ser estimado para c/u de éstos.



h = carga hidráulica medida
el 15 de junio de 1981

— 5 — Línea de igual carga
hidráulica h , en mts.

• Piezómetro

Figura 8.17

CARGAS HIDRAULICAS (h) COMO CONDICIONES INICIALES
PARA SIMULAR LA RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

En el apartado 8.5.1 se presenta la estimación de los factores de recarga, para condiciones de infiltración inducida por el río.

8.5.1 RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

La infiltración inducida puede llevarse a cabo cuando los pozos son bombeados en acuíferos que estén cerca y en conexión hidráulica con arroyos, ríos u otros cuerpos de agua superficial. Pero también esa infiltración puede ser inducida por largos periodos de sequía en donde la evapotranspiración "descarga" al acuífero forzando a éste a obtener el agua de masas superficiales cercanas. En el curso del bombeo, los niveles de agua en el acuífero pueden caer por debajo de los niveles del agua superficial y el acuífero es recargado por una percolación influente del cuerpo de agua superficial. Existen varias publicaciones (Boulton, 1942; Hantush, 1965; Bower, 1980, etc.) que describen el fenómeno de interconexión de flujo entre los cuerpos de agua superficial y los acuíferos.

Las condiciones para las que se debe implementar el programa de cómputo para la infiltración inducida, se presentan en la figura 8.18. Se presume que los pozos son totalmente penetrantes, que el abatimiento en el campo de flujo es pequeño comparado con el espesor saturado del acuífero, y que el pozo está lo suficientemente separado del río como para que el efecto de la penetración parcial del río pueda ser importante. También, se presume que la carga en el cuerpo de agua

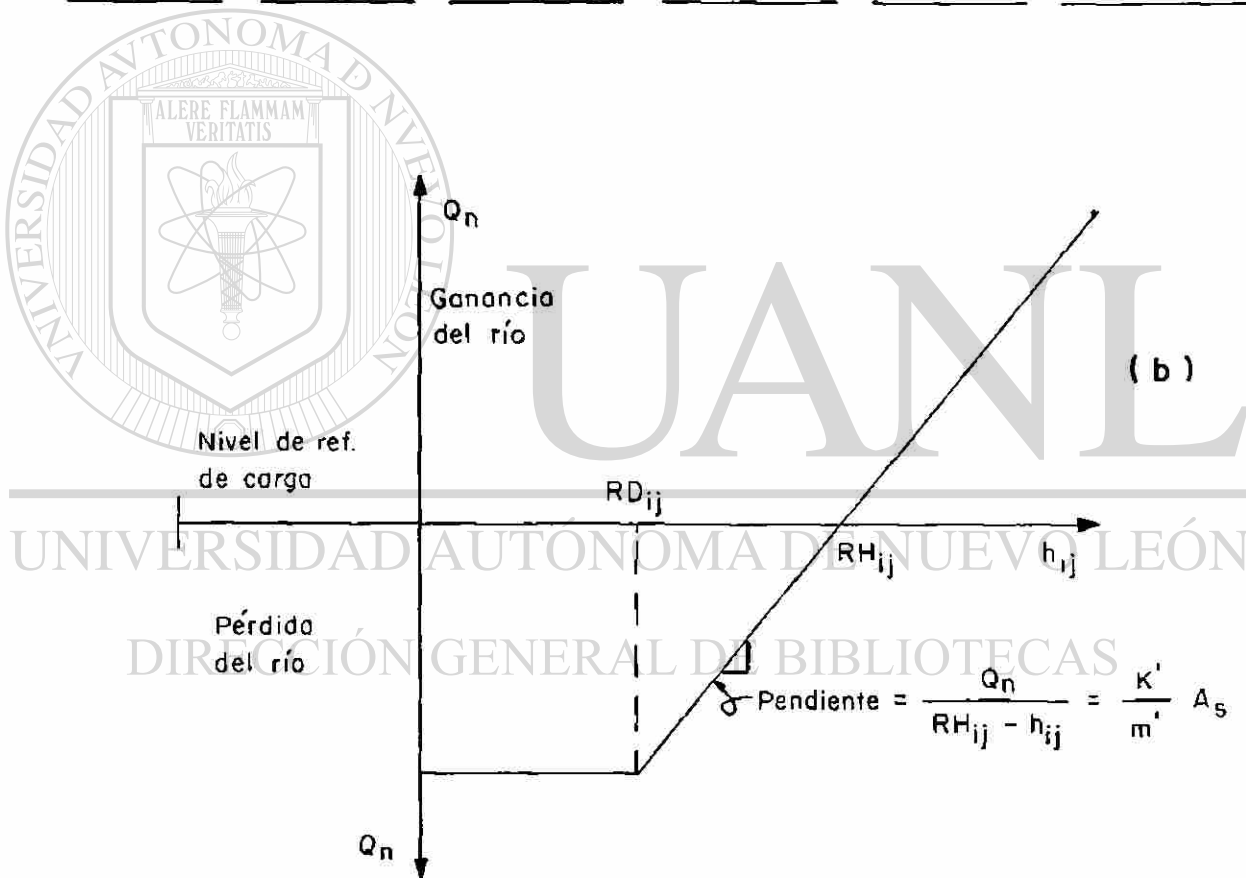
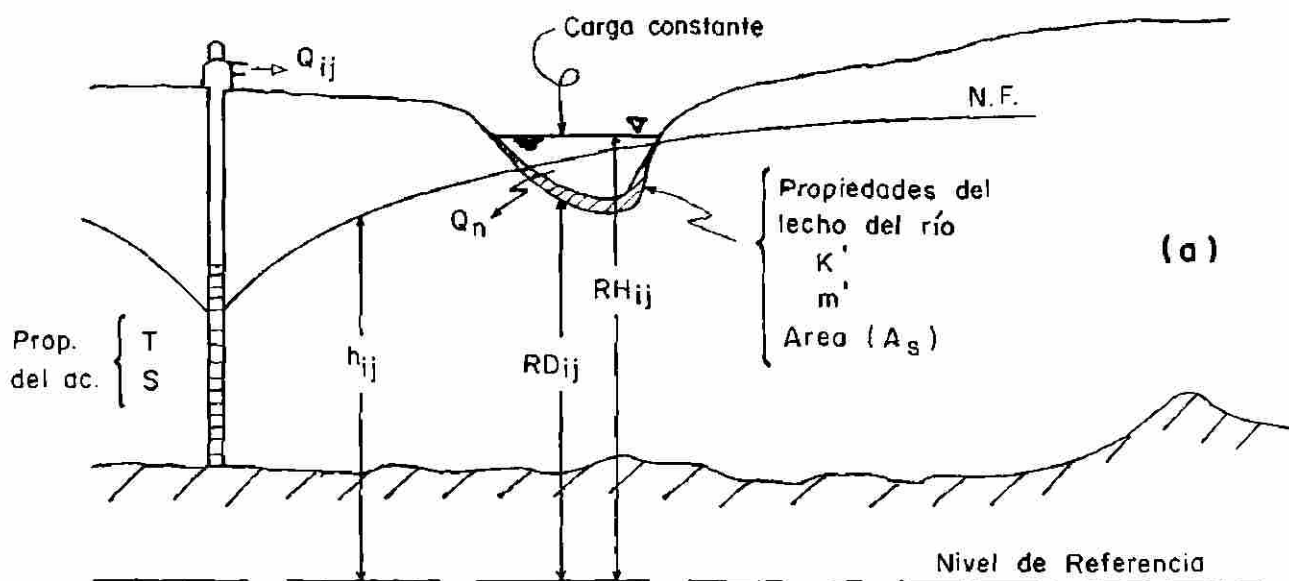


Fig. 8.18 Parámetros del programa básico de simulación con infiltración inducida (a) y curva de tasa carga-infiltración. (b).

superficial permanece constante.

Como se observa en la figura 8.18(a), a medida que la carga $h_{i,j}$ en el acuífero cae por debajo de la carga $R_{H_{i,j}}$ en el río, el agua es inducida a fluir desde el río Q_n , através de su lecho y hacia el acuífero. De acuerdo a Walton y Ackroyd (1966) la tasa de flujo es directamente proporcional a el área del lecho del río, a su permeabilidad, y a la diferencia de carga entre la del acuífero y la del río; y es inversamente proporcional al espesor del lecho. En forma de ecuación la tasa de flujo através del lecho puede ser expresada mediante la siguiente forma modificada de la ley de Darcy:

$$Q_n = (K'/m') \Delta h A_s \quad (8.19)$$

Donde:

Q_n = La tasa de infiltración através del lecho del río en

GPD (lps)

K' = Conductividad Hidráulica del lecho, GPD/Ft² (L/t)

m' = Espesor del lecho, en Ft (m)

A_s = Area del lecho asignada al nodo i, j , FT² (m²)

Δh = Diferencia de carga entre el nivel del agua en el río y el nivel freático en el acuífero por debajo del río, en Ft (m)

Sin embargo, la tasa de flujo através del lecho alcanza un límite (figura 8.18b) a medida que se generan los máximos

gradientes hidráulicos, cuando la carga $h_{i,j}$ en el acuífero por debajo del río cae por abajo del fondo del lecho, $R_{D_{i,j}}$. En términos de notación de cargas de la figura 8.18 tenemos:

$$\Delta h = R_{H_{i,j}} - h_{i,j} \quad (8.20)$$

Los máximos gradientes hidráulicos ocurren cuando $h_{i,j} = R_{D_{i,j}}$. Por lo tanto la pérdida de carga máxima está dada por $\Delta h_{max} = R_{H_{i,j}} - R_{D_{i,j}}$.

Los vectores volumétricos de las porciones individuales del lecho del río que representan a cada nodo del modelo digital fueron considerados como se ilustra en la figura 8.19. Estos vectores volumétricos extienden la profundidad total de la capa de lecho del río m , y tienen áreas horizontales denotadas por A_s .

Substituyendo (8.20) en (8.19) resulta

$$Q_n = (K' / m') A_s (R_{H_{i,j}} - h_{i,j}) \quad (8.21)$$

Se define un factor de recarga $R_{i,j}$ en todos los nodos asignados al río en GPD/Ft como:

$$R_{i,j} = (K' / m') A_s \quad (8.22)$$

En donde, valores promediados de la conductividad hidráulica del lecho (K') y su espesor (m') son utilizados junto con sus áreas (A_s) dentro de los vectores volumétricos, como se ilustra en la

figura 8.19.

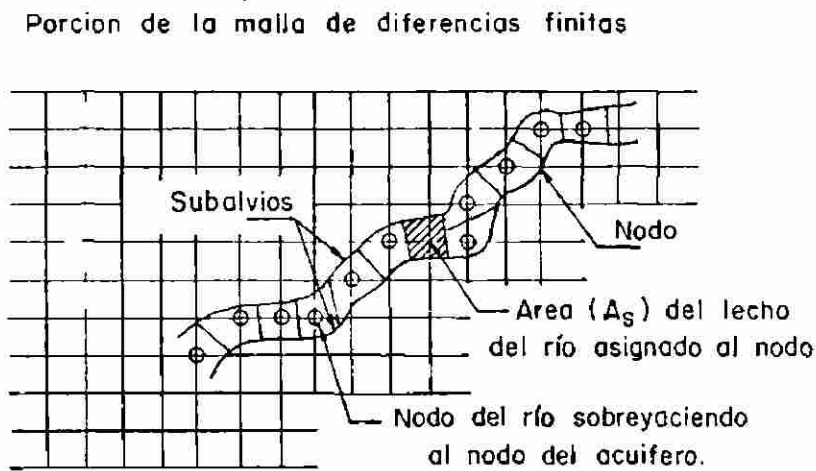


Fig. 8.19 Ejemplo de los vectores volumétricos del lecho del río.

Dado que el diseño de la malla de diferencias finitas en el modelo es de nodos con espaciamiento variable se tuvo que estimar un factor de recarga $R_{i,j}$ para cada nodo asignado a la trayectoria del río. Como ejemplo presentaré el cálculo de $R_{i,j}$ para un nodo de 200x100 mts.

Partiendo de la ecuación (8.22), para una $K' = 1.5 \times 10^{-6}$ m/seg; una $m' = 1.0$ m; y un área de un segmento del río $A_s = 50$ m (ancho) x 100 m (largo), se obtiene: $R_{i,j} = (1.5 \times 10^{-6} / 1.0)(5000) = 7.5 \times 10^{-3}$ m³/seg-m ó bien 7.5 lps/m. Y en el sistema inglés como lo requiere el modelo de Prickett; $R_{i,j} = 52160$ gpd/ft.

Los valores estimados de $R_{i,j}$ variaron, dependiendo del área del nodo asignado, desde 7.5 lps/m como mínimo hasta 30 lps/m como máximo para un nodo de 400x200 m.

Con los valores así estimados de $R_{i,j}$, y con las cargas hidráulicas h del 15 de Junio de 1981 (apartado 8.4) como condiciones iniciales; se realizaron las corridas de simulación cuyos resultados se presentan en la sección 9.2.

8.6 GASTOS DE EXTRACCION EN BOMBEO VARIABLE

Con el propósito de analizar el efecto del bombeo sobre varias condiciones del acuífero así como para varias condiciones de bombeo, se realizaron simulaciones puras cuyos resultados se presentan en la sección 9.3.

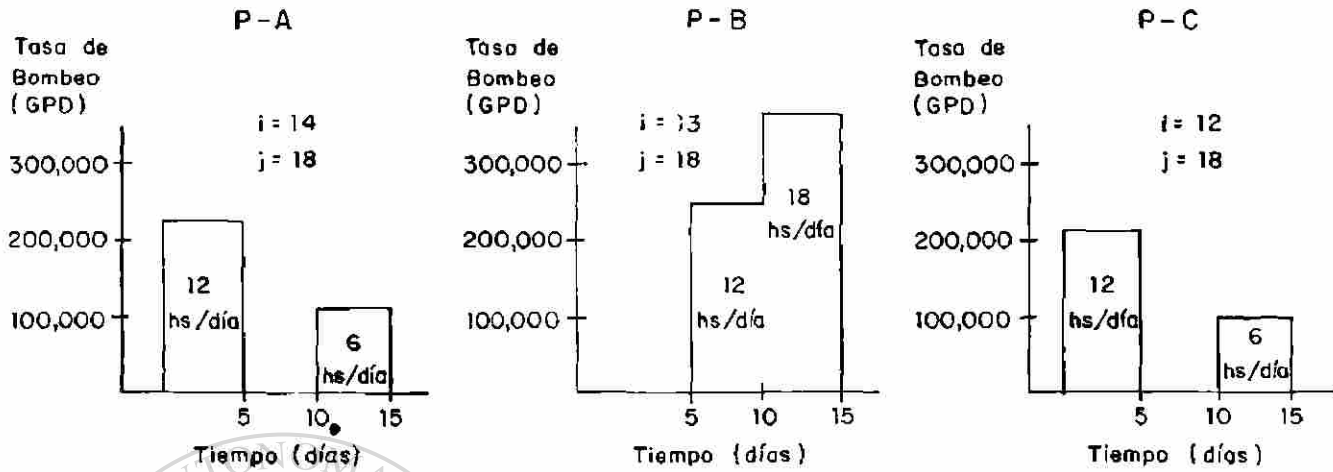
Para ello fue necesario recopilar información relacionada con la operación de los pozos A,B,C,D y E propiedad de CFE en cuanto a sus tasas de bombeo, tiempo de operación, operación individual, y operación conjunta y simultanea. Como ya se dijo antes (apartado 4.3) hasta ahora no ha sido necesario bombear los 5 pozos ni en forma conjunta ni ininterrumpidamente ya que el sistema de abastecimiento con que se cuenta (2 tanques de almacenamiento para 1.8×10^6 lts de capacidad) es suficiente para el gasto de demanda de la etapa actual de construcción.

La preparación de los datos de entrada al modelo para observar el decaimiento de la carga hidráulica producido por el bombeo, partió del arreglo de las tasas de extracción con que operan c/u de los pozos, tanto de las observadas (reales) como de las planeadas. Las tasas de extracción neta se programaron para cambiar de una manera escalonada como una función del tiempo.

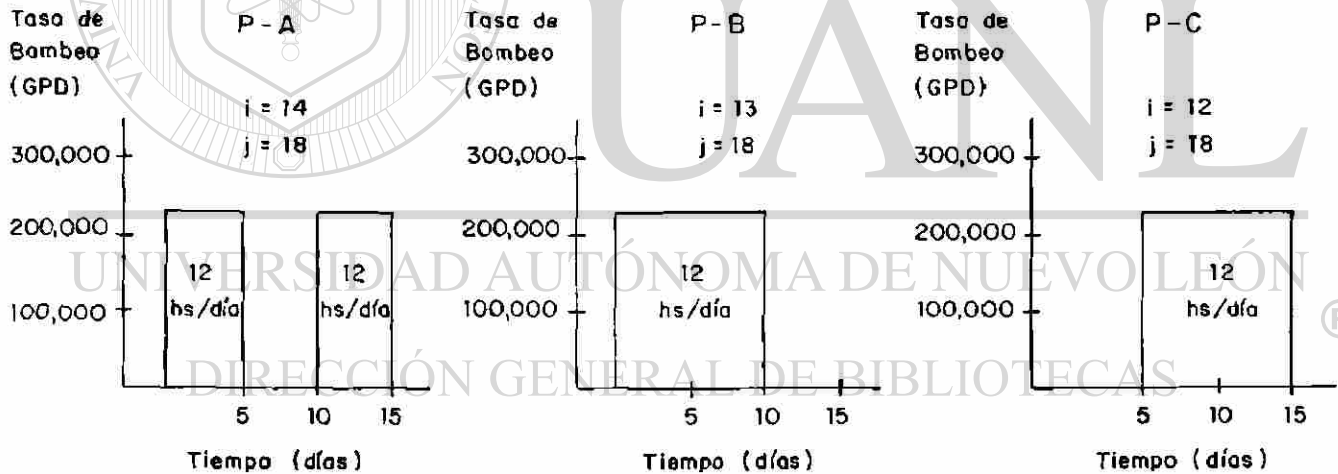
Los arreglos para las simulaciones comprendieron tres etapas. La primera etapa consideró a un acuífero infinito, sin condiciones de frontera y sin condiciones iniciales ($h=0$); para lo cual se arreglaron las tasas de bombeo variable de los gastos observados en los pozos A, B y C, según algunos periodos de inventario de campo. Los gastos promedios observados para c/u de estos pozos fueron: $Q_A= 20$ lps, $Q_B= 22$ lps y $Q_C= 18$ lps. El tiempo de bombeo de c/u de ellos es muy variable, durante un inventario directo de campo junto con información verbal proporcionada por personal de CFE (no existe documentación a este respecto) se llegó al arreglo del programa de tasas de bombeo variable que se presenta en la figura 8.20(a).

En la figura 8.20(a) se observa que para un periodo de 15 días, los primeros 5 se bombean los pozos A y C por 12 hrs al día sin bombear el B; del día 5 al 10 solo se bombeó el pozo B por 12 hrs al día; y del 10 al 15, los pozos A y C se bombean 6 hrs por día y el B 18 hrs por día.

(a)



(b)



i y j son las coordenadas de la localización de los pozos en el modelo

Fig. 8.20 Arreglos de tasas de bombeo variable.

La segunda etapa de simulación consistió en el arreglo siguiente. Se consideró al acuífero con sus condiciones de frontera reales, pero sin condiciones iniciales de carga ($h=0$); para este caso el arreglo programado de las tasas de bombeo variable se presentan en la figura 8.20(b).

Considerando igualmente, un periodo de 15 días, durante los primeros 5 se bombean los pozos A y B por 12 hrs al día y sin bombear el C. Del 5 al 10 se bombean el B y el C, por 12 hrs al día con el A parado; y del día 10 al 15 se para el B y se bombean el A y C 12 hrs al día. Los gastos individuales de cada pozo son los mismos que para la primera etapa.

Con las tasas de bombeo expuestas en este arreglo, se llenan los tanques de almacenamiento de la CNLV (etapa de construcción).

Finalmente la tercera etapa de simulación consistió en el mismo arreglo anterior, pero considerando al acuífero con condiciones de frontera reales, y con un arreglo en el programa para que éste simulara condiciones freáticas.

Con los programas de bombeo establecidos, las tasas y las coordenadas (en la malla) de los pozos, se alimentó al modelo para sus respectivas corridas cuyos resultados se presentan en el apartado 9.3.

9.0 CORRIDAS DE SIMULACION

En este capítulo se presentan las corridas de simulación con el modelo numérico. En el apartado 9.1 se tratan condiciones infinitas (acuifero sin fronteras) como un esfuerzo para comparar soluciones numéricas con analíticas, tratando así de calibrar el modelo. En el apartado 9.2 se simula la recarga del acuifero inducida por el río, comparando los resultados obtenidos con observaciones reales en un intervalo de tiempo conocido, con el propósito de validar así al modelo.

Finalmente, en el apartado 9.3 se procede a simular el decaimiento de la carga hidráulica en el acuifero causada por el bombeo, para varios arreglos de tasas de extracción; como una predicción pura.

9.1 CONDICIONES INFINITAS-ACUIFERO SIN FRONTERAS

Los resultados generados por un modelo numérico deben ser verificados para asegurar que sean significativos, es decir que arrojen una salida (OUTPUT) compatible con la realidad. La adaptación del modelo de Prickett y Lonquist se verificó,

comparando la solución numérica arrojada por el modelo con soluciones analíticas conocidas.

9.1.1 Comparación de solución numérica con solución analítica

Se consideró primeramente al acuífero como infinito, sin fronteras y con un pozo bombeando a caudal constante, centrado en una malla cuadrada con nodos de espaciamento uniforme. La tabla 9.1 presenta los parámetros de entrada (INPUT) al modelo para esta condición.

Las soluciones analíticas fueron calculadas con la ecuación modificada de Jacob (con sus respectivas hipótesis limitantes, ver sección 8.2.2)

$$a = \frac{2.30}{4\pi T} \text{Log} \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (9.1)$$

Los parámetros son los mismos que los descritos en los apartados 8.2.1 y 8.2.2; y en este caso la r representa el radio de influencia del bombeo o cono de abatimiento; es decir la distancia en mts desde el pozo de bombeo hasta el límite de su cono de abatimiento en un tiempo (t) dado.

TABLA 9.1

PARAMETRO DE ENTRADA (INPUT) AL MODELO PARA
CORRIDAS DE VALIDACION.

DESCRIPCION DEL MODELO

Número de pasos de tiempo	40
Delta t	0.5 dias
Número de columnas	33
Número de renglones	33
Error	0.5 pies

PARAMETROS "DEFAULT"

Transmisibilidad	0.313 E+06 Gal/Día/píe
Factor de Almacenaje	0.216 E+05 Gal/píe
Carga hidráulica inicial	0.0 píe
Factor de recarga	0.0 Gal/día/píe
Descarga	0.0 Gal/día

PARAMETROS DE BOMEO

Número de pozos	1
Localización (i,j)	(17,17)
Tasa de bombeo	0.50 E+06 Gal/día

PARAMETROS DE LA MALLA

Espaciamiento en x	328.1 pies
Espaciamiento en y	328.1 pies

Los abatimientos como una función del tiempo, provocados a partir del inicio del bombeo para las distancias $r= 100$ mts y $r= 500$ mts, se presentan en las figuras 9.1 y 9.2. En ellas se pueden observar los abatimientos generados por el modelo numérico comparados con aquellos generados por la solución analítica.

De igual forma, las figuras 9.3, 9.4 y 9.5 muestran la comparación de los abatimientos en función de las distancias generadas por el modelo numérico para 1, 5 y 10 días, respectivamente; contra los abatimientos generados por la solución analítica.

La comparación de los abatimientos generados por los métodos de solución numérica y analítica, tanto para tiempo como para distancia (ver tablas 9.2 a 9.6) muestra una concordancia razonable.

Las figuras 9.2 y 9.5, son las que muestran una menor concordancia entre los abatimientos generados por ambos métodos. Es importante resaltar sin embargo, que la ecuación 9.1 es aplicable a un intervalo limitado de tiempos y distancias. A una distancia dada desde el pozo de bombeo, existe un tiempo mínimo que debe pasar antes de que las hipótesis inherentes a la ecuación (9.1) sean válidas.

ABATIMIENTOS
(mts)

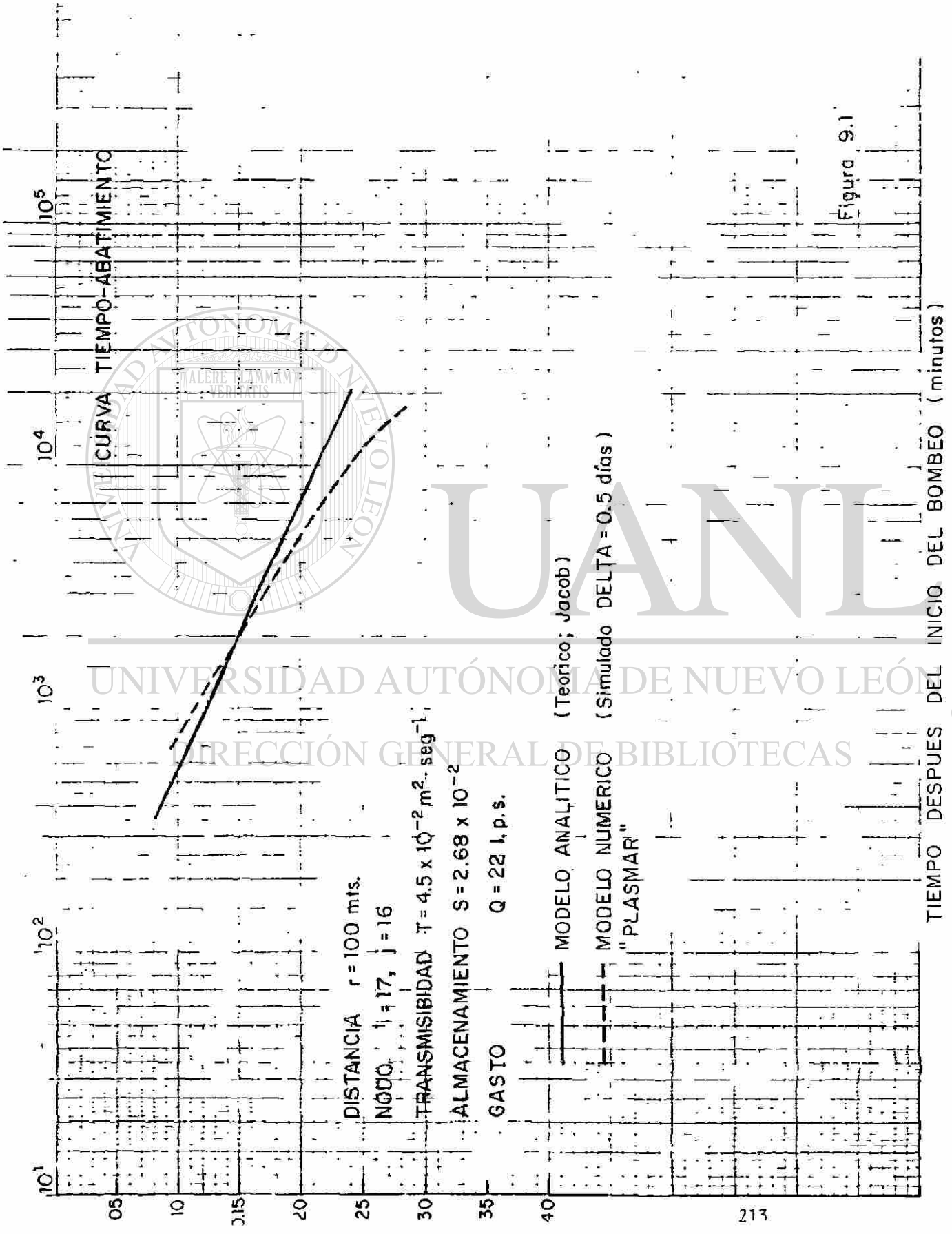
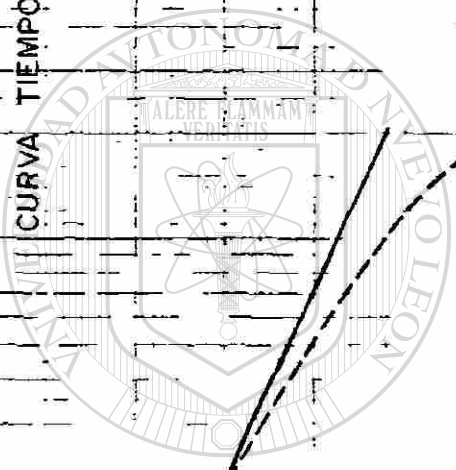


Figura 9.1



U.A.N.L.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ABATIMIENTOS (mts)

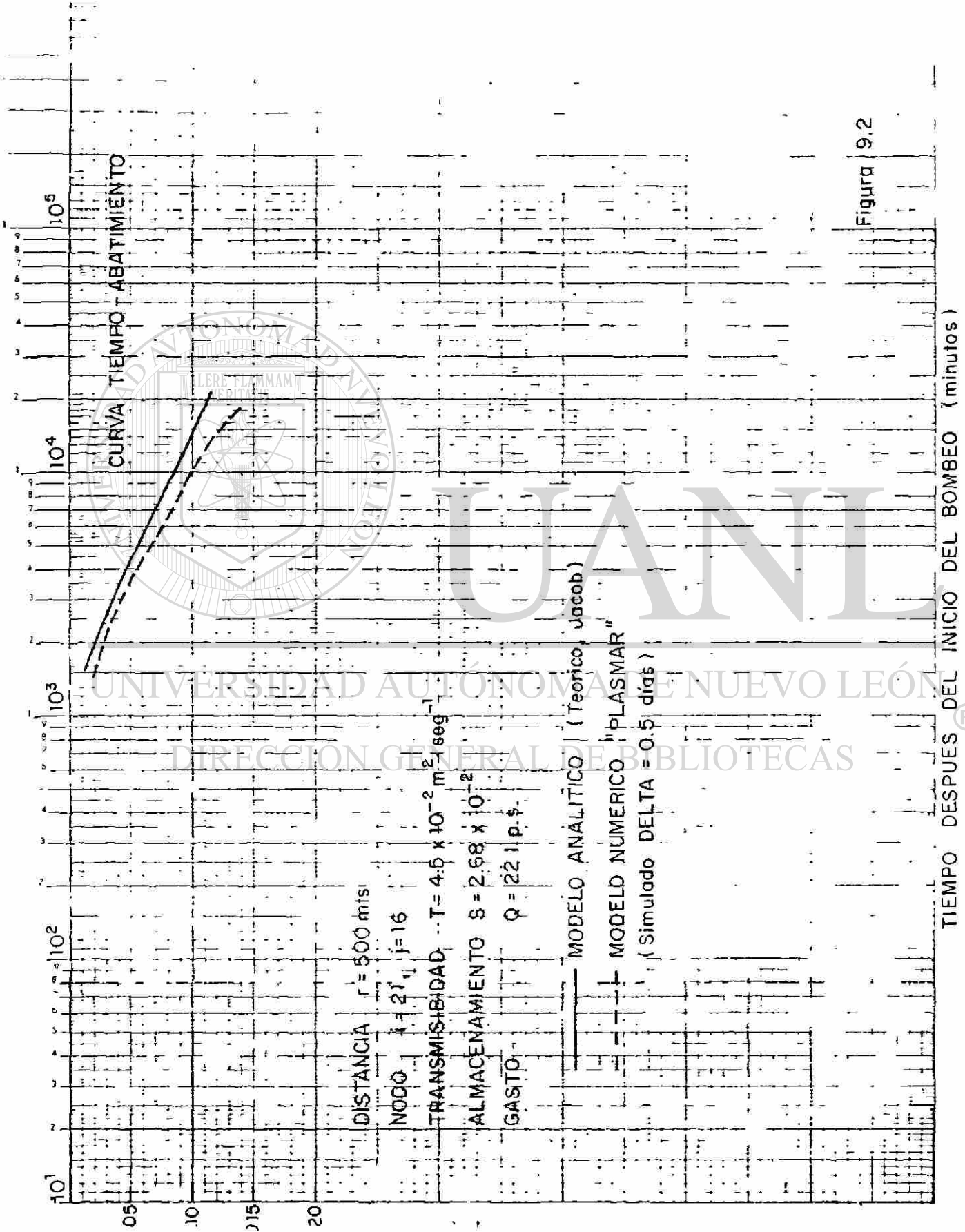


Figura 9.2

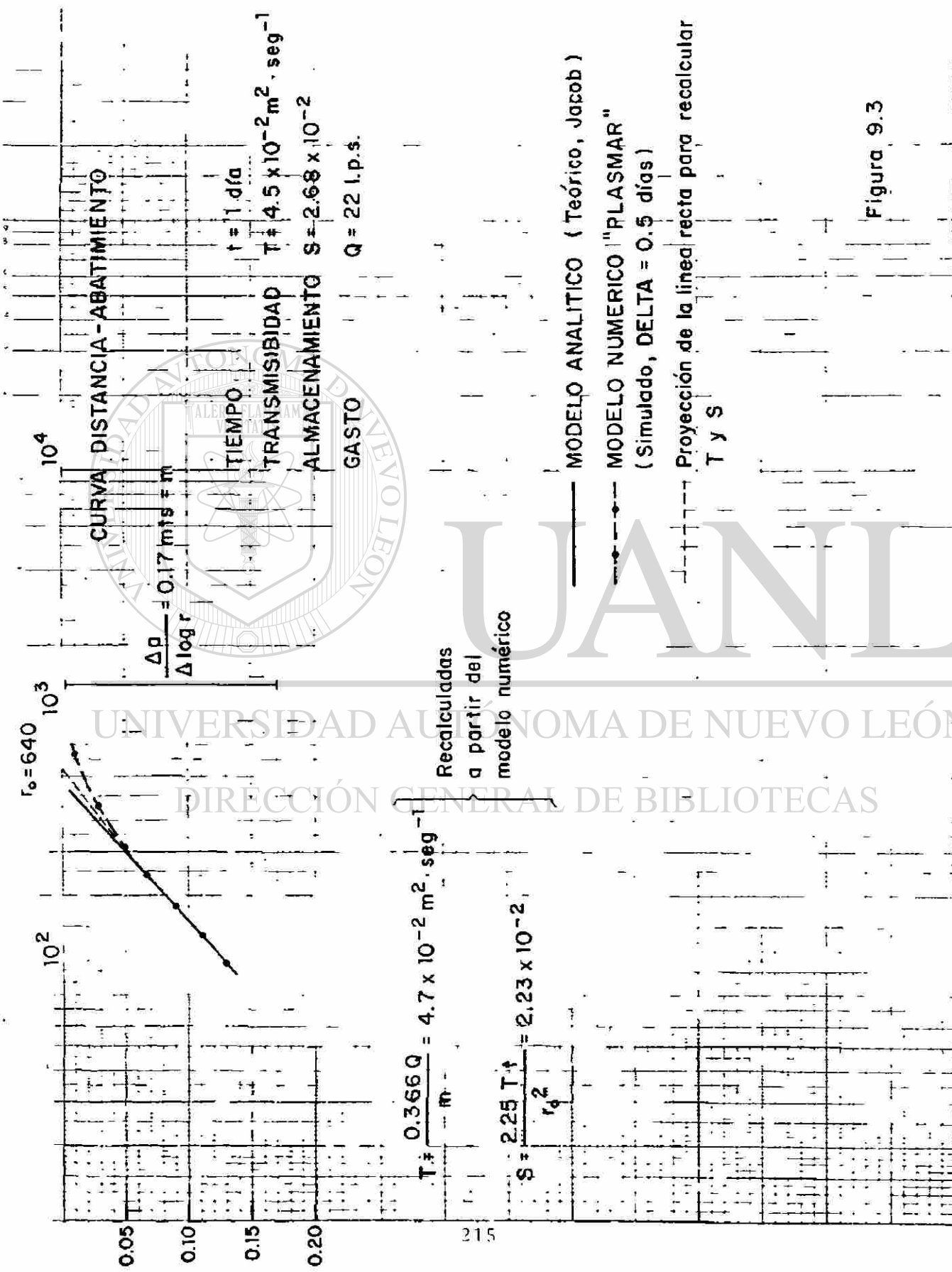
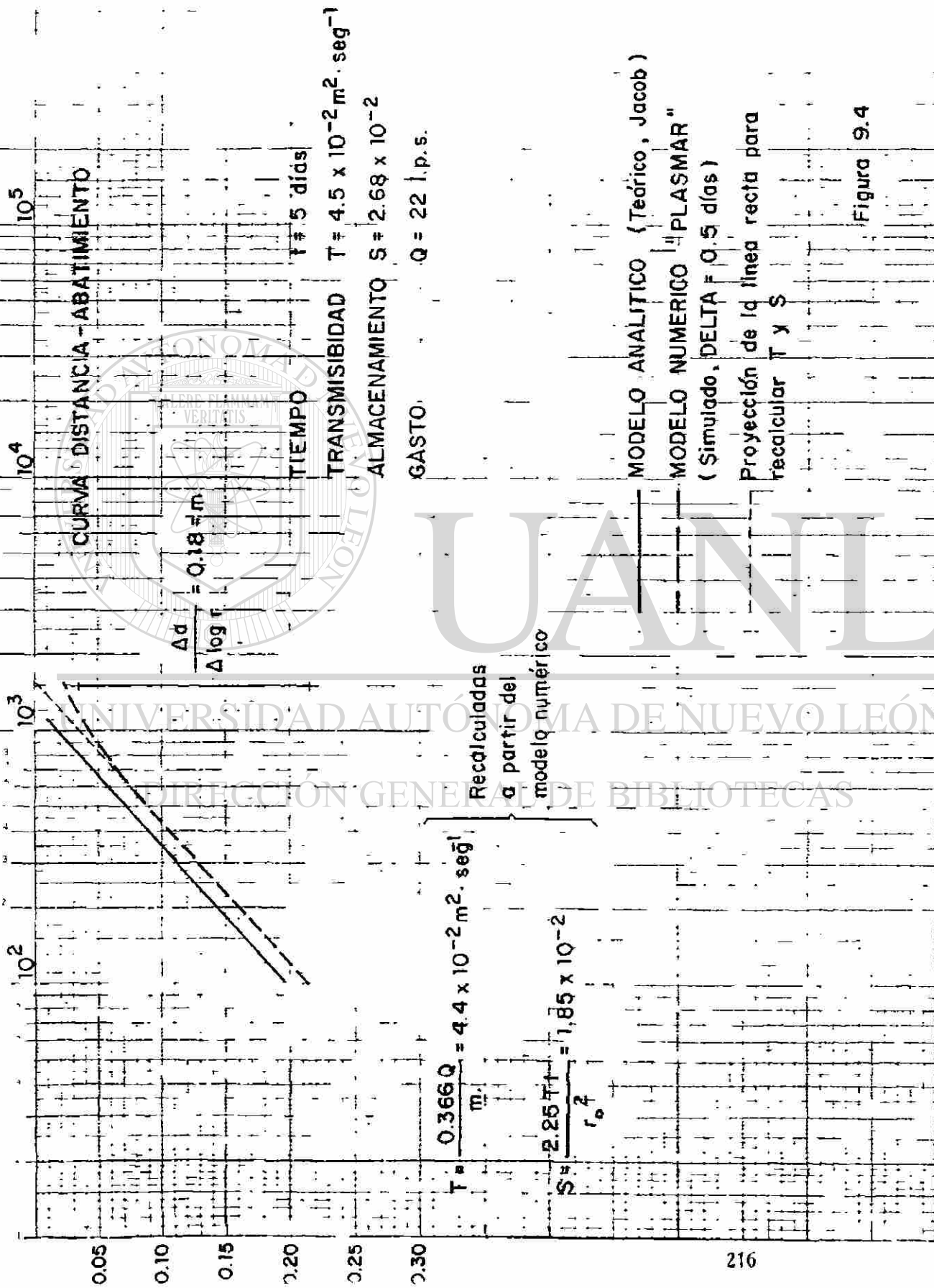


Figura 9.3

DISTANCIA DESDE EL POZO DE BOMBEO, r (mts)



CURVA DISTANCIA - ABATIMIENTO

TIEMPO

$$\frac{\Delta d}{A \log r} = 0.18 \text{ m}$$

TRANSMISIBILIDAD $T = 4.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$

ALMACENAMIENTO $S = 2.68 \times 10^{-2}$

GASTO $Q = 22 \text{ l.p.s.}$

$$T = \frac{0.366 Q}{m} = 4.4 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{seg}^{-1}$$

$$S = \frac{2.25 T}{r_o^2} = 1.85 \times 10^{-2}$$

Recalculadas
a partir del
modelo numérico

MODELO ANALITICO (Teórico, Jacob)

MODELO NUMERICO "PLASMAR"
(Simulado, DELTA = 0.5 días)

Proyección de la línea recta para
recalcular T y S

Figura 9.4

DISTANCIA DESDE EL POZO DE BOMBEO, r (mts)

A B T A I E N T O S (mts)

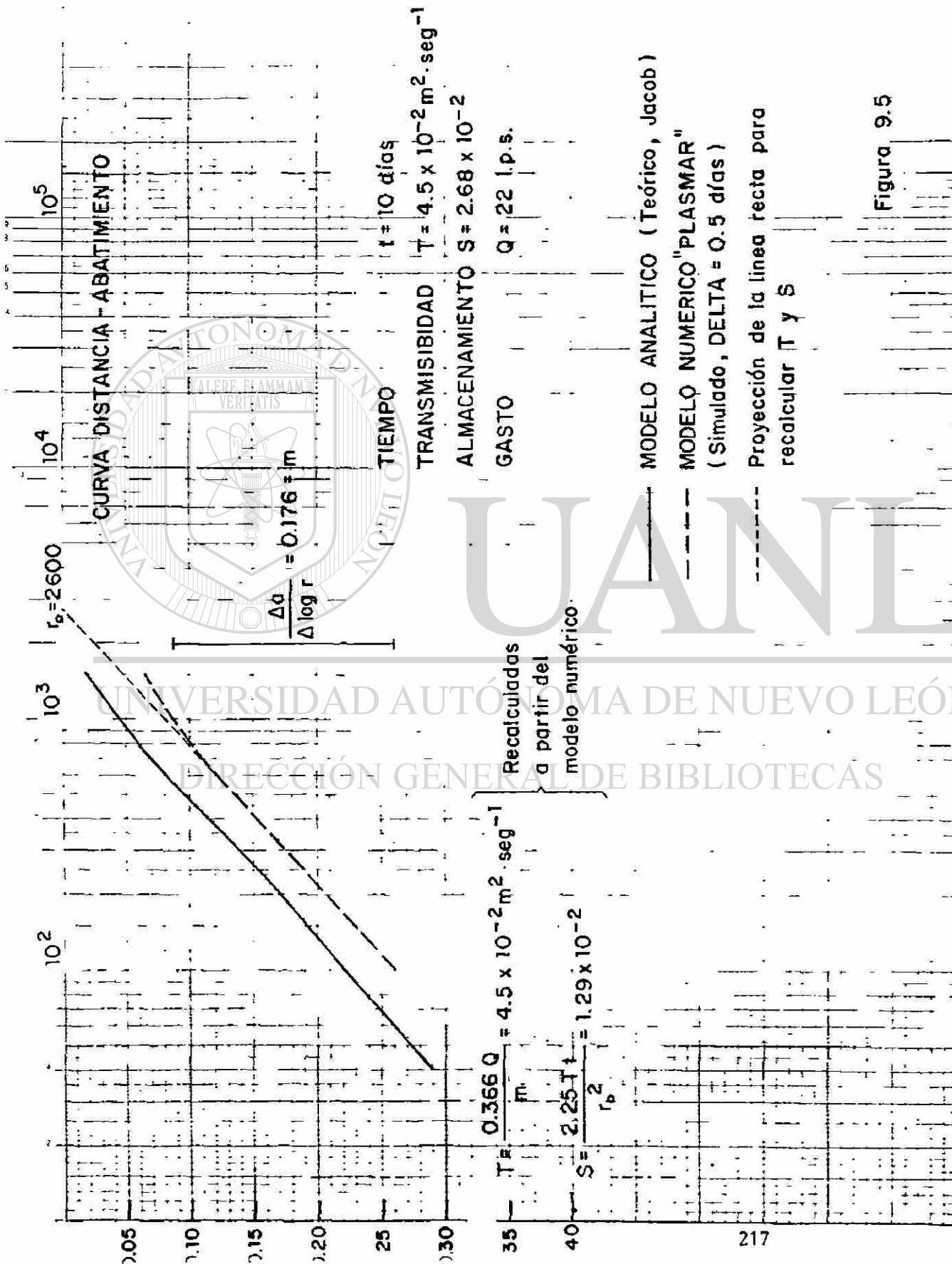


Figura 9.5

TABLA 9.2

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA TIEMPO-
ABATIMIENTO, A UNA DISTANCIA DE 100 mts.

Tiempo (d)	Abatimiento (m)		Diferencia (%) ⁽²⁾
	Analfítico	Númeroico	
0.5	-0.10	-0.09	10.0
1.0	-0.13	-0.13	0.0
1.5		-0.15	
2.0	-0.16	-0.16	0.0
2.5		-0.17	
3.0	-0.17	-0.18	-5.5
3.5		-0.19	
4.0	-0.18	-0.20	-11.1
4.5		-0.21	
5.0	-0.19	-0.21	-10.5
5.5		-0.22	
6.0	-0.20	-0.22	-10.0
6.5		-0.23	
7.0	-0.21	-0.23	-9.5
7.5		-0.24	
8.0	-0.21	-0.24	-14.3
8.5		-0.25	
9.0	-0.22	-0.25	-13.6
9.5		-0.25	
10.0	-0.22	-0.26	-18.1
10.5		-0.26	
11.0	-0.22	-0.27	-22.7
11.5		-0.27	
12.0	-0.23	-0.28	-21.7
12.5		-0.28	

(1) para un DELTA = 0.5 días en el modelo númeroico ^(R) (2) Diferencia en porcentaje definida como:

$$\frac{\text{Analítico} - \text{Númeroico}}{\text{Analítico}} \cdot 100$$

TABLA 9.3

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA TIEMPO-
 ABATIMIENTO A UNA DISTANCIA DE 500 mts.

Tiempo <u>d</u>	Abatimiento (mts.)		Diferencia <u>Δa</u>
	Analítico	Númeroico	
0.5		-0.01	0.01
1.0	-0.01	-0.02	0.01
1.5		-0.03	0.01
2.0	-0.03	-0.04	0.01
2.5		-0.05	0.01
3.0	-0.05	-0.06	0.01
3.5		-0.07	0.01
4.0	-0.06	-0.07	0.01
4.5		-0.08	0.01
5.0	-0.07	-0.08	0.01
5.5		-0.09	0.01
6.0	-0.08	-0.09	0.01
6.5		-0.10	0.02
7.0	-0.08	-0.10	0.02
7.5		-0.11	0.02
8.0	-0.09	-0.11	0.02
8.5		-0.12	0.03
9.0	-0.09	-0.12	-0.03
9.5		-0.12	-0.03
10.0	-0.10	-0.13	-0.04
10.5		-0.13	-0.04
11.0	-0.10	-0.14	-0.04
11.5		-0.14	-0.04
12.0	-0.11	-0.15	-0.04
12.5		-0.15	-0.04

(1) para un DELTA = 0.5 días
 en el modelo numérico

TABLA 9.4

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA
 DISTANCIA-ABATIMIENTO; PARA UN TIEMPO DE $t \approx 1$ día

<u>Distancia</u> (mts)	<u>Analítico</u>	<u>Abatimiento (mts.)</u> Numérico	<u>Diferencia</u> Δa
100	-0.13	-0.13	0.00
200	-0.08	-0.08	0.00
300	-0.05	-0.05	0.00
400	-0.02	-0.03	0.01
500	-0.01	-0.02	0.01
600		-0.01	
700		-0.01	

TABLA 9.5

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA DISTANCIA-ABATIMIENTO; PARA UN TIEMPO DE $t = 5$ dias.

<u>Distancia (mts)</u>	<u>Analítico</u>	<u>Abatimiento (mts.) Numérico</u>	<u>Diferencia Δa</u>
100	-0.19	-0.21	0.02
200	-0.14	-0.15	0.02
300	-0.11	-0.12	0.01
400	-0.09	-0.10	0.01
500	-0.07	-0.08	0.01
600	-0.06	-0.07	0.01
700	-0.04	-0.06	0.02
800	-0.03	-0.05	0.02
900	-0.02	-0.04	0.02
1000	-0.02	-0.04	0.02
1100	-0.01	-0.03	0.02
1200		-0.03	0.02
1300		-0.02	0.02
1400		-0.02	0.02
1500		-0.02	0.02

TABLA 9.6

COMPARACION DE VALORES NUMERICOS Y ANALITICOS PARA
 DISTANCIA-ABATIMIENTO, PARA UN TIEMPO DE $t = 10$ dias

<u>Distancia</u> (mts)	<u>Abatimiento (mts.)</u>		<u>Diferencia</u> Δa
	<u>Analítico</u>	<u>Númeroico</u>	
100	-0.22	-0.26	0.04
200	-0.17	-0.20	0.03
300	-0.14	-0.17	0.03
400	-0.11	-0.15	0.04
500	-0.10	-0.13	0.03
600	-0.08	-0.11	0.03
700	-0.07	-0.10	0.03
800	-0.06	-0.09	0.03
900	-0.05	-0.09	0.04
1000	-0.04	-0.08	0.04
1100	-0.03	-0.07	0.04
1200	-0.03	-0.07	0.04
1300	-0.02	-0.07	0.05
1400	-0.02	-0.06	0.04
1500	-0.01	-0.06	0.05

Utilizando la técnica de la extrapolación de la recta de Jacob, se recalcularon T y S a partir de los datos arrojados por el modelo numérico como se muestra en las figuras 9.3, 9.4 y 9.5.

Los valores de Transmisibilidad (T) y Almacenamiento (S) utilizados como entrada (INPUT) al modelo se presentan junto con los estimados a partir de datos calculados por el modelo, en la tabla 9.7. Los parámetros calculados con las soluciones numéricas muestran una muy buena concordancia con las coeficientes T y S inicialmente dados al modelo.

Las corridas de simulación producen distribuciones razonablemente exactas. Hay tres factores que probablemente contribuyen a las discrepancias observadas, uno es el relacionado con los coeficientes de escalamiento del acuífero (v.gr. $S_{Fi,j}$); el aproximar numéricamente la solución a ecuaciones analíticas; y el hecho de que el modelo de Prickett y Lonquist incluye técnicas de volúmenes vectoriales que requieren que las líneas de flujo de cada volumen vectorial sean paralelas entre sí (ver figura 7.2) siendo esta última circunstancia válida a excepción de los nodos cercanos al pozo de bombeo donde las líneas de flujo convergen una sobre la otra y la sección transversal de flujo decrece continuamente hacia el pozo.

TABLA 9.7
COMPARACION DE PARAMETROS HIDROLOGICOS (1)

Parámetro de Entrada al modelo (2)	Solución Numérica (3)		
	t1	t5	t10
T 4.5×10^{-2} ($m^2 \cdot \text{Seg}^{-1}$)	4.7×10^{-2}	4.4×10^{-2}	4.5×10^{-2}
S 2.68×10^{-2} (Adimensional)	2.23×10^{-2}	1.85×10^{-2}	1.29×10^{-2}

- (1) Análisis para condiciones confinadas con sus respectivas hipótesis limitantes.
- (2) Valores promedios para pruebas de bombeo, realizadas en los pozos A, B y C del Acuífero "EL VIEJON", en Abril de 1984; y alimentados al modelo numérico PLASMAR como datos de entrada.
- (3) Valores obtenidos por el método de la línea recta de Jacob modificado a partir de datos calculados por el modelo "PLASMAR" para tiempos iguales a 1 día, 5 días y 10 días, respectivamente.

Los datos y resultados completos de estas corridas de simulación se presentan en los anexos con el título de PWBI.RES.

9.2 SIMULACION DE LA RECARGA INDUCIDA POR EL RIO

Con el propósito de validar el modelo mediante la comparación de datos reales contra datos generados (simulados), se simuló la recarga inducida por el Río "El Viejón" para un intervalo de tiempo a donde se conocieran los parámetros involucrados. Además de la validación, se trató de simular esa recarga para conocer, durante el régimen influente (del río), la importancia que representa para el balance total de recarga-descarga del acuífero, dados los planes de la SARH de detener ese escurrimiento superficial mediante la construcción de una presa aguas arriba de la cuenca (ver apartados 1.1 y 5.1.2).

Para ello, se seleccionó el intervalo del 15 de Junio al 15 de Julio de 1981 en donde se tenían datos de precipitación, escurrimiento superficial en dos estaciones y profundidades de niveles estáticos al inicio y al final del intervalo. Se formó el modelo conceptual que se presentó en el apartado 8.4 (fig. 8.16). Se alimentó al modelo con las cargas hidráulicas medidas en el acuífero el 15 de Junio de 1981 como condiciones iniciales (fig. 8.17); y de acuerdo a la formulación y modificaciones al modelo presentadas en el apartado 8.5.1 (figuras 8.18 y 8.19), se procedió a realizar las corridas de simulación.

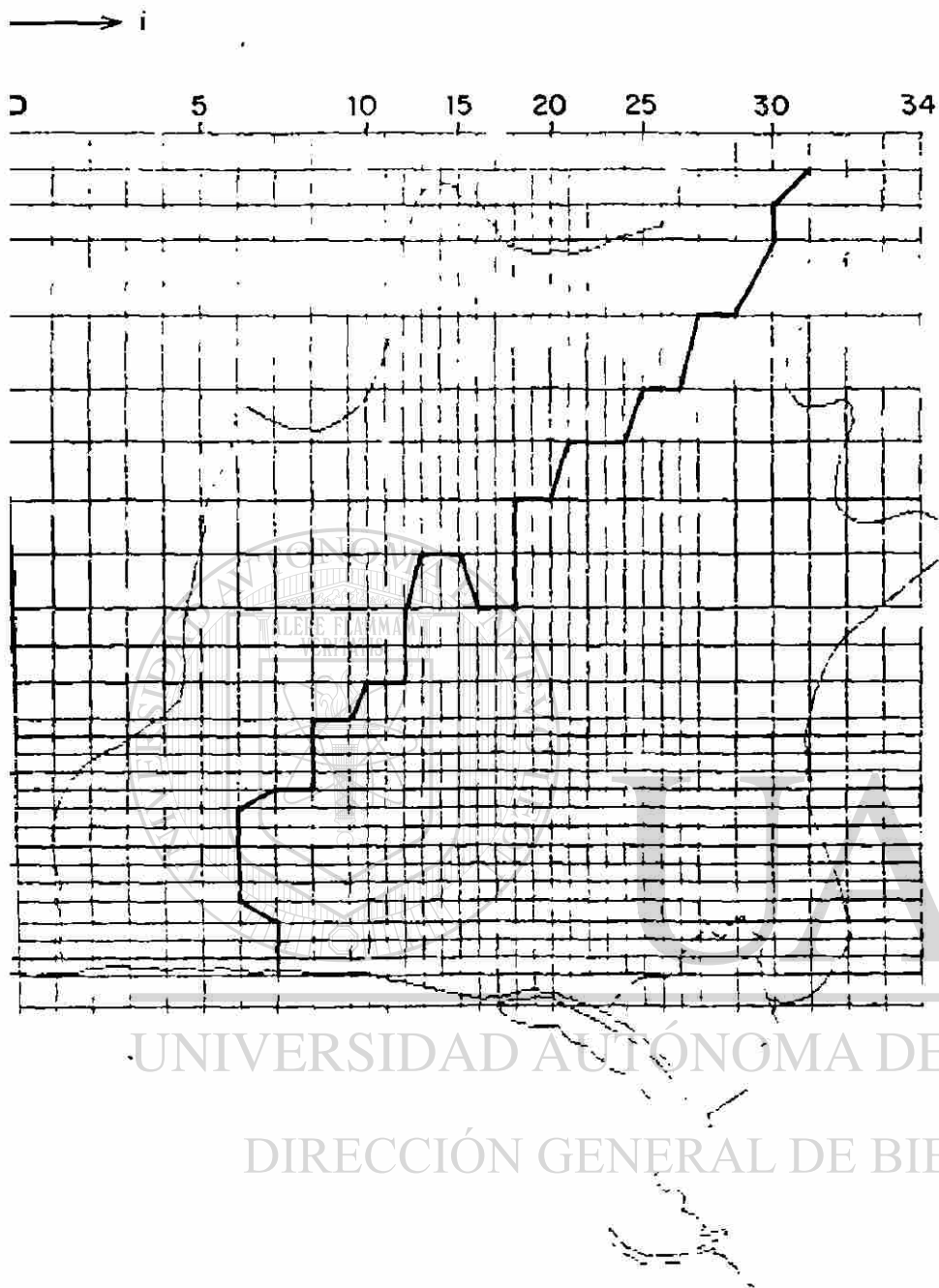
9.2.1 Validación del modelo, comparando la recarga real medida, con la simulada

La figura 9.6 presenta la discretización del río El Viejón sobre la malla de diferencias finitas. La asignación de los parámetros que alimentan al modelo para esta condición fue solamente para los nodos adyacentes al río de acuerdo al criterio de vectores volumétricos presentado en el apartado 8.5.1.

La figura 9.7 presenta los resultados obtenidos de las corridas de simulación después de 30 días, en forma de contornos de elevación del nivel freático en el acuífero; comparándolos con los contornos de elevación del nivel freático medidos el 15 de Julio de 1981.

Es interesante observar como el modelo logra simular la recarga inducida por el río de manera muy aproximada, y la importancia que este hecho reviste. Observese como en la zona baja del acuífero, cerca del área de los pozos y hacia la Laguna Salada y el mar; el acuífero es recargado por el río haciendo que el nivel freático se eleve hasta por cerca de 3 mts (comparece la figura 9.7 con la 8.17).

Igualmente los pequeños conos de abatimientos formados en la zona de pozos, como se ve en la figura 8.17; desaparecen. También se observa que la recarga por el río se manifiesta (con el modelo) solamente en la parte NE del acuífero, mientras que



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

FIGURA 9.6

DISCRETIZACION DEL RIO "EL VIEJON"

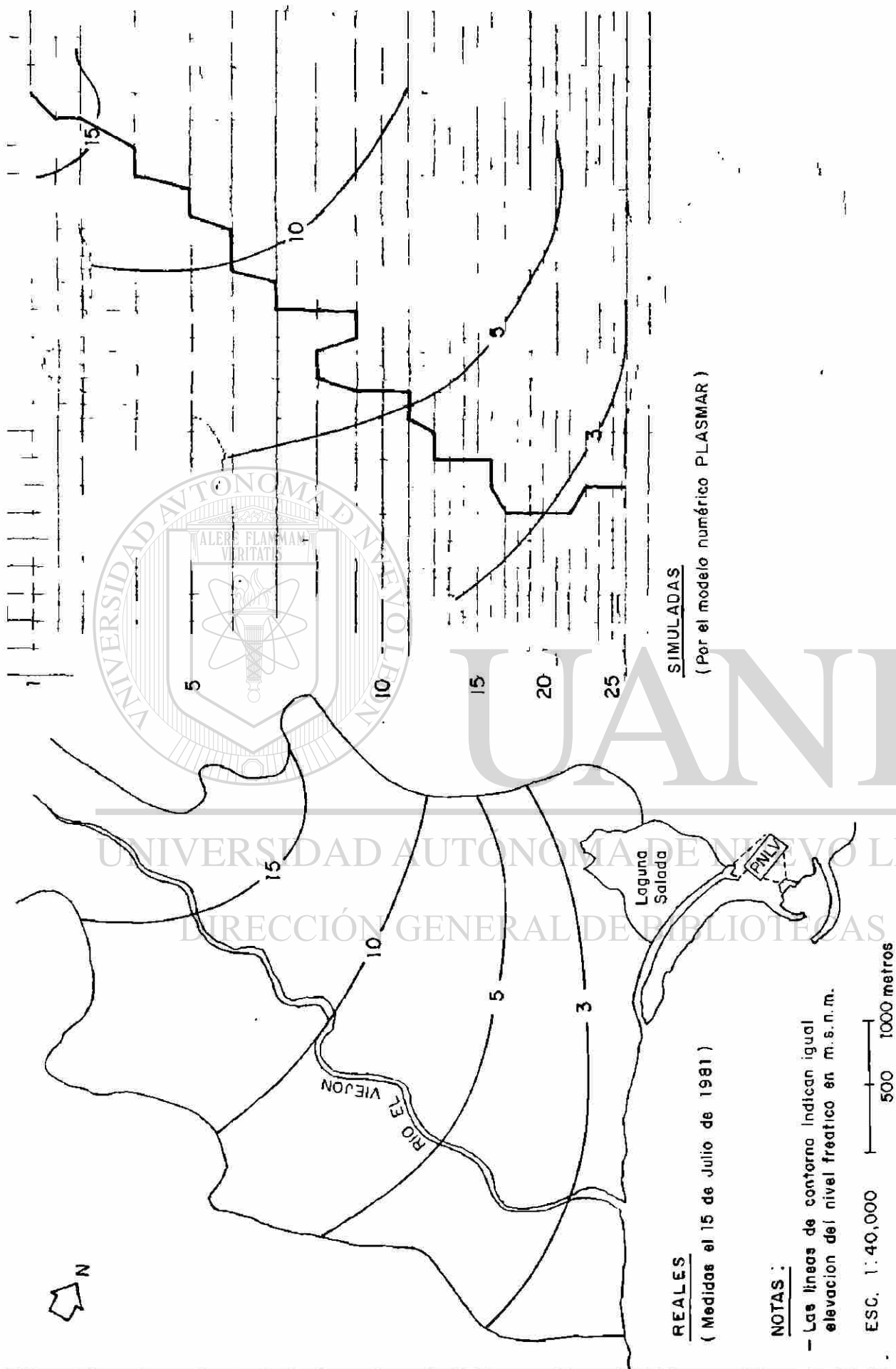


FIG. 9.7 COMPARACION DE LAS CARGAS PIEZOMETRICAS DEL ACUIFERO "EL VIEJON" RECARGADO POR EL RIO, MEDIDAS Y SIMULADAS POR EL MODELO, PARA EL PERIODO JUNIO 15 - JULIO 15 DE 1981.

la recarga en la parte Sur del acuífero no logra ser simulada por el modelo. Lo anterior es comprensible, pues los factores de recarga por el río, distribuidos a lo largo de éste, son volúmenes vectoriales con dirección igual a la del escurrimiento superficial del río, y si se observa la figura 3.8 el flujo subsuperficial en esa zona es también en el mismo sentido.

Por otro lado, se debe tomar en cuenta, que esta simulación no consideró a la recarga por infiltración directa de la precipitación sobre la superficie del terreno.

La documentación completa de las corridas, con el listado de los factores de recarga a lo largo del río, las cargas hidráulicas como condiciones iniciales en cada nodo y los resultados puntuales (i,j) obtenidos, se presentan en los anexos con el título de HEADF.RES.

9.3 SIMULACION DEL DECAIMIENTO DE LA CARGA HIDRAULICA CON BOMBEO VARIABLE-ACUIFERO CON FRONTERAS

La predicción del decaimiento de la carga hidráulica como un esfuerzo para simular diversas condiciones de bombeo y así poder optimizar las tasas de extracción y administrar al recurso de una manera más racional, resultó poco adecuada con el programa original de Prickett y Lonquist. Después de realizar 15 diferentes corridas con el modelo, con condiciones iniciales de cargas hidráulicas; se observó que aquel predecía un comportamiento artesiano (acuífero confinado), estabilizando al

acuifero aproximadamente en un promedio de 60 días de bombeo con lo cual calculaba la misma carga hidráulica en todos y cada uno de los nodos de la malla distribuidos en el acuifero. Después de haber alcanzado una distribución uniforme de cargas, las mantenía hasta por más de 360 días de bombeo continuo.

Estas corridas fueron variadas en sus parámetros "default" (v.gr. DELTA-tiempo, NSTEPS ó pasos de iteración y ERROR para pruebas de convergencia) pero siempre, de una manera muy aproximada, reajustaba las cargas inicialmente dadas como condiciones de entrada hasta estabilizarlas en una misma para todos los nodos, con un balance de agua del 100% y las mantenía así durante el tiempo que duraba la simulación preestablecida.

Estas circunstancias, desde luego, no se pueden presentar en el acuifero "El Viejón" por tratarse de un acuifero de condiciones freáticas. Al no incluir a la permeabilidad por separado, ni al espesor saturado del acuifero como variable ("El Viejón"), el modelo no podía simular la transmisión de agua hacia las zonas de bombeo según el almacenamiento específico variable del acuifero con condiciones freáticas.

Las condiciones de un acuifero no confinado por arriba tienen que ver con el agua liberada del almacenamiento, por gravedad drenada por los intersticios en la porción del acuifero que está siendo explotada. El drenaje por gravedad através de los intersticios decrece el espesor saturado del acuifero, y por lo tanto la transmisibilidad del mismo.

Teniendo esto presente, se recalibró el modelo original de Prickett y Lonquist modificando el programa básico de simulación. Para ello se incluyeron las variables PERM y BOT (ver listado del programa PLASMAR.FOR en los anexos) asignandolos a cada nodo de la malla como valores de conductividad hidráulica y de elevación del fondo del acuífero, respectivamente.

De igual forma se incluyeron secciones de control de la Transmisibilidad de manera que ésta fuera ajustada según fuese la elevación de la carga hidráulica y el espesor saturado del acuífero.

El arreglo del programa para condiciones freáticas fué similar al programa básico de simulación; adicionandole valores de conductividad hidráulica, elevaciones del fondo del acuífero y factores de almacenamiento; discretizadas y asignadas a cada nodo de la malla como se muestra en los archivos PWABC.RES, PBDE.RES y PABCDE3.RES (ver anexos). Se incluyó también la condición NFREAT, que es útil para simular cualquiera de las dos condiciones: freática o artesiana; y las tasas de extracción para bombeo variable que son asignadas en una tarjeta por separado.

Otra observación importante es la relacionada con los valores "default". Cuando se maneja una malla con nodos de espaciamiento uniforme y se sabe, asimismo, de la homogeneidad del acuífero, resulta muy sencillo alimentar al modelo con todos

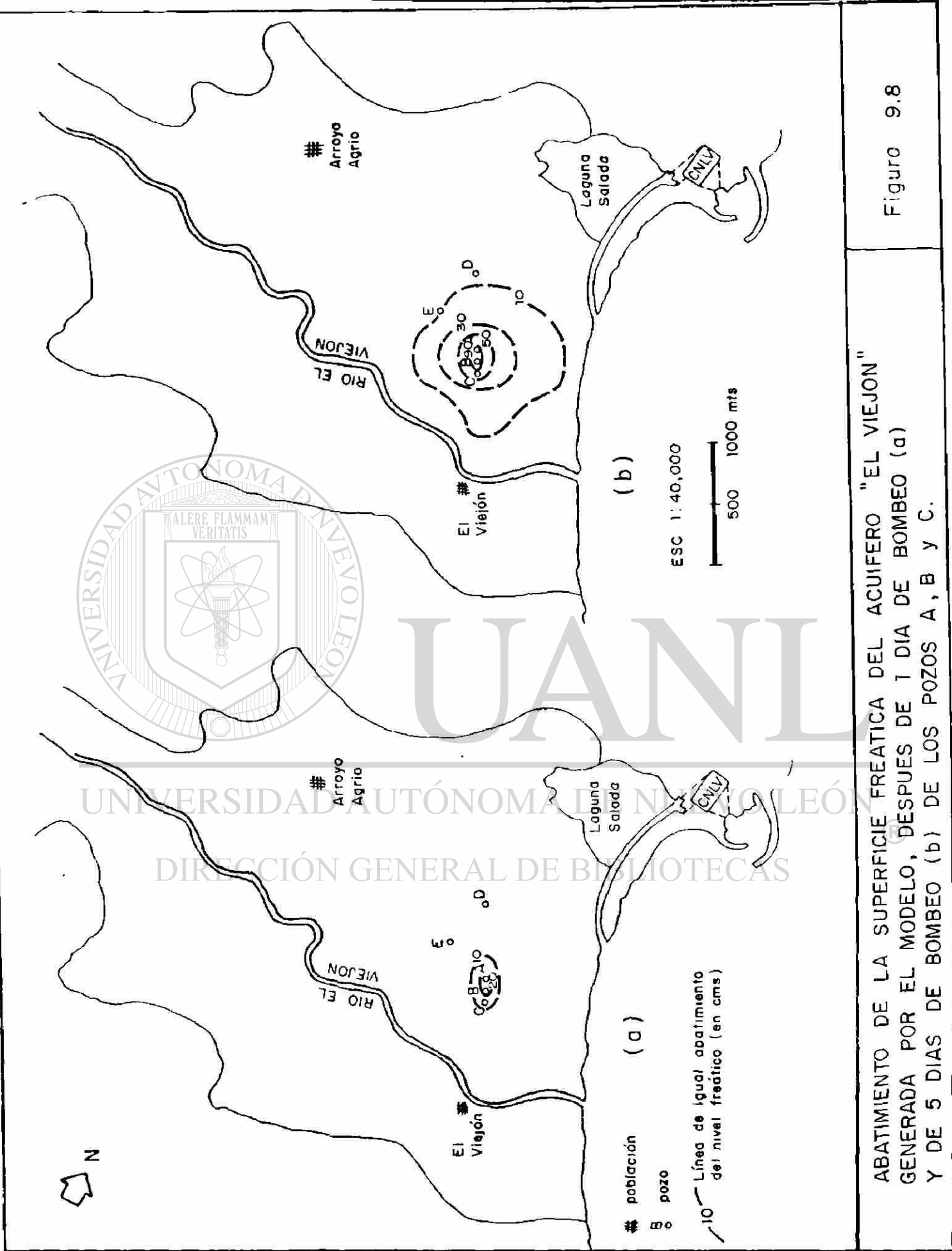
sus valores de T, S, etc., dados en una sola tarjeta y el modelo los tomará por "default" y los asignará a cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas.

En el caso de la malla utilizada para el acuífero El Viejón, realicé el esfuerzo de asignar valores a cada uno de los nodos, en la medida de lo posible, con el propósito de acercar al modelo lo más posible a la realidad.

9.3.1 Resultados obtenidos para tasas de bombeo variable

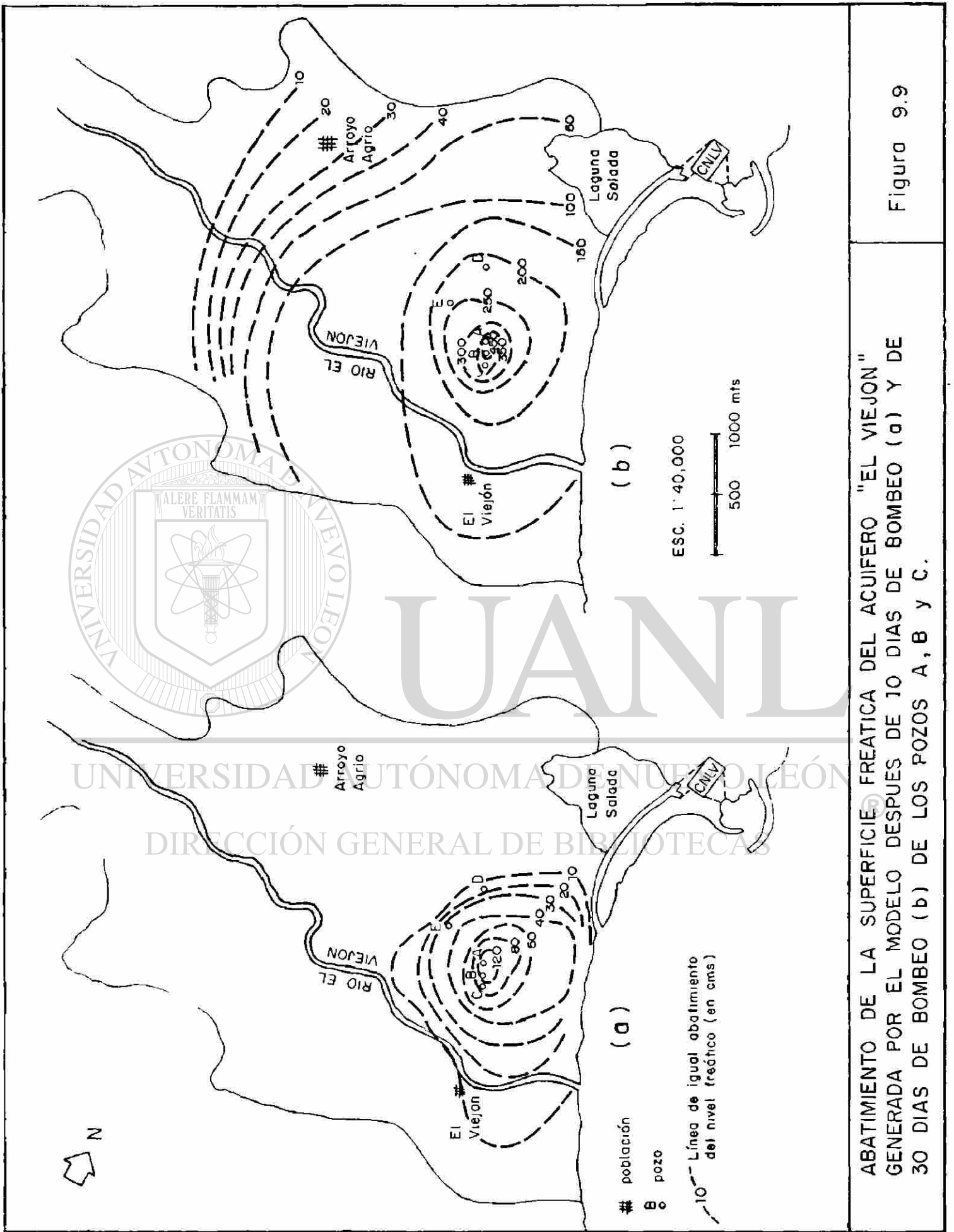
Tomando primeramente a los pozos más cercanos entre sí A, B y C con gastos de bombeo de 20, 22 y 18 l.p.s., respectivamente, se corrió el modelo ya ajustado para condiciones freáticas. Esta corrida se realizó con tasas de bombeo variable según se indicó en el apartado 8.6; la asignación de las tasas se hizo de acuerdo a lo observado en el sitio para las condiciones actuales de construcción, es decir, los pozos se bombean intermitentemente.

Las figuras 9.8 y 9.9 muestran el abatimiento de la superficie freática del acuífero "El Viejón", generada por el modelo digital para 4 tiempos seleccionados, 1, 5, 10 y 30 días, de bombeo intermitente. Se observa que a los 30 días de haberse iniciado el bombeo se forma un cono de abatimiento alrededor de los pozos A, B y C de hasta 4.5 mts, y la curva envolvente correspondiente a los 2.0 mts se extiende hasta 250 mts antes de la línea de costa; mientras que la de 1.0 m llega a los límites



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUIFERO "EL VIEJON" GENERADA POR EL MODELO, DESPUES DE 1 DIA DE BOMBEO (a) Y DE 5 DIAS DE BOMBEO (b) DE LOS POZOS A, B Y C.

Figura 9.8



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUÍFERO "EL VIEJÓN" GENERADA POR EL MODELO DESPUÉS DE 10 DÍAS DE BOMBEO (a) Y DE 30 DÍAS DE BOMBEO (b) DE LOS POZOS A, B Y C.

Figura 9.9

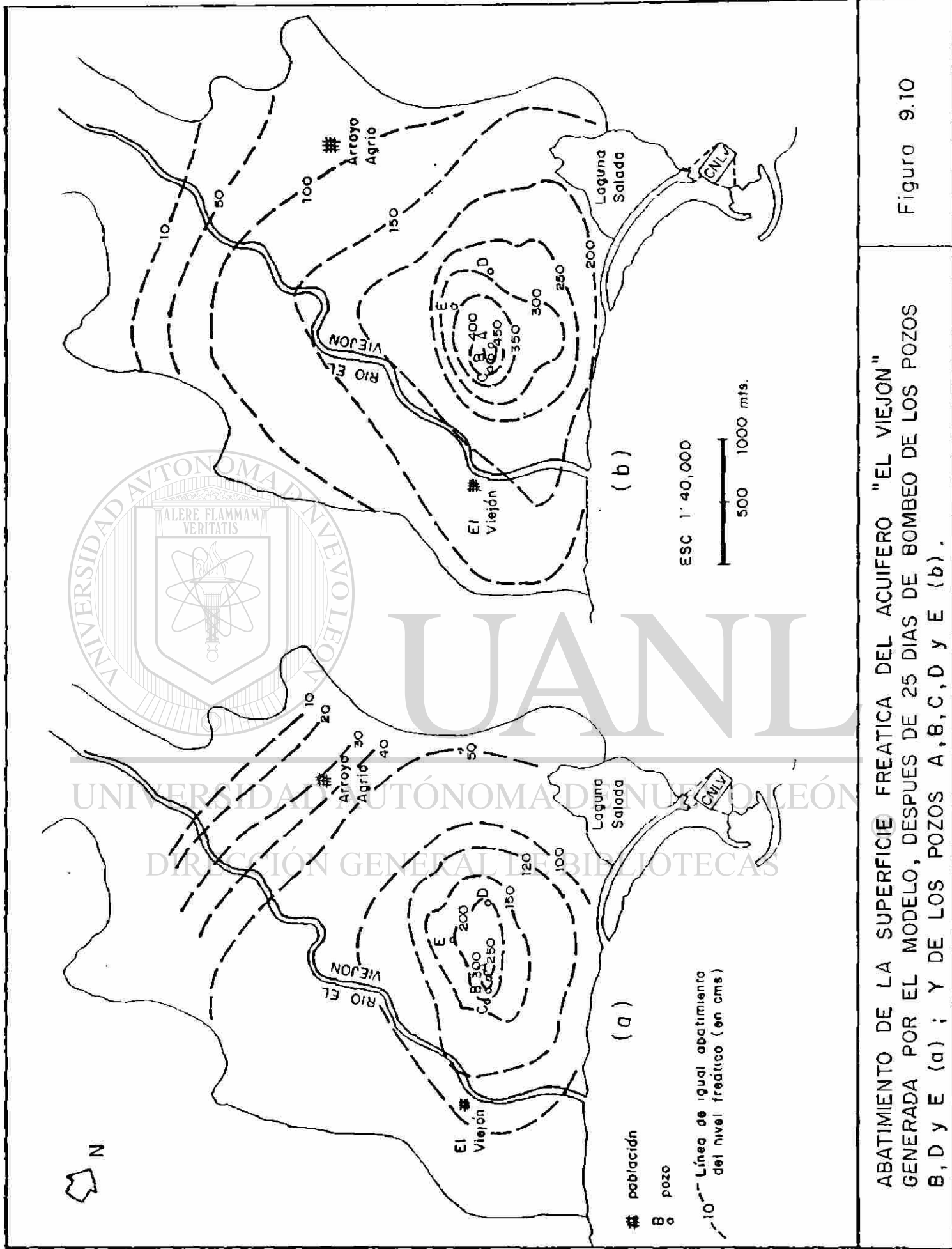
de la Laguna Salada.

Tomando en cuenta que el bombeo intermitente fué arreglado aproximadamente a 12 hrs de bombeo por pozo, es decir, mientras el pozo B bombeaba por 12 hrs los otros dos descansaban, etc. (ver apartado 8.6); se podría decir que de los 60 l.p.s. de la suma de los gastos de los tres pozos, aproximadamente 30, corresponderían a una tasa de extracción constante.

De manera similar se arreglaron las tasas de extracción de los pozos B, D y E y se corrió el modelo para observar el comportamiento de los abatimientos generados por los mismos. La extracción intermitente de estos pozos, sumando sus gastos individuales corresponde también a 30 l.p.s. de extracción constante, aproximadamente.

Para comparar la influencia del bombeo para varias condiciones, se corrió el modelo tomando a los 5 pozos (A,B,C,D y E) con tasas de extracción variable. En total, bombeando a cada pozo a 20 l.p.s., serían 100 l.p.s. y con la extracción intermitente, la tasa constante sería de 50 l.p.s. aproximadamente.

La figura 9.10 muestra los abatimientos de la superficie freática del acuífero "El Viejón" generada por el modelo después de 25 días de bombeo. En ella se puede comparar la influencia del bombeo de los pozos B, D y E (9.10-a) con la de los pozos A, B, C, D, y E (9.10-b).

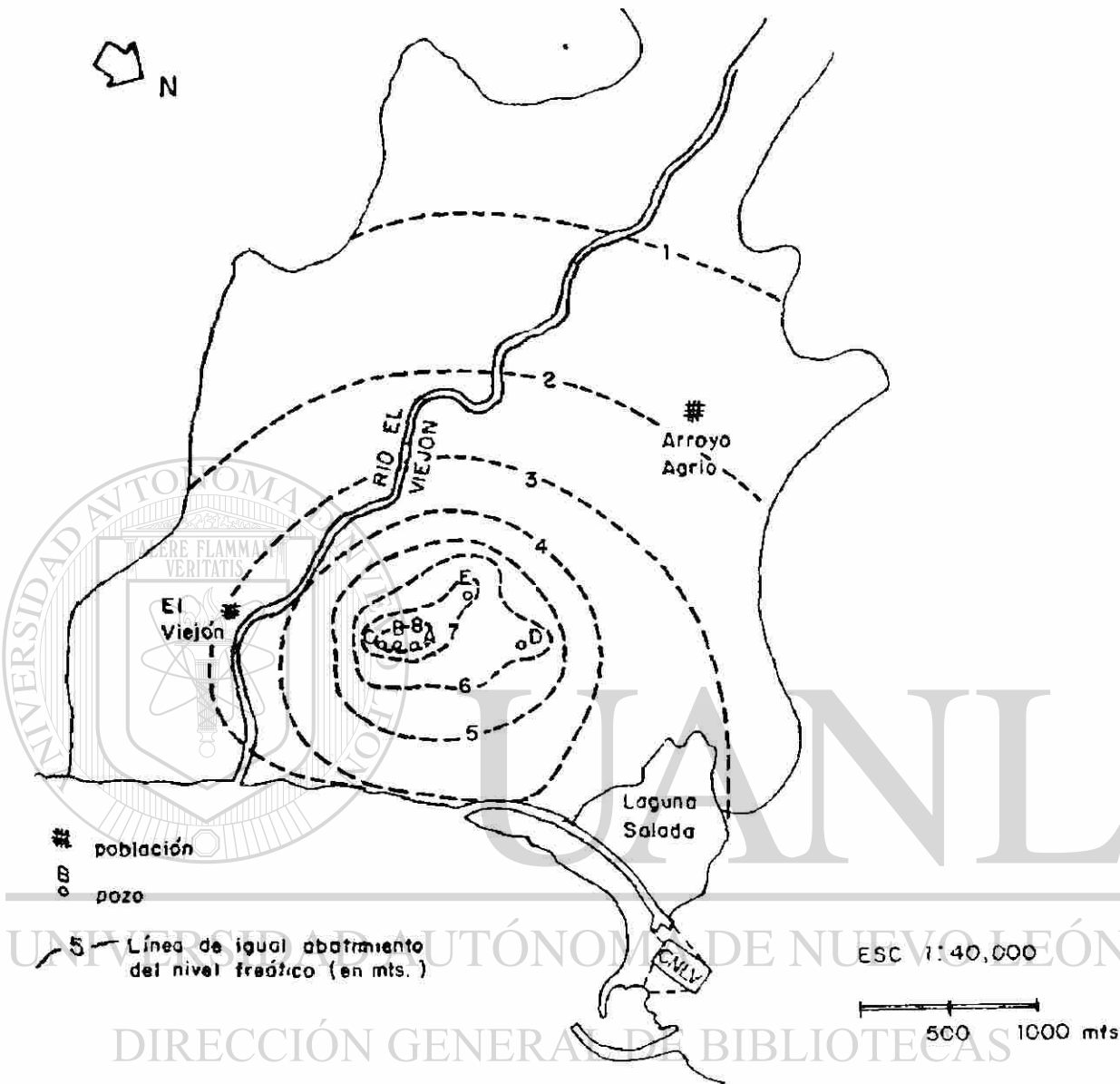


Se observa en la figura 9.10, que el máximo cono de abatimiento generado en el área es de 2.5 mts, y que a 300 mts antes de la línea de costa el abatimiento se extiende a 1.2 mts, mientras que en en la Laguna Salada la influencia del bombeo llega a ser de 0.5 mts.

Por otro lado, al bombear los 5 pozos (intermitentemente), el abatimiento se extiende justamente hasta la altura de la línea de costa hasta en 2.0 mts, después de los 25 días de bombeo (fig. 9.10-b); y la línea de igual abatimiento igual a 1.5 mts llega a abarcar a la Laguna Salada.

Para poder observar la influencia del bombeo en una condición drástica, se corrió el modelo tomando a los 5 pozos con un bombeo constante y continuo durante 30 días para un gasto total de 100 l.p.s. La figura 9.11 muestra para la zona baja del acuífero (área de interés), los abatimientos generados con esa condición. Se observan ahí zonas de abatimiento de hasta 6.0 mts; y la línea de isoabatimiento igual a 3.0 mts llega a estar a solo 200 mts de la línea de costa, abarcando buena parte de la Laguna Salada y llegando a estar a solo 50 mts del canal de descarga de la CNLV.

Es importante mencionar que todas estas corridas se realizaron tomando en cuenta a la extracción proveniente exclusivamente del almacenamiento del acuífero. Si se considera a una condición extrema anual como la presentada en la figura 4.6 y si se mantuviese un bombeo simultáneo y constante de los 5



ABATIMIENTO DE LA SUPERFICIE FREÁTICA DEL ACUIFERO "EL VIEJON" GENERADA POR EL MODELO, DESPUES DE 30 DIAS DE BOMBEO ININTERRUMPIDO DE LOS POZOS A, B, C, D y E

FIGURA 9.11

pozos (100 l.p.s.) se induciría la intrusión salina hasta en 300 mts costa adentro.

Por ahora, la extracción no es mayor a los 30 l.p.s. para satisfacer las necesidades de la CNLV, sin embargo se puede observar que aún así, sería preferible bombear a uno de los pozos A, B ó C junto con el D y el E; y de esa forma evitar problemas en los pozos mismos; pues como se observa (figura 9.9-b), se genera la sobreposición de sus conos de abatimiento y puede traer como consecuencia problemas de reducción de gastos, problemas electromecánicos en sus equipos, etc. (Rivera, 1983).

Por otro lado, la recarga del río "El Viejón" representa un aspecto sumamente importante pues ayuda a balancear las recargas-descargas (naturales e inducidas) del acuífero, evitando así la generación permanente de conos de abatimiento (ver apartado 9.2).

Los resultados completos de las corridas del modelo descritas aquí, se presentan en el anexo II, archivos: PWABCF.RES, PBDE.RES, PABCE3.RES y PABCDETO.RES.

10.0 CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes derivadas de esta tesis son las siguientes:

-El modelo de Prickett y Lonquist es bastante versátil y es factible de manejar diversas condiciones de acuífero entre las que destacan las condiciones artesianas y las freáticas; puede manejar flujo tridimensional en algunos casos; permite el uso interactivo de varios periféricos de cómputo con la adición de algunos comandos simples que llamen a paquetes de software del propio sistema de cómputo; y permite con bastante eficiencia simular el bombeo tanto simultáneo como intermitente de hasta 12 diferentes tasas de extracción variable.

-Las corridas con este modelo son bastante rápidas y eficientes, y el tiempo de CPU se minimiza bastante al utilizar mallas de espaciamiento uniforme.

-Las corridas de simulación para condiciones artesianas nunca emiten truncamiento por problemas de convergencia, aún y cuando se utilicen mallas con espaciamiento variable.

-Para ciertas condiciones resulta práctico simular comportamiento artesiano; es más rápido, consume menos tiempo de CPU y es menos compleja la implementación de datos de entrada (INPUT), aunque tiene la desventaja de no predecir con certidumbre las pérdidas de cargas hidráulicas como consecuencia de flujo intersticial por gravedad.

-Se debe realizar el esfuerzo de simular las condiciones freáticas principalmente para predecir caídas de potencial hidráulico como consecuencia del bombeo; aunque en este caso la implementación del modelo en sus datos de entrada (INPUT) resulta más difícil dado el cambio areal del espesor saturado del acuífero y por lo tanto su transmisibilidad.

-La importancia que tiene el río como fuente de recarga del acuífero es relevante y de ninguna manera deberá ser detenido su escurrimiento por la construcción de una presa aguas arriba.

-El valle de "El Viejón" que forma al acuífero del mismo nombre se beneficia cíclicamente con la captación del escurrimiento superficial que se genera arriba de de la cuenca en la zona montañosa, en donde la precipitación excede a los 1500 mm anuales, y que baña al valle por medio del río el Viejón.

-Al detener el flujo superficial que llega al valle y aumentar el bombeo de acuerdo a los planes futuros, podría reducir la extracción del gasto de demanda de la CNLV e inducir irreversiblemente la intrusión salina.

-No es recomendable tampoco, el asentamiento en el valle, de poblaciones mayores a las actuales en lo futuro, pues al ampliar la Central y aumentar su gasto de demanda, se estaría en el límite del balance natural del acuífero, pues aunque existen excedentes anuales de agua, la formación de aluvión no tiene la capacidad de almacenamiento suficiente dada su geometría.

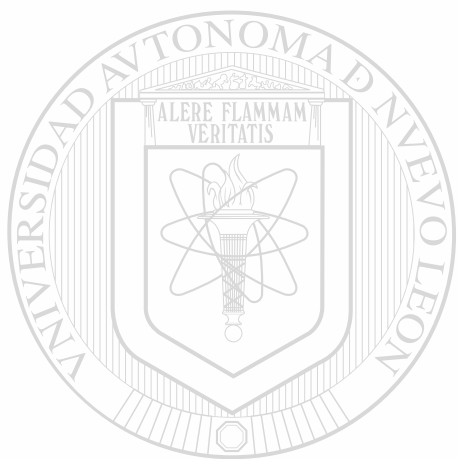
-Se observó que el mejor arreglo de bombeo para las condiciones actuales, es el de utilizar a los pozos B, D y E.

-Es posible manejar un gasto constante en el intervalo de 50 a 60 l.p.s. aunque de ninguna manera es recomendable que éste sea extraído simultáneamente de los pozos A, B y C.

-Las simulaciones para predecir el decaimiento de cargas hidráulicas fueron de alguna manera predicciones puras ya que afortunadamente el acuífero mantiene su balance natural de recarga-descarga y por lo tanto las predicciones no pueden aún compararse con el comportamiento real. Sin embargo, debido a que el acuífero no ha sido sujeto todavía a bombeo exhaustivo (continuo), el uso del modelo para predecir decaimientos futuros de la carga hidráulica es desde luego, de alguna manera cuestionable y deberá ser validado en el futuro a medida que se

incremente la extracción de agua en el acuífero.

-Es conveniente continuar como hasta ahora con las mediciones piezométricas, pues el conocimiento de éstas resulta sumamente valioso tanto para mejorar el entendimiento del acuífero como para validar y utilizar al modelo como herramienta predictiva.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



REFERENCIAS

- Appel, C.A., y J.D. Bredehoeft, 1976. Status of ground water modeling in the U.S. Geological Survey. U.S. Geological Survey Circular 737. 9 pp.
- Bachmat, Y., B. Andrews, D. Holtz, y S. Sebastian, 1978. Utilization of numerical Groundwater Models for water resources management. U.S. Environ. Prot. Agency Report EPA-600/8-78-012. 178 pp.
- Bachmat, Y., J. Bredehoeft, B. Andrews, D. Holtz y S. Sebastian, 1980. Groundwater Management: The use of numerical models. American Geo. Union. Water Resources Monograph 5. 127 pp.
- Bear, J., D. Zaslavsky y S. Irmy, 1968. "Physical principals of water percolation and Seepage", UNESCO Paris, 465 pp.
- Bear, J., 1979. Hydraulics of Groundwater. Technion-Israel Institute of Technology 536 pp McGraw-Hill. New York, N.Y.
- Boulton, N.S., 1963. Analysis of data for non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. Proc. Inst. Civ. Engrs. (Londres), 26, 469-482 (y discusión posterior; pags

Boulton, N.S., 1942. The steady Flow of groundwater to a pumped well in the vicinity of a river. The Philosophical Magazine v. 7:34-50.

Bower, H. 1978. Ground Water Hydrology. McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering.

Cooley, R.L., 1971. A finite difference method for variable saturated porous media: Application to a single pumping well. Water Resources Research. v.7., no. 6 pp. 1607-1625

Cooper, H.H. y C.E. Jacob, 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. Am. Geophys. Union Trans. 27:526-534.

Custodio, M. y M.R. Llamas, 1976. Hidrología Subterránea. Tomos I y II. Ed. Omega. Barcelona, España.

Chow, V.T., 1962. Hydrologic Determination of Waterway Areas for the design of drainage structures. Small drainage basins. Univ. Ill. Eng. Expt. Sta. Bull 462

De Wiest, R.J.M., 1966. On the storage coefficient and the equations of Ground-Water Flow. Jour. Geophys. Research, v. 71, no 4, Febrero 15.

Drake, R.L., F.J. Molz, I. Remson, y A.A. Fungaroli, 1969.® "Similarity approximation for radial subsurface flow problem", Water Resources Research, vol. 5 673-684.

Forsythe, G.E. y W.R. Wasow, 1960. Finite-Difference Methods for partial differential equations: New York, John Wiley and Sons.

F.S.A.R., 1979. Final Safety Analysis Report. Sección 2.4 y 2.5 Hydrologic Engineering y Geology. Tomo II capítulo 2. CFE/PNLV.

INFORME AMBIENTAL, 1980. Meteorología, sección 1.3 Ingeniería Ambiental PNLV/CFE Tomos I, II, y III

INFORME AMBIENTAL, 1980. Hidrología, sección 1.4. Ingeniería Ambiental PNLV/CFE tomos I,II y III

Jensen, M.E. y R.J. Hanks, 1967. "Nonsteady-state drainage from porous media", J. Irr.Dr. Div. ASCE, vol. 93, no. IR3 209-231.

Jeppson, R.W. y R.W. Nelson, 1970. "Inverse formulation and finite-difference solution to partially saturated seepage from canals". Soil Sci. Soc.Am. Proc., vol 34, 9-14.

Hantush, M.S. 1965. Wells near streams with semipervious beds. Journal Geophysical Research v. 70(12)

Karplus, W.J., 1958. Analog simulation. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y.

Kruseman, G.P. y N.A. DeRidder, 1975. Analysis and Evaluation of pumping test data. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Holanda Bulletin 11s pp 212

Mercer, J.W. y C.R. Faust, 1980. Ground-Water Modeling: Recent Developments. GROUNDWATER vol. 18, no.6, pp. 569-577

Mercer, J.W. y C.R. Faust, 1981. Ground Water Modeling. I.G.W.M.C. y N.W.W.A. pag. 1-8.

Moore, J.E., 1979. Contribution of groundwater modeling to planning. Journal of Hydrology. v. 43(oct), pp. 121-128.

Mooser, H.F. y S. Soto, 1978. Geology around Laguna Verde. FSAR section 2.5 Geology. CFE. M2.5.3

Narasimhan, T.N. y P.A. Whitherspoon, 1976. An integrated finite difference method for analyzing fluid flow in porous media. Water Resources Res. v 12, no.1 pp 57-64

Peaceman, D.W y H.H. Rachford jr., 1955. The numerical solution of parabolic and elliptic differential equations. Journal Society of Industrial and Applied Mathematics v. 3:28-41.

Pinder, G.F. y J.D. Bredehoeft, 1968. Application of the digital computer for aquifer evaluation. Water Resources Research v. 4 (5).

Prickett, T.A. y C.G. Lonquist, 1971. Selected digital computer techniques for groundwater resource evaluation. Illinois State Water Survey Bull. 55, Urbana. 62 pag.

Prickett, T.A., 1979. Ground-Water computer models-state of the art. Ground Water v. 17, no 2, pag 167-173.

Prickett, T.A. 1965. Type-curve solution to aquifer tests under water table conditions. Groundwater 3, 3:5-14.

Residencia de Estudios Geológicos-Zona Golfo. Julio 1981. Pruebas de permeabilidad "Lefranc" en el valle "El Viejón". CFE P.N. Laguna Verde. 10 p.

Richtmeyer, R.D. y K.W. Morton, 1967. Difference Methods for initial value problems. New York Intersciences.

Rivera, A., 1982. Informe sobre pruebas de bombeo en los pozos A, D y E del Proyecto Nucleoeléctrico Laguna Verde. CFE-Ingeniería Ambiental.

Rivera, A. y R.E. Favela, 1982. Determinación de la Avenida Máxima Probable (AMP) en las cuencas de los ríos Barranca Hernández y El Viejón. DIA PNLV/CFE. 38 pag.

Rivera, A., 1982. Informe sobre los pozos 4 (D) y 5 (E) que abastecen a la PNLV. CFE/PNLV- Ingeniería Ambiental.

Rivera, A., Septiembre 1983. Anteproyecto de localización y diseño preliminar del pozo de agua no. 6 para la etapa de operación de la PNLV. CFE-Ingeniería Ambiental. 34 pag.

Rivera, A., O. Calzada, M. Gonzáles, R.E. Favela y M.A. Valdovinos, 1984. Informe sobre pruebas de bombeo realizadas en los pozos A, B y C del proyecto nucleoeléctrico Laguna Verde en Abril de 1984. CFE-Ingeniería Ambiental. 38 pag.

Sahni, B.M. y H.B.S. Seth, 1979. Determination of storage coefficient without observation wells. Ponencia presentada en la III Conferencia Internacional sobre Recursos Hidráulicos, Ciudad de México. Pags 2648-2656.

S.A.R.H., 1977. "Boletín Hidráulico No. 56". Secretaria de Recursos Hidráulicos S.A.R.H.

Saulýev, V.K., 1964. Intergration of equations of parabolic type by the method of nets. G.J. Tee, Trans: New York, MacMillan.

Smith, G.D., 1965. Numerical solution of partial differential equations. New York, Oxford Univ. Press.

Soliman, M.M. 1972. "Determination of some hydrological factors with a well recorder", Proceedings Second International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado, USA; pp 74-79

Theis, C.V., 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage: Trans. Am. Geophys. Union, v. 16 pp 519-524

Thomas, R.G., 1973. Ground Water Models. Irrigation and drainage paper 21, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome. 192 pp.

Trescott, P.C., G.F. Pinder y S.P. Larson, 1976. Finite-difference model for aquifer simulation in two dimensions with results of numerical experiments. U.S. Geological Survey. Technics of Water Resources Investigations. Book 7, chap. C1, 116 pag. ®

DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tyson, H.N. y E.M. Weber, 1964. Groundwater management for the nation s future- computer simulation of ground water basins. J. Hydraul. Div. Amer. Soc. Civil Eng. v. 90, HY4, pp 59-77.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

®