

27  
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

EVALUACION Y EXPLOTACION  
DE AGUA SUBTERRANEA

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO PETROLERO**  
P R E S E N T A I

VICTOR ANGEL RODRIGUEZ GOMEZ

*Luis Daniel Andrade Gonzales*



MEXICO, D. F.

1992

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN.



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE.

### CAPITULO I INTRODUCCION.

I.1 INTRODUCCION.	2
I.2 OBJETIVO.	3
I.3 METODOLOGIA.	4
I.4 GLOSARIO.	4

### CAPITULO II CARACTERISTICAS HIDROGEOLOGICAS DEL EMBALSE SUBTERRANEO.

II.1 INTRODUCCION.	11
II.2 GEOMETRIA Y ESTRUCTURA DE LOS TIPOS DE ROCA.	11
II.2.1 Generalidades.	11
II.2.2 Rocas No Consolidadas.	12
II.2.3 Rocas Igneas Intrusivas y Metámorficas.	15
II.2.4 Rocas Igneas Extrusivas.	18
II.2.5 Rocas Sedimentarias Consolidadas.	20
II.3 POROSIDAD Y PERMEABILIDAD.	23
II.3.1 Generalidades.	23
II.3.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metámorficas.	20
II.3.3 Rocas Igneas Extrusivas.	20
II.3.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.	31
II.3.5 Rocas No Consolidadas.	33
II.4 OBRAS TÍPICAS DE CAPTACION.	33
II.4.1 Rocas No Consolidadas.	33
II.4.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metámorficas.	34
II.4.3 Rocas Igneas Extrusivas.	35
II.4.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.	36
II.5 CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA.	38
II.5.1 Generalidades.	38
II.5.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metámorficas.	30
II.5.3 Rocas Igneas Extrusivas.	40
II.5.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.	41
II.5.5 Rocas No Consolidadas.	41

### CAPITULO III MECANICA DEL MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA.

III.1 INTRODUCCION.	46
III.2 LEY DE DARCY.	46
III.2.1 Ley de Darcy.	46
III.2.2 Validez de la Ley de Darcy.	49
III.2.3 Generalización de Dupuit para la Ley de Darcy.	51
III.3 EL CONCEPTO DE POTENCIAL.	52
III.4 ECUACION GENERAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA.	59
III.5 REDES DE FLUJO.	69
III.5.1 Redes de Flujo por Construcción Gráfica.	69
III.5.2 Sistemas Homogéneos e Isótopos.	70
III.5.3 Sistemas Heterogéneos y la Ley de la Tangente.	74
III.6 FLUJO RADIAL.	77
III.6.1 Flujo Radial.	77
III.6.2 La Solución de Theis.	80

### CAPITULO IV EVALUACION DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS Y SUBTERRANEOS.

IV.1 INTRODUCCION.	86
IV.2 MODELO CONCEPTUAL DE FUNCIONAMIENTO.	86
IV.2.1 El Acuífero como un Sistema.	86
IV.2.2 Modelo Conceptual de Funcionamiento (M.C.F.).	90
IV.3 ECUACION DE BALANCE VOLUMETRICO.	94
IV.3.1 Ecuación de Balance Volumétrico Partiendo de una Ecuación Diferencial.	94
IV.3.2 Expresión Algebraica de la Ecuación de Balance Volumétrico.	98
IV.4 SISTEMA RECARGA-DESCARGA Y VARIACION DEL ALMACENAMIENTO.	100
IV.4.1 Sistema Recarga-Descarga.	100
IV.4.2 Infiltración y Evaporación.	102
IV.4.3 Comunicación Horizontal y Vertical con otros Acuíferos.	109
IV.4.4 Recarga Artificial y Extracción.	112
IV.4.5 Variación del Almacenamiento.	115

IV.5 VOLUMEN ALMACENADO (DISPONIBLE O EXPLOTABLE).	123
IV.5.1 Reservas en Aguas Subterráneas.	123
IV.5.2 Recursos en Aguas Subterráneas.	130

## CAPITULO V TECNICAS DE EXPLOTACION.

V.1 INTRODUCCION.	139
V.2 EXPLORACION DIRECTA.	139
V.2.1 Métodos Geológicos de Superficie.	139
V.2.2 Métodos Geológicos Subsuperficiales.	140
V.3 EXPLORACION GEOFISICA.	141
V.3.1 Prospección Geofísica.	141
V.3.2 Clasificación de los Métodos.	142
V.3.3 Método Magnético.	143
V.3.4 Método Gravimétrico.	143
V.3.5 Corrientes Térmicas.	144
V.3.6 Potencial Propio.	144
V.3.7 Potencial Inducido.	145
V.3.8 Método Eléctrico Resistivo.	145
V.4 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACION.	147
V.4.1 Clasificación de las Obras de Captación.	147
V.4.2 Zanjas, Drones y Galerías.	148
V.4.3 Pozos, y Pozos con Drones Radiales.	151
V.4.4 Sondeos de Explotación.	160
CONCLUSIONES.	173
BIBLIOGRAFIA.	178

# CAPITULO I

## Introducción.

## I.1 INTRODUCCION.

Los recursos naturales, en la actualidad son un tema del cual se habla mucho en los medios de comunicación, constituyen una preocupación mundial por a protegerlos y preservarlos. Por otra parte dentro de los recursos naturales que el ser humano puede disponer, de los cuales se pueden mencionar, se encuentran el petróleo, los bosques (máderas), la vegetación, la fauna y por último el agua, la cual puede ser superficial o subterránea, que es el tema que trata el presente trabajo.

Por otro lado, también es necesario darse cuenta de que la sobreexplotación de los recursos naturales y el daño al medio ambiente son algo que a muchas personas les está preocupando y que a todos debería de preocuparnos. De aquí que el ingeniero siempre trate de resolver problemas y explotar los recursos de una forma óptima o racional, basándose en aspectos técnicos.

En esta situación es donde la evaluación y explotación del agua subterránea retoma su importancia, analizándola desde dos puntos de vista ingenieriles. El primero, la evaluación oportuna y la elección adecuada de los medios de explotación (obras de captación), permiten determinar la forma racional de la explotación de los recursos hidráulicos superficiales y subterráneos; hidráulicos porque forman un sistema que es el objeto de estudio en este trabajo. La consideración anterior lleva a un desarrollo sostenible de una región, el cual se puede explicar de la siguiente forma; la evaluación y explotación de una región determinada debe de permitir satisfacer las necesidades para que una actividad, tal como la agrícola, industrial, urbana, ganadera, etc. se desarrolle y mantenga durante el tiempo que sea necesario y que el efecto que causa este desarrollo (explotación) a la región dada no se convierta en un daño irreparable o mayor.

El segundo punto de vista es que con la situación actual, en la que cada vez es mayor la preocupación por los recursos naturales, la ingeniería tiene la oportunidad de recuperar algo del terreno perdido por la técnica ante otros aspectos, ya que para desarrollar cualquier

proyecto rigen principalmente aspectos económicos, políticos, sociales, legales, intereses personales o de determinados grupos y por desgracia al último el ingenieril o técnico. Ahora es cuando el ingeniero debe de exponer que para explotar racionalmente los recursos hidráulicos y subterráneos para beneficio de todos es necesario llevar a cabo una evaluación real de los recursos y aplicar las técnicas adecuadas de explotación, reduciendo o sacrificando algunos de los aspectos anteriormente mencionados. Tal vez el realizar algún proyecto basándose en aspectos técnicos sea más caro, pero para esto el ingeniero tiene las herramientas técnicas con las cuales puede validar el costo o repercusiones que estas pueden tener en lo social, político, económico, etc.; el punto anteriormente expuesto no sólo se refiere para el caso de los recursos hidráulicos y subterráneos, sino para todas las áreas de la ingeniería.

## 1.2 OBJETIVO.

Los objetivos del presente trabajo se pueden agrupar en dos: temáticos y académicos.

Desde el punto de vista temático se tienen:

- 1.- Establecer la teoría y principios básicos para llegar a hacer una evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos.
- 2.- Conjuntar la teoría y principios básicos con la metodología necesaria para realizar una evaluación.
- 3.- Junto con la evaluación llegar a seleccionar el medio de captación adecuado para realizar una explotación racional de un embalse subterráneo.

Desde el punto de vista académico:

- 1.- Realizar la parte escrita que es requisito para el examen profesional con el fin de adquirir el grado de licenciatura.

2.- Presentar un material bibliográfico que pueda ser usado como apoyo para la materia de Exploración y Evaluación del Agua Subterránea, o como base para la realización de algunos apuntes de la misma.

### 1.3 METODOLOGIA.

El método de trabajo empleado básicamente fue la investigación bibliográfica, revisando las propiedades geonidrológicas de los embalses subterráneos, los conceptos y principios básicos de la hidrología, la evaluación de los recursos hidráulicos y las técnicas de explotación; todo con el fin de proporcionar al lector la mejor información y la más actual. Esto en realidad fue lo más difícil ya que los recursos bibliográficos son escasos o no hay mucha disponibilidad de ellos, de aquí parte de la importancia de este trabajo.

Otra parte de la metodología y muy importante es que se realizaron discusiones de algunos temas dentro del seminario Explotación y Evaluación del Agua Subterránea durante el semestre 71-II, en él se tuvieron importantes aportaciones a los temas que se abarcan dentro de este trabajo y se obtuvieron conocimientos para dar el enfoque adecuado para el desarrollo del presente trabajo.

Por último, este trabajo comprende una recopilación de información enfocada al estudio de la Evaluación y Explotación del Agua Subterránea, tratando de conscientizar al ingeniero en la explotación racional de los recursos.

### 1.4 GLOSARIO.

El hecho de presentar un glosario al comienzo de este trabajo tal vez en forma inusual, ya que no hay una regla que defina en donde se debe colocar, es con el fin de que el lector conozca algunos conceptos que se consideraron básicos para facilitar la comprensión de los temas que se trataran de aquí en adelante.

**Acuicludo.-** Del latín claudere=encerrar. Se define como aquella formación geológica que conteniendo agua en su interior, incluso hasta la saturación no la transmite y por lo tanto no es posible su

explotación.

**Acuífero.**- Del latín aqua=agua y fero=llevar. En la hidrología subterránea, se denomina a aquel estrato o formación geológica que permitiendo la circulación del agua por sus poros o grietas, hace que el hombre pueda aprovecharla en cantidades económicamente apreciables para satisfacer sus necesidades.

**Acuífero Confinado.**- Es aquel acuífero en el que el agua del mismo está sometida a una cierta presión, superior a la atmosférica y ocupa la totalidad de los poros o huecos de la formación geológica que lo contiene, saturándola totalmente.

**Acuífero Libre.**- Es aquel acuífero en el cual existe una superficie libre del agua encerrada en él, que está en contacto directo con el aire y por lo tanto, a presión atmosférica.

**Acuífero Semiconfinado.**- Es aquel acuífero en el que la base (parte inferior) y/o la cima (parte superior) que lo encierra no sea totalmente impermeable sino un acuitardo, es decir un material que permita la filtración vertical del agua, muy lenta, que alimente el acuífero principal en cuestión, a partir de un acuífero o masa de agua situada encima o debajo del mismo. Esto acuífero pueden considerarse como un caso particular de los acuíferos confinados.

**Acuífugo.**- Del latín fugere=huir. es aquella formación geológica que no contiene agua ni la puede transmitir.

**Acuitardo.**- Del latín tardare=retardar. Hace referencia a la existencia de numerosas formaciones geológicas que, conteniendo apreciables cantidades de agua, la transmiten muy lentamente, por lo que tampoco son aptos para el emplazamiento de captaciones, sin embargo, bajo condiciones especiales permiten una recarga vertical de otros acuíferos, que puede llegar a ser muy importante en ciertos casos.

**Anisótropo.**- Un medio se llama anisótropo si, algunas propiedades, en cada punto, dependen de la dirección elegida.

**Año Hidrológico.**- Es el año de referencia con respecto al cual se hace el balance anual. Este se determina por el estudio estadístico de la pluviometría.

**Caudal.**- (Q) Es el volumen de agua en  $m^3$  que atraviesa una sección total de la capa acuífera, o sección de flujo (en  $m^2$ ), normal a la dirección de flujo, en la unidad de tiempo (un segundo).

**Caudal Unitario.**- (q) Es el caudal que atraviesa en una unidad de tiempo (el segundo) la unidad de la capa acuífera tomada como referencia.

**Coefficiente de Almacenamiento.**- Se define como el volumen de agua que puede ser liberado por un prisma vertical del acuífero de sección igual a la unidad y altura igual a la del acuífero saturado si se produce un descenso unitario del nivel piezométrico o de carga hidráulica.

**Conductividad Hidráulica (Permeabilidad).**- Se define como una propiedad que indica la facilidad con la que un fluido puede moverse dentro de un medio poroso. Esta depende tanto de las propiedades del fluido como de las características del medio. También es conocida como la permeabilidad  $k$ .

**Descarga.**- Se puede definir como la salida de agua desde la zona saturada a través de la superficie del nivel hidráulico, junto con el flujo asociado hacia el nivel hidráulico dentro de la zona saturada.

**Embalse Subterráneo.**- Es un medio poroso natural (formación geológica) de dimensiones muy variables, capaz de almacenar en sus poros un fluido y de permitir su movimiento bajo la acción de las fuerzas gravitatorias. Cuando está saturado de agua, viene a ser sinónimo de acuífero y unidad hidrogeológica. Esta definición u otras análogas se van introduciendo cada vez más, como consecuencia de que se piensa más en la explotación del agua subterránea y menos en los acuíferos.

**Escorrentía.**- Se llama al volumen de agua que pasa por una sección

determinada en un determinado periodo de tiempo.

**Estiaje.**- Nivel mínimo anual piezométrico en un acuífero.

**Evaporación.**- Es el fenómeno físico de la transformación del agua en vapor de agua. Desempeña un papel capital en hidrología ya que interviene en todas las fases del ciclo del agua.

**Gradiente Hidráulico.**- Es la pérdida de carga por unidad de longitud, es decir, es la pendiente de la superficie piezométrica si se acepta que los hilillos sobre una misma vertical son paralelos entre ellos.

**Heterogéneo.**- Un medio es de composición heterogénea si sus propiedades, o condiciones de isotropía o anisotropía, varían de un punto a otro.

**Hidrograma.**- Es la curva que registra en cada instante el valor del nivel piezométrico, o el nivel o altura de un río, etc., es decir la gráfica representativa del trabajo útil de un hidrógrafo.

**Hidrología.**- Es la ciencia que trata de las aguas terrestres, de sus maneras de aparecer, de su circulación y distribución en el globo, de sus propiedades físicas y químicas y sus interacciones con el medio físico y biológico, sin olvidar las reacciones a la acción del hombre.

**Homogéneo.**- Un medio es homogéneo si sus propiedades, o condiciones anisotrópicas, son constantes en todo el medio.

**Infiltración.**- Es el proceso por el cual el agua penetra en el suelo, a través de la superficie de la tierra y queda retenida por él o alcanza un nivel acuífero incrementando el volumen acumulado anteriormente.

**Infiltración Eficaz.**- Es la fracción de las precipitaciones que alimenta las aguas subterráneas.

**Isótropo.**- Un medio se llama isótropo si sus propiedades, en cada punto, no dependen de la dirección en que se consideran.

**Porosidad.**- Es una medida de la capacidad acuífera de un medio poroso y está definida por el volumen de poros o huecos de un medio poroso entre el volumen total del medio poroso.

**Porosidad Eficaz.**- Es igual a la relación, expresada en tanto por ciento, entre el volumen del agua gravítica y el volumen total de la roca.

**Potencial Hidráulico o Nivel Piezométrico.**- Para el caso del agua subterránea, representa la energía por unidad de peso del fluido. Se trata de una magnitud escalar.

**Pozo Artesiano.**- Es el pozo en el que la fuente de recarga está situada por encima del nivel piezométrico del agua en un pozo.

**Precipitación.**- Es la cantidad de agua meteórica total, líquida o sólida, que cae sobre una superficie horizontal determinada, llamada sección pluviométrica.

**Recarga.**- Se define como la entrada de agua hacia la zona saturada y que está disponible a partir de la superficie del nivel hidráulico, junto con el flujo asociado fuera del nivel hidráulico dentro de la zona saturada.

**Recarga Artificial.**- Se define como el conjunto de técnicas cuyo objetivo principal es permitir una mejor explotación de los acuíferos por aumento de sus recursos y creación de nuevas reservas, mediante una intervención directa o indirecta en el ciclo natural del agua.

**Recursos.**- Representa el volumen de agua que se puede extraer de una capa acuífera, por lo tanto el volumen de agua explotable.

**Rod de Flujo.**- Es la herramienta analítica para el análisis del flujo de agua subterránea y que representa en dos dimensiones los sistemas de flujo de agua subterránea, las cuales están compuestas por líneas equipotenciales y líneas de flujo. Es una representación gráfica de un

acuífero.

**Reservas.-** Representan el volumen de agua gravítica, es decir, liberable y económicamente explotable, almacenada en el curso de un período determinado, o en un instante dado, en una capa acuífera o en una roca almacén.

**Transmisibilidad.-** Es el producto de la permeabilidad por la potencia del horizonte acuífero en la sección transversal considerada.

# CAPITULO II

## Características Hidrogeológicas del Embalse Subterráneo.

## II.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se tratarán las características básicas del embalse de agua subterránea como son:

Geometría y estructura de los diferentes tipos de roca, es decir sus características desde el punto de vista genético y clasificación; así como su disposición estructural. Porosidad y permeabilidad, definiciones, rangos para cada tipo de roca según sus características. Obras típicas de captación, los ras comunes para cada tipo de roca, así como recomendaciones acerca de la ras apropiada. También se trata la calidad del agua obtenida en cada tipo de roca, debido a su composición.

## II.2 GEOMETRIA Y ESTRUCTURA DE LOS TIPOS DE ROCA.

### II.2.1 Generalidades.

La naturaleza y distribución de acuíferos y acuitardos en un sistema geológico es controlado por la litología, estratigrafía y estructura del depósito geológico y formaciones. La litología es la "estructura o historia" física, incluyendo la composición mineral, tamaño de grano y tipo de empaquetamiento de los sedimentos o rocas que constituye el sistema geológico. La Estratigrafía describe la geometría y la relación de edad entre diferentes lentes, "capas o estratos" y formaciones de origen sedimentario en el sistema geológico. Características estructurales, como son hendiduras, fracturas, dislocamientos y fallas son las propiedades geométricas del sistema geológico producidas por deformación después de su depósito o cristalización. En depósitos no consolidados, la litología y estratigrafía constituyen el ras importante control. En la mayoría de las regiones el conocimiento de la litología, estratigrafía y estructura lleva directamente a comprender la distribución de los acuíferos y acuitardos.

## II.2.2 Rocas No Consolidadas.

Este tipo de rocas presentan las siguientes características:

- Presentan depósitos fáciles de excavar o perforar, lo que hace más rápida y barata su exploración.
- Generalmente los depósitos se encuentran en el fondo de los valles, por lo que los niveles piezométricos están cerca de la superficie.
- Tienen ubicación favorable para recibir la recarga de ríos y lagos.
- Suelen tener una mayor porosidad eficaz que otros materiales.
- Y lo más importante es que su permeabilidad suele ser mayor que en los otros tipos de roca.

Los depósitos se clasifican conforme a su origen genético, es decir conforme al agente o los agentes externos que originaron dichos depósitos.

### a) Depósitos de origen fluvial.

Los materiales depositados son gravas, arenas, limos y arcillas, cuya composición y petrografía dependen de la roca original de la que proceden. Otro agente de erosión, transporte y de sedimentación, lo representan los cursos de agua (ríos), cuyas características dependen del suministro de detritos que llegan a sus aguas; así como de la velocidad de sus aguas, que es función del caudal y de su sección transversal y longitudinal.

Dependiendo del caudal un mismo río puede erosionar en una zona y depositar en otra, o ambas cosas en una misma zona. Generalmente los depósitos en el cauce del río son más gruesos (gravas y arenas); que sobre la llanura de inundación (cuando la hay) o en las orillas el agua circula con menor velocidad, por lo que los depósitos son arenas finas, limos, arcillas. Si se presentan meandros, los depósitos son limos y arcillas. Fig. 2.1.

Las oscilaciones climáticas y los movimientos epirogénicos pueden hacer cambiar los ambientes de depósito. Generalmente los espesores

varían de 8 a 45 m pero pueden llegar hasta los 100 m; con respecto a la extensión superficial pueden ser entre centenares y miles de km<sup>2</sup> en zonas deltaicas.

b) Depósitos en los valles de origen tectónico.

Se refiere a los grandes valles o depresiones que se formaron por el hundimiento de la corteza terrestre, y que contienen grandes reservas de agua dulce. Los depósitos son de diversos orígenes: fluvial, lacustre, eólico, glaciár, piroclástico, etc. El espesor puede variar de centenares hasta miles de metros. Desde el punto de vista hidrogeológico sólo tienen importancia los primeros centenares de metros, ya que a grandes profundidades se incrementa la salinidad del

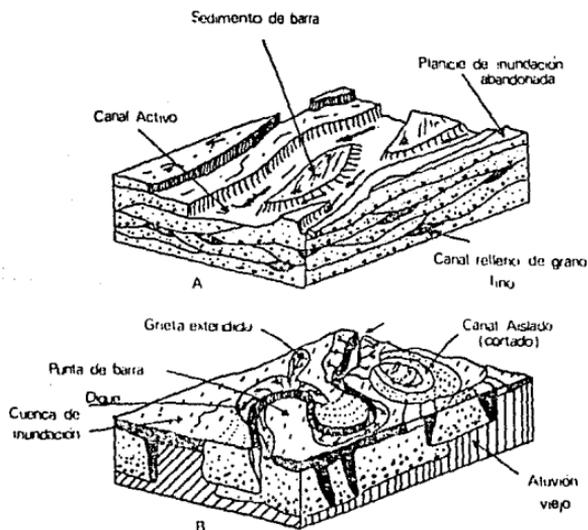


FIG. 2.1 Depósitos de origen fluvial, formados por llanuras de inundación (a) y por meandros (b).  
(Freeze/Cherry, Groundwater, pag. 148)

agua subterránea, y disminuyen considerablemente la porosidad y la permeabilidad. Fig. 2.2.

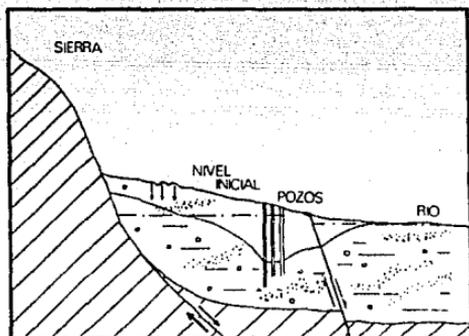


FIG. 2.2 Depósitos en los valles de origen tectónico.  
(Custodio, Vol. 2, pag. 1452)

### c) Depósitos de origen eólico.

Representantes típicos de estos depósitos son los loess y las dunas. Las dunas están formadas por arenas de tamaño extraordinariamente uniforme (entre 0.1 y 0.3 mm). se trata de arenas finas; a este tipo de arenas también se les llama arenas voladoras por su origen. Predominan los granos de tipo silíceo en su composición pero, en las dunas de playa son frecuentes los granos provenientes de la fragmentación de conchas calcáreas.

Los loess también tienen granos de tamaño muy homogéneo, pero mucho más pequeño, generalmente son limos y arcillas (0.06 a 0.002 mm). Conforme el depósito está más cerca de la roca de la cual se originó, el tamaño de los granos es mayor. Generalmente los loess no son considerados como acuíferos, ni como rocas almacenadoras o acuitandos y suelen tener una alta capacidad de infiltración.

#### d) Depósitos de las llanuras costeras.

Existen zonas costeras constituidas por grandes llanuras que se extienden a lo largo de muchos kilómetros (a veces miles) y cuya profundidad tierra adentro también alcanza unos cuantos kilómetros. El Golfo de México es un ejemplo de ellas. En los sedimentos de las llanuras costeras están mezclados tanto los materiales de origen continental como los de origen marino. En general predominan los materiales más finos conforme se extiende el área de depósito.

Los materiales permeables de origen continental suelen ser gravas y arenas fluviales o dunas eólicas, mientras que los de origen marino son arenas y gravas de playa o estuario más o menos cementadas, y algunas veces calizas. En algunos casos las arenas se han transformado en areniscas y las gravas en conglomerados de cemento calcáreo. Fig. 2.3

#### e) Papel de la tectónica.

Como los depósitos de sedimentos no consolidados son generalmente recientes, los cambios en la disposición original suelen ser poco importantes. Los plegamientos generalmente no son muy intensos. Los afallamientos son más importantes, ya que pueden dar lugar a la formación de barreras o límites semipermeables que aíslan distintas unidades hidrogeológicas dentro de una misma fosa tectónica o graben.

Las fallas son impermeables a veces porque se ponen en contacto zonas de gravas y arenas con zonas de limos y arcillas; otras veces los materiales que constituyen la brecha de falla dan lugar a una harina o milonita, tan pulverizada que es mucho menos permeable que los materiales originales.

### II.2.3 Rocas Igneas Intrusivas y Metamórficas.

Las rocas ígneas intrusivas y metamórficas constituyen el conjunto de rocas más importante de la corteza terrestre debido al espesor que tienen (entre 5 y 20 km). Este tipo de roca se formó en el

interior de la corteza terrestre por el enfriamiento del magma fundido o por procesos de ultrametamorfismo que transformaron las rocas originales en rocas metamórficas. Se les llama cristalinas cuando los minerales que las conforman se presentan en forma de grandes cristales.

Se les llama rocas filolianas cuando aparecen en forma de filones o diques intercalados o cortando otras formaciones rocosas. Se cree que se formaron por inyecciones de magma con un principio de cristalización, que al ascender por grietas se enfriaron rápidamente.

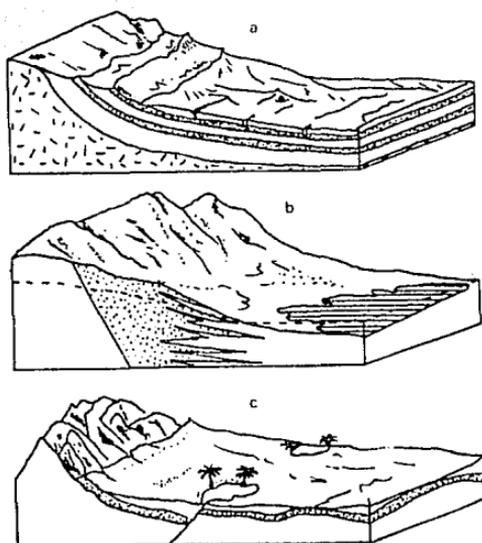


FIG. 2. 3 Depósitos de las llanuras costeras.  
(Freeze/Cherry, Groundwater, pag. 140)

Las rocas metamórficas deben su origen a un complejo conjunto de transformaciones de otras rocas sedimentarias o ígneas por cambios de temperatura y presión.

#### a) Dimensiones Geométricas.

Es conveniente para el estudio de embalses subterráneos el conocer las dimensiones geométricas de la formación geológica que los contiene. En el caso de rocas densas (metamórficas, filonianas o cristalinas), es más importante el efecto de la meteorización o fracturación que las dimensiones geométricas de la formación geológica; desde el punto de vista hidrogeológico.

Los diques o filones a menudo se comportan como capa drenante pero también como pantalla impermeable, dependiendo de su permeabilidad relativa respecto a las rocas encajantes. En las rocas metamórficas su geometría es difícil y algunas veces prácticamente imposible de reconstruir; cuando como es común ha sufrido plegamientos intensos.

#### b) Meteorización.

La meteorización produce cambios físicos y químicos en las rocas y minerales que las componen. La meteorización química depende tanto de las características litológicas como de las condiciones climáticas. En climas templados alcanza profundidades de 10 a 15 m, generalmente, mientras que en climas tropicales alcanza hasta los 100 m de profundidad. La meteorización química de feldespatos, piroxenos y anfíboles, produce un aumento de porosidad y en algunos casos de la permeabilidad; aunque en algunos casos los productos arcillosos pueden reducir la permeabilidad.

#### c) Fracturación.

La mayoría de las veces las rocas presentan fracturas que si tuvieron desplazamiento macroscópico se les llama fallas; cuyo origen puede ser tectónico o debido a la descomposición de macizos rocosos, al enfriamiento, a la esquistosidad, etc. Generalmente con la fracturación aumenta la porosidad y la permeabilidad en rocas intrusivas y metamórficas, es común que las aperturas varíen desde milímetros a poca profundidad, hasta estar prácticamente cerradas a grandes profundidades. En formaciones plutónicas o metamórficas se han

encontrado zonas que saban agua en abundancia. sin embargo en excavaciones profundas no se encuentra agua.

#### II.2.4 Rocas Igneas Extrusivas.

Las rocas igneas extrusivas o volcánicas son aquellas que se han formado por la solidificación de un magma fundido cerca o sobre la superficie terrestre. Dentro de las rocas volcánicas se incluyen los piroclastos, que son fragmentos de lava líquida que se solidifican en el aire al ser proyectados por las erusiones volcánicas. Los pozos en las rocas volcánicas suelen dar caudales espectaculares, con descensos mínimos pero, en la misma formación y a escasa distancia pueden ser prácticamente estériles. Tiene importancia el aspecto hidrogeológico en este tipo de rocas ya que existen grandes regiones cubiertas por estas formaciones.

Generalmente las clasificaciones de campo se basan en la textura de la roca, en su color y en su composición mineralógica. La textura típica es la porfídica, donde la pasta de unión entre los macrocristales suele ser vítrea, afanítica o criptocristalina. Los colores claros en rocas de texturas granuda o fanerítica son típicos de las rocas ácidas, y los oscuros de las rocas básicas. El basalto es la roca volcánica más extendida y la que tiene características hidrogeológicas más interesantes.

##### a) Disposición estructural.

Las grandes coladas de lava se pueden presentar de dos formas típicas: las coladas de lava y los conos volcánicos. Las erusiones volcánicas se localizan preferentemente a lo largo de las grandes fisuras de la corteza terrestre y/o en puntos localizados en ellas; las coladas de lava escurren por las depresiones y rellenan las zonas bajas de la topografía preexistente. Los conos volcánicos están integrados por mantos de piroclastos y por coladas de lava.

Los magmas básicos son más fluidos que los ácidos. Son pocas las coladas que alcanzan más de 100 m. de espesor, pero la superposición de

varias coladas sucesivas pueden alcanzar miles de metros de espesor y su extensión superficial decenas o centenares de miles de kilómetros cuadrados. Además de las coladas de lavas líquidas se deben considerar las coladas ignimbriticas que son formadas por una masa de lava con gran cantidad de gas que al desprenderse continuamente le da una gran movilidad.

Los conos volcánicos son estructuras geológicas más efímeras, ya que son degradados por los procesos erosivos con relativa rapidez. La granulometría de los depósitos piroclásticos depende del tipo de lava en primer término y de explosión en segundo término, pero también influye el ambiente de sedimentación (atmósfera, lago o mar). A veces, los materiales volcánicos son posteriormente atravesados por inyecciones de lava formándose diques, cuya disposición tiende a ser casi vertical y que tiene un gran interés hidrogeológico. Fig. 2.4.

#### b) Características geométricas.

La característica más importante es la frecuente presencia de barreras impermeables o poco permeables con disposición casi paralela al buzamiento de las coladas o casi vertical al mismo buzamiento.

En los conos volcánicos o en sus zonas próximas los mantos de productos piroclásticos poco permeables (tobas litificadas o cenizas) que quedan interpuestas entre coladas de lavas más permeables, actúan a modo de barreras casi horizontales. Dentro de una misma colada de lava, las zonas superior e inferior suelen ser más porosas y permeables que la zona central, de modo que la zona central puede comportarse como una barrera que aisla la zona superior de la inferior.

Con relativa frecuencia las coladas de lava cubren formaciones aluviales muy permeables depositadas en los valles preexistentes; las cuales suelen constituir un especie de drenaje de la formación volcánica que las contiene, lo que da origen a acuíferos semiconfinados.

Una falla o fractura que enfrenta una zona permeable con otra

impermeable es también una barrera impermeable.

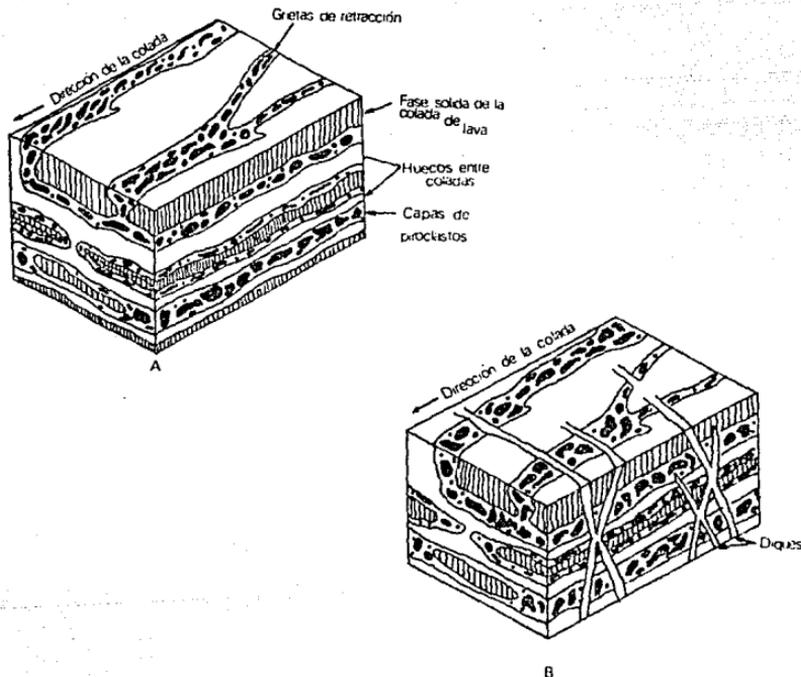


FIG. 2.4 Esquema de una formación volcánica sin diques (A), donde la permeabilidad es mayor en la dirección de la colada de lava y modificaciones por la intrusión de un conjunto de diques (B).

### II.2.5 Rocas Sedimentarias Consolidadas.

Las rocas sedimentarias consolidadas son aquellas que se han formado por la litificación o diagénesis de depósitos sedimentarios de origen detrítico o químico. Los acuíferos de las rocas sedimentarias consolidadas están menos explotados a nivel mundial que los de los

materiales sedimentarios, debido a la menor seguridad de obtener el sucul buscado y al mayor costo de los pozos realizados en los materiales consolidados.

#### a) Clasificación.

Las rocas sedimentarias se dividen en dos grandes grupos: rocas detriticas y rocas de precipitación. Las rocas detriticas de grano más fino son las que afloran con mayor frecuencia; se denominan arcillitas a las rocas cuyo tamaño de partículas predominante es el de la arcilla (menor de dos micras) y se llaman limolitas cuando predominan las partículas del tamaño de los limos (0.66 a 0.02 mm). Generalmente se les llama a ambas lutitas ya que a simple vista no se puede diferenciar a los limos de las arcillas. Las lutitas son muy poco permeables pero por ser rocas almacén o acuitardos en importancia desde el punto de vista hidrogeológico.

Los conglomérados y las areniscas son el segundo grupo más importante de rocas sedimentarias. Por la variedad de su composición original y por los procesos de litogénesis presentan una amplia gama de tipos y propiedades, el mineral que más frecuentemente se encuentra es el cuarzo; y el cemento suele ser el carbonato de calcio ( $CO_2Ca$ ).

Las rocas carbonatadas (calizas y dolomias) son el tercer grupo importante de las rocas sedimentarias. Su origen puede ser de tipo puramente detritico o puramente químico; pero es frecuente que en la formación de los depósitos calcáreos tengan una participación activa los seres vivos. Fig. 2.E.

Las rocas sedimentarias aparecen casi siempre en capas de estratos que originalmente tienen una posición aproximadamente horizontal. El espesor de los estratos varía entre unos cuantos centímetros y unos cuantos metros. La repetición de capas de litología similar puede dar lugar a formaciones que pueden alcanzar varios centenares de metros.

En las rocas sedimentarias los cambios de facies laterales tienen

importancia desde el punto de vista hidráulico. Su origen puede deberse a cambios en la naturaleza litológica de la fuente de productos detríticos, y la distancia de dicha fuente, en la energía de los agentes de transporte o en la actividad tectónica.



FIG. 2.5 Sección de un anticlinal en una formación de rocas carbonatadas. (Freeze/Cherry, Groundwater, pag. 157)

#### b) Características estructurales.

La disposición horizontal original de los estratos puede ser modificada por los procesos orogénicos que dan como resultado pliegues y fallas, en algunos casos cabalgamientos y corrimientos. En las zonas en las que predominan los movimientos verticales o epirogénicos, los estratos pueden conservar su disposición horizontal, pero quedan separados en bloques por fallas. En las areniscas muy cementadas y en las lutitas, las fracturas son las vías que permiten el flujo del agua subterránea.

#### c) Características geométricas.

Los cambios laterales de facies hacen que la permeabilidad varíe progresivamente dentro de una misma capa, esto es a medida que el flujo sedimentario se aleja de su zona de origen los conglomerados pasan a areniscas y estas a limos o arcillas. No se debe hablar de rocas impermeables o confinantes, sino de rocas poco permeables o semiconfinantes o de acuitardos; ya que aunque no pueden proporcionar un caudal interesante mediante un pozo perforado en ellas, pueden jugar un papel importante por su lenta filtración a un acuífero cercano cuando se tiene una explotación intensiva y prolongada, debido a que su

almacenamiento puede ser muy grande.

## II.3 POROSIDAD Y PERMEABILIDAD.

### II.3.1 Generalidades.

Las rocas y el suelo constituyen el medio poroso por el que circula el agua subterránea bajo la acción de diversas fuerzas. Este medio poroso tiene una matriz sólida, o "esqueleto", constituida por una agregación de granos minerales sólidos, separados y rodeados por huecos, poros o intersticios, los cuales pueden estar llenos de agua, de gases o de materia orgánica. Un volumen  $V_0$  dado del medio poroso está constituido por un volumen  $V_s$  de sólidos y un volumen  $V_r$  de huecos. La porosidad  $n$  se define como:

$$n = \frac{V_r}{V_0} \quad (2.1)$$

La figura 2.6 muestra varios tipos de intersticios de las rocas y la relación entre la textura de éstas y la porosidad. Vale la pena distinguir entre la porosidad primaria, la cual se debe a los intersticios de la roca o la matriz de roca (fig. 2.6 (a), (b), (c) y (d)) y la porosidad secundaria, la cual se puede deber a algunos fenómenos como disolución secundaria (fig 2.6 (e)) o estructuralmente controlada por fracturamiento regional (fig.2.6 (f)).

La porosidad es una medida de la capacidad acuífera de un medio y como se puede esperar, juega un importante papel en la aptitud del mismo a efectos de la transmisión del agua. Esta aptitud se expresa por la conductividad del fluido de la formación (conductividad hidráulica o permeabilidad en el caso del agua), la cual se define más adelante.

La relación entre la porosidad y la conductividad hidráulica no es simple, ya que, además de la porosidad, intervienen otros factores que también afectan a la conductividad.

La permeabilidad se puede definir como una propiedad que indica la facilidad con la que un fluido puede moverse dentro de un medio

poroso.

La  $K$  (conductividad hidráulica o permeabilidad) depende tanto de las propiedades del fluido como de las características del medio.

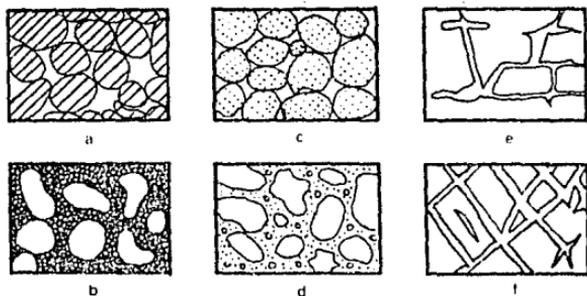


FIG. 2. d. Distintos tipos de intersticios y relación entre la textura y la porosidad de las rocas. a) Depósito sedimentario de elementos de tamaño uniforme; porosidad alta. b) Depósito sedimentario constituido por elementos heterométricos; baja porosidad. c) Depósito homométrico de cantos rodados porosos; porosidad muy alta. d) Depósito sedimentario cuya porosidad ha disminuido por colmatación de los intersticios con materiales finos. e) Rocas cuya porosidad se debe a fenómenos de disolución. f) Rocas porosas por fracturación. (Meinzer, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper, 400, 1932, fig. 4, p. 8.)

Para poder comprender lo que es la permeabilidad es necesario adelantarse a la ley de Darcy, de la cual se hablará en el capítulo III. Considerando el aparato experimental de la figura (2.7). Si  $\Delta h$  y  $\Delta l$  se mantienen constantes para dos pruebas usando la misma arena, pero agua es el fluido en la primera prueba y melaza en la segunda, no debe causar sorpresa encontrar que la descarga  $Q$  es más baja en la segunda prueba que en la primera. Con lo anterior lo que se trata de encontrar es un parámetro que pueda describir las propiedades conductivas de un medio poroso independientemente del fluido que pasa a través de él.

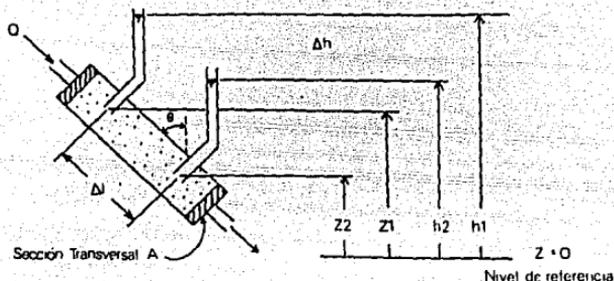


FIG. 2. 7. Aparato Experimental para demostrar la ley de Darcy. (Freeze/Cherry, groundwater, pag. 15)

Para terminar de explicar el experimento se debe contar con un medio poroso ideal, el cual consiste en un tubo uniforme de diámetro  $d$ . Cuando los diferentes fluidos de densidad  $\rho$  y viscosidad dinámica  $\mu$  son corridos a través del aparato bajo un gradiente hidráulico constante  $dh/dl$ , las siguientes relaciones de proporcionalidad son observadas:

$$v \propto d^2$$

$$v \propto \rho^3$$

$$v \propto 1/\mu$$

y junto con la observación original de Darcy, de que  $v \propto dh/dl$ , estas tres relaciones llevan a una nueva versión de la ley de Darcy:

$$v = - \frac{C d^2 \rho g}{\mu} \frac{dh}{dl} \quad (2.2)$$

El parametro  $C$  es otra constante de proporcionalidad, que tiene en cuenta los efectos de la estratificación, del empaquetamiento, de la disposición de los granos, de la distribución de tamaños y de la porosidad.

Comparando la ec. 2.2 con la ecuación original de Darcy ec. 3.3 se encontró que:

$$K = \frac{C \rho g}{\mu} \quad (2.3)$$

Donde K se denomina de varias maneras, como la permeabilidad efectiva, conductividad hidráulica, etc.. En esta ecuación  $\rho$  y  $\mu$  son función solo del fluido y  $C g^2$  es una función del medio. Si se define:

$$k = C g^2 \quad (2.4)$$

se tendrá que:

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} \quad (2.5)$$

El parametro  $k$  es la permeabilidad intrínseca.

### II.3.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metamórficas.

Las muestras de rocas metamórficas y plutónicas no alteradas presentan siempre una porosidad total inferior al 3% y por lo general, casi siempre inferior al 1%. Los escasos poros existentes en este tipo de rocas son muy pequeños y por lo general sin conexión entre sí; en consecuencia, las permeabilidades son tan pequeñas que pueden ser consideradas en la mayoría de las rocas como nulas desde el punto de vista práctico. Sin embargo, a través de las fracturas y zonas descomuestas puede desarrollarse una considerable porosidad y permeabilidad. Después de hacer pruebas de laboratorio en muestras no fracturadas de rocas metamórficas y pruebas realizadas directamente en los acuíferos, se encontró que estas mismas rocas, consideradas en grandes volúmenes, poseen una permeabilidad de más de 1000 veces superior a la determinada en el laboratorio a partir de pequeñas muestras no fracturadas. Las pruebas en los acuíferos mostraron, además, que las permeabilidades medidas en la dirección del buzamiento de las capas son del orden de dos a tres veces superiores a la permeabilidad media del conjunto.

Las fracturas aisladas que no están asociadas a importantes sistemas de fallas producen solamente un pequeño aumento de la porosidad total de estas rocas.

Los caudales que proporcionan los pozos emplazados en este tipo de materiales permiten suponer que las permeabilidades debidas a la fracturación de las rocas no alteradas oscilan, a partir de una cierta profundidad de unas cuantas decenas de metros, entre 0.001 y 10.0 %/dia. Microscópicamente, la permeabilidad varía entre cerca de cero, en el caso de rocas compactas y varios cientos de metros por día, en el caso de muestras de rocas extraordinariamente fracturadas. La permeabilidad global de estas rocas, consideradas en grandes volúmenes es altamente anisotrópica, a causa de la diferente orientación de las fracturas que contienen el agua.

En las regiones sometidas a una fuerte meteorización; la alteración superficial de la roca puede dar lugar a formaciones muy sueltas que alcanzan porosidades totales superiores al 35%; por esta razón la porosidad suele disminuir muy considerablemente con la profundidad hasta alcanzar las zonas en las que la alteración de las rocas parece ser apreciable y la porosidad es ya prácticamente nula.

En general, las mayores permeabilidades se encuentran entre las rocas parcialmente descompuestas por debajo de la zona en la que abunda el material del tamaño de la arcilla. A juzgar por los caudales de explotación observados en numerosos pozos, se deduce que las permeabilidades en la parte más profunda de las rocas alteradas suelen ser, por lo general, más elevadas que en la roca inalterada.

Muchas rocas metamórficas, y un reducido número de rocas plutónicas, contienen minerales carbonatados, los cuales son susceptibles de ser rápidamente disueltos por la circulación de aguas subterráneas, y crear cavidades por disolución -y con ello aumentar considerablemente su permeabilidad local-. Esta todavía por demostrar si a partir de una cierta profundidad los fenómenos de disolución que producen el ensanchamiento de las pequeñas fracturas constituye un factor importante o no en las rocas carbonatadas. \*

La Permeabilidad en Función de la Profundidad.- La permeabilidad media de las rocas plutónicas y metamórficas disminuye de modo general y medida que la profundidad aumenta. Esta disminución se debe un

dooble hecho: el peso de las rocas suprayacentes; En la limitación que en profundidad alcanzan los efectos que producen la alteración meteorica y la descomposición de las rocas.

Entre los agentes de alteración y descomposición superficial que dan lugar a la permeabilidad de las rocas metamórficas y plutónicas se encuentran los deslizamientos; los asentamientos, la erosión superficial -que produce un efecto de descarga sobre las rocas infrayacentes-, la descomposición química, las raíces de las plantas, la acción del hielo y diversas actividades humanas.

Los deslizamientos y los asentamientos afectan sólo a zonas poco profundas de las rocas y pueden dar lugar a la aparición de extensiones muy localizadas de material pétrico suelto que actúan a modo de importantes áreas de recarga, llegando a constituir excelentes acuíferos. Se cree que las descargas erosionales producidas en las rocas graníticas masivas es la causa de la aparición de los planos de descompresión que dan a estas rocas una cierta estructura laminar; las estrechas fracturas que constituyen estos planos de descompresión pueden ser más o menos paralelas a la superficie del suelo y dar lugar a la aparición de manantiales de cierta importancia. El espaciado entre las fracturas de descompresión aumenta rápidamente con la profundidad, de tal modo que a profundidades superiores a unos cientos de metros prácticamente no existe ya este tipo de fracturas. La descomposición química actúa generalmente a profundidades menores de 100 metros.

La acción del hielo y de las raíces suele ser efectiva solamente hasta unas cuantas decenas de metros por debajo de la superficie del suelo.

### II.3.3 Rocas Igneas Extrusivas.

La porosidad de las rocas volcánicas no fracturadas varía desde menos del 1% en el caso de basaltos compactos, hasta más del 25% en la tierra comez. De modo general, puede decirse que los picos volcánicos poseen una porosidad inferior al 5%, que las coladas volcánicas masivas poseer una porosidad media comprendida entre el 1 y el 10% y que las

rocas volcánicas porosas poseen una porosidad variable entre el 10 y el 50%.

Aunque la porosidad de las rocas volcánicas pueda ser a veces muy elevada, su permeabilidad varía muchísimo, en función siempre del conjunto de estructuras primarias y secundarias de cada roca más que de su propia naturaleza litológica. Las diaclasas originadas por enfriamiento, los túneles de lava, las pequeñas burbujas intercomunicadas, los moldes de árboles sepultados, las grietas originadas por la resistencia a la deformación plástica de las corrientes de lava parcialmente solidificadas y los espacios huecos que pueden quedar entre dos coladas superpuestas son algunos de los factores principales que proporcionan a la andesita y a los basaltos recientes su frecuentemente elevada permeabilidad.

Además de los factores citados que determinan la permeabilidad de estas rocas, existe otra serie de factores que actúan directamente sobre la porosidad, tales como los efectos de la descomposición y alteración meteoricas de las rocas. En la fig. 2.8 se muestran algunas circunstancias geológicas que dan lugar a la existencia de zonas de permeabilidad y porosidad elevadas.

Cuando se consideran grandes volúmenes de roca, las series volcánicas en las que no existen importantes intercalaciones de formaciones sedimentarias o piroclásticas, suelen poseer una porosidad relativamente baja.

Si se pudiera extraer una muestra de varios cientos de toneladas para efectuar en ella medidas de permeabilidad en el laboratorio, seguramente la gama de valores obtenidos para los diversos tipos de rocas volcánicas se extendería desde prácticamente cero hasta más de 1000 m/día.

La permeabilidad horizontal de las rocas volcánicas se debe en su mayor parte a la presencia de los espacios huecos que suelen existir entre dos coladas de lava superpuestas, mientras que la permeabilidad vertical se debe principalmente al resquebrajamiento de las lavas

durante los últimos momentos de su fluidez y a las fracturas de contracción como consecuencia de su posterior enfriamiento. Por lo general, la permeabilidad vertical de las rocas volcánicas suele ser, muy pequeña en comparación con su permeabilidad horizontal.

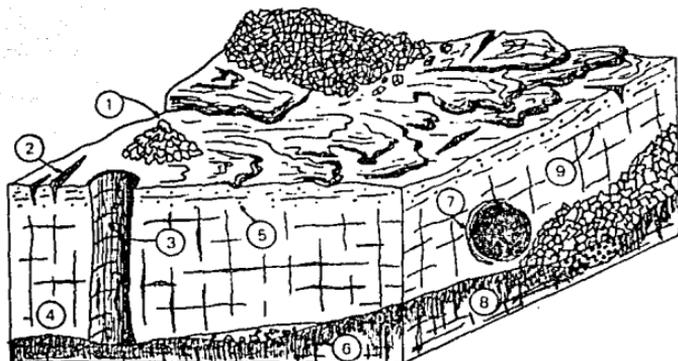


FIG. 2.8 Secuencias hipotéticas de flujos de lava con los diversos factores que originan la permeabilidad y la porosidad de las rocas basálticas. (Davis, Hidrología, pag. 199)

Factores que originan la porosidad:

- |   |   |
|---|---|
| 1. Orificios de los conos de efusión.       | 5. Burbujas.                                  |
| 2. Grietas abiertas sobre pequeñas arrugas. | 6. Pequeño lentejón de bloques piroclásticos. |
| 3. Moldes de árboles.                       | 7. Tubo de lava.                              |
| 4. Suelo enterrado.                         | 8. Depósito aluvial enterrado.                |
|   | 9. Grietas de enfriamiento.                   |

Tanto la permeabilidad como la porosidad de las rocas volcánicas tienden a decrecer lentamente con el tiempo geológico. Parte de esta disminución se debe a la compactación de las rocas; sin embargo, el relleno de los espacios huecos mediante minerales secundarios suele ser la causa más importante.

Hasta aquí se ha hablado principalmente de las rocas basálticas y andesíticas, que tienden a salir en forma de coladas fluidas.

Los piroclastos inalterados, al igual que los aluviones, poseen

porosidades y permeabilidades directamente relacionadas con el tamaño de los clastos, con la uniformidad de su tamaño y con su grado de cementación. Las rocas piroclásticas son generalmente porosas, aunque no muy permeables.

#### II.3.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.

##### a) Rocas detríticas de grano fino.

La mayor parte de las rocas detríticas de grano fino poseen porosidades relativamente elevadas, pero muy bajas permeabilidades.

El gran volumen que ocupan los espacios porosos de la mayor parte de las rocas sedimentarias de grano fino permite el almacenamiento de grandes cantidades de agua.

La porosidad de los sedimentos de grano fino decrece con la profundidad a que se encuentran y, hasta cierto punto, con su edad geológica, aunque la verdad es que estas relaciones no son siempre ni precisas ni ciertas.

Los fangos finos recientemente depositados poseen por lo general porosidades comprendidas entre el 50 y 90 %, su posterior compactación obliga al agua encerrada en los poros a abandonar el material fino compactado emigrando hacia los lechos contiguos de arenas, de tal forma que las nuevas porosidades resultantes a profundidades de algunos cientos de metros vienen a ser inferiores al 50 %. A profundidades ya de algunos miles de metros la porosidad total es inferior al 30 %, e incluso, más frecuentemente, inferior al 25 %.

##### b) Areniscas.

La porosidad total de las areniscas suele variar entre un 5-10 % y un máximo aproximado de un 50 %. El volumen de huecos de una muestra asíada es función de la clasificación más o menos homogénea de los granos que la componen, de su forma geométrica, del tipo de empacamiento y del grado de cementación. De todas estas variables, la

más importante es la cementación. Las areniscas cementadas con arcilla no suelen ser generalmente tan consistentes como las demás areniscas. La porosidad total de las areniscas cementadas con arcilla tiende a ser sumamente elevada debido a que la arcilla posee ya de por sí una considerable porosidad.

La permeabilidad de las areniscas suele ser del orden de una a tres veces menor que la permeabilidad de los correspondientes sedimentos no consolidados ni cementados; así por ejemplo, la arena de grano medio posee generalmente una permeabilidad comprendida entre 1 y 30 m/día, mientras que los valores para las areniscas correspondientes de grano medio varían entre 1 mm/día y 0.5 m/día. Algunas veces la diferencia de permeabilidad entre unas arenas y sus correspondientes areniscas es debida a una mayor compactación de los granos de la roca, pero en la mayoría de las veces se debe fundamentalmente a la reducción del espacio poroso por la presencia del cementante.

#### c) Rocas carbonatadas.

La caliza y la dolomía son los dos tipos de rocas carbonatadas más comunes, se originan a partir de una gran variedad de materiales sedimentarios. La porosidad y la permeabilidad originales de muchos de estos sedimentos se modifican rápidamente cuando tienen que soportar el peso de los depósitos superyacentes, de tal forma que las estructuras sedimentarias apenas se suelen conservar.

Los cambios más importantes de la porosidad y de la permeabilidad suelen ser debidos a los procesos de compactación, de disolución del aragonito y de la calcita, precipitación de cemento calizo y formación de mineralizaciones de dolomita.

La porosidad primaria es relativamente elevada en la mayor parte de las calizas de edad reciente; la permeabilidad sin embargo, suele ser generalmente baja, (excepto en rocas tales como las brechas y las lunaqualas, en las que los grandes poros no están rellenos con cemento). La permeabilidad de las rocas carbonatadas puede variar desde menos de 1 mm/día, en el caso de calizas compactas ricas en minerales

de arcilla, hasta varios miles de m/día, en el caso de brechas gruesas apenas cementadas. En el caso de calizas que poseen una cierta porosidad primaria los valores más frecuentes de la permeabilidad suelen estar comprendidos entre 10 mm/día y 0.5 m/día. Para tener un conocimiento más amplio de estas propiedades en las rocas carbonatadas hay que tener en cuenta la porosidad secundaria que se puede dar desde el punto de vista de la explotación de las aguas subterráneas.

### II.3.5 Rocas No Consolidadas.

La porosidad total de los depósitos no consolidados varía desde un mínimo aproximado del 20 % -correspondiente a los aluviones gruesos mal clasificados- hasta un máximo aproximado de un 90 % que corresponde a los fangos de material orgánico desecado. Los valores más frecuentes están comprendidos entre el 25 y el 65 %.

En contraste con los valores relativamente uniformes de la porosidad, la permeabilidad de estos terrenos puede oscilar entre una gama de valores muy dispersa, las medidas más altas de permeabilidad son del orden de 10 a 9 veces superiores a las más bajas. Sin embargo, a pesar de este amplio rango de variación, siempre es posible tener una idea previa del orden de magnitud, a condición de conocer el origen geológico de los sedimentos.

En los depósitos no consolidados la porosidad y permeabilidad, dependen de la forma del empaquetamiento de los granos, de la distribución de sus tamaños y de su grado de cementación.

## II.4 OBRAS TÍPICAS DE CAPTACION

### II.4.1 Rocas No Consolidadas.

La elección de un tipo de captación depende de la cantidad de agua necesaria, de la profundidad del acuífero y de su composición granulométrica. Cuando el acuífero está a poca profundidad (de 10 a 20 m), los caudales necesarios son de pocos litros por segundo, por lo

que conviene hacer pozos sencillos o abisimios. Para profundidades no muy grandes (100 a 150 mts.) en terrenos no excesivamente permeables y si el nivel piezométrico está muy próximo a la superficie, se recomienda usar la perforación rotatoria con circulación inversa.

Aunque aún se utiliza mucho la perforación por percusión, no se recomienda la perforación rotatoria con circulación directa para evitar un sellado por el enjarre del lodo de perforación, de los poros de la formación. Cuando no es confiable la información de los registros geofísicos conviene perforar por percusión.

El cedazo o rejilla en pozos perforados en materiales sueltos es la parte más importante del pozo. Ya que de esto depende que la producción real del pozo se acerque o no a la producción potencial del acuífero.

En la actualidad casi no se construyen galerías de captación. Los pozos colectores radiales las han sustituido; los cuales se utilizan para obtener caudales importantes (mayores a 200 o 300 l/s.) en zonas próximas a ríos y lagos o en acuíferos en los que no sea posible o conveniente producir un descenso piezométrico importante. La elección entre un pozo de colectores radiales o un conjunto de pozos verticales, se debe basar principalmente en un estudio técnico, pero también es de suma importancia el estudio económico que incluya los gastos de inversión y mantenimiento.

#### II.4.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metamórficas.

En las rocas cristalinas y metamórficas la captación de agua puede realizarse por pozos, galerías, o mediante el sistema mixto de pozos o galerías que parten desde el fondo del pozo.

Los pozos hasta épocas recientes han sido casi excavados a pico y pala en la zona meteorizada, o por medio de barrenos y explosivos en la roca sana; el problema es que alcanzan una escasa profundidad (10 o 20 mts.) por lo tanto tiene mucha importancia el que se tenga gran diámetro para aumentar la probabilidad de cortar más fracturas

verticales, lo que aumenta su competitividad con los pozos perforados, en especial si se trata de zonas meteorizadas en cuya excavación no es preciso el uso de explosivos.

En algunas regiones se ha obtenido éxito con la perforación de pozos inclinados u horizontales, orientados normalmente a los planos de diaclisas o fracturas más importantes.

#### II.4.3 Rocas Igneas Extrusivas.

En este tipo de rocas la construcción de galerías o túneles de captación se han utilizado con éxito debido a dos motivos. El primero es el de acuíferos costeros con gran transmisibilidad, la superficie piezométrica tiene una reducida elevación sobre el nivel del mar, por lo que las interfases agua dulce-agua marina está próxima a la superficie y un bombeo fuerte en un pozo puede provocar un fuerte y rápido ascenso de las interfases. Se recomienda la construcción de pozos verticales o inclinados con galerías de captación horizontales situadas a una altura ligeramente inferior al nivel del mar. La dirección de las galerías suele ser perpendicular a la dirección del plano que representa la colada.

La experiencia indica la ventaja económica de las captaciones a base de galerías; pero es necesario un estudio hidrogeológico adecuado para evitar la intrusión marina.

Algunas galerías de captación se realizan en las laderas de las montañas, para buscar las aguas de dique o aguas confinadas entre los ciclos verticales. Por este medio de captación se han logrado caudales medios de hasta 700 l/s, con oscilaciones entre 170 y 420 l/s.

La progresiva reducción de la productividad es debido al continuo descenso de los niveles piezométricos. Las capacidades específicas de los pozos están en concordancia con las transmisibilidades, por lo que presentan una gran variación. Una técnica muy común es la de usar pozos excavados con galerías en el fondo, con las que se han llegado a obtener caudales de varios centenares de litros por segundo.

Actualmente se trata de introducir los pozos perforados con máquina que penetren varios centenares de metros con resultados de caudal y economía muy aceptables.

#### II.4.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.

En las rocas sedimentarias de grano fino por lo general solo se construyen pozos para usos domésticos, que casi siempre son excavados y poco profundos.

En las areniscas y conglomerados los pozos alcanzan grandes profundidades (300 a 400 mts.). En el caso de areniscas se puede estimular los pozos mediante explosivos o fracturación hidráulica. En el caso de arenisca, de cemento o granos calcáreos se recomienda la acidificación con ácido clorhídrico.

#### ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE OBRAS DE CAPTACION.

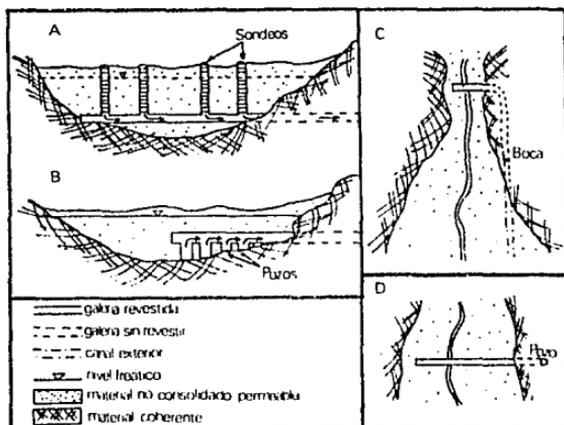


FIG. 2.9 Esquemas de captación en depósitos no consolidados mediante galerías filtrantes: A) Con sondes drenantes perforados desde la superficie. B) Extracción por gravedad mediante la prolongación de la galería. C) y D) Extracción del agua mediante un pozo de acceso lateral. (Custodio, Vol 2, pag. 1707).

Las explosiones es el tratamiento más usado para aumentar el caudal de los pozos recién construidos y para rehabilitar el caudal de los pozos que presentan una disminución de su caudal específico. El tratamiento se realiza mediante cargas de 50 a 300 kilos de nitroglicerina repetida a lo largo de una longitud de 7 a 10 mts. colocadas frente a la zona permeable. Los escombros se retiran despues de cada explosión mediante percusión y cuchareo.

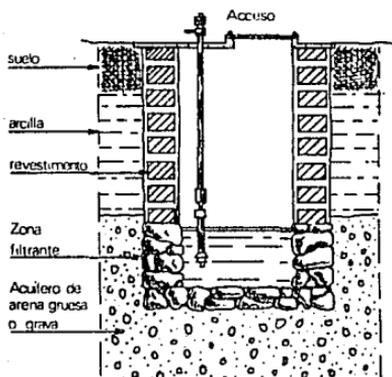


FIG. 2.10 Esquema de un pozo excavado con cierre superior.  
(Custodio, Vol. 2, pag. 1804)

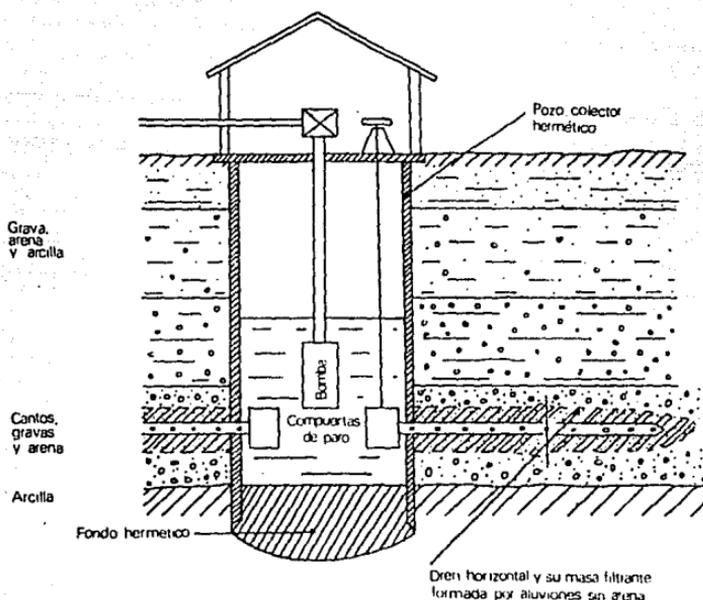


FIG. 2. 11 Esquema de un pozo de drenes horizontales.  
(Custodio, Vol. 2, pag. 1510)

## II.5 CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA.

### II.5.1 Generalidades.

Las características químicas y biológicas del agua determinan su utilidad para los usos industriales, agrícolas y domésticos. El estudio de la composición química de las aguas proporciona indicaciones importantes acerca de la historia geológica de las rocas que las contienen, de su velocidad y dirección de flujo, así como sobre la eventual presencia de yacimientos minerales ocultos. Muchos de los

grandes yacimientos han sido localizados junto a manantiales que poseen una composición química desacomodada. Las aguas que poseen un elevado contenido de materias sólidas disueltas pueden proporcionar litio, potasio, cloruro sódico y otras sustancias químicas en cantidades comerciales.

A pesar de su importancia científica y económica, no son muchas las personas que tienen ideas claras acerca de la calidad química del agua. Muy a menudo las fluctuaciones naturales de la composición química de un agua son atribuidas a hechos casuales o incluso enigmáticos. Es cierto que la composición química de las aguas subterráneas puede ser extremadamente compleja; sin embargo, muchas de las principales características de la composición química del agua son ya conocidas desde hace más de ochenta años. Los recientes progresos en el campo de la geoquímica general, así como los realizados en el campo de las técnicas analíticas han supuesto un gran estímulo en pro de la investigación hidrogeoquímica, de tal suerte que esta constituye hoy día una de las ciencias de la tierra que ha evolucionado con mayor rapidez a lo largo de estos últimos años.

#### II.5.2 Rocas Igneas Intrusivas y Metamórficas.

La calidad química del agua procedente de las rocas metamórficas y plutónicas suele ser casi siempre excelente. Se encuentran excepciones en el caso de regiones áridas, donde las aguas pueden haberse concentrado en sales por efecto de una intensa evaporación y en los lugares donde el agua congénita y oceánica ha emigrado hacia el interior de las fracturas de las rocas.

Las aguas procedentes de las rocas ricas en dolomita y de los mármoles suelen poseer durezas comprendidas entre moderadas y elevadas; las procedentes de las serpentinitas, gabros, anfibolitas y algunas otras rocas plutónicas más, suelen contener concentraciones moderadamente elevadas de magnesio en relación con las concentraciones de calcio.

Rocas tales como la diorita y la sienita, que tienen un contenido

bajo en cuarzo pero elevado en otros minerales del grupo de los silicatos más solubles, pueden contener sílice disuelto en cantidades variables entre 25 y 55 ppm., lo que contrasta con los valores correspondientes a las aguas procedentes de cuarcitas, mármoles, pizarras y filitas, en las que el agua subterránea posee por lo general menos de 30 ppm. de sílice.

La contaminación geológica del agua subterránea, suele llegar a constituir un problema allí donde el suelo que recubre las formaciones acuíferas tiene poco espesor o está ausente. A pesar de que las fracturas de las rocas plutónicas y metamórficas pueden tener frecuentemente una anchura inferior incluso a 1 mm., los organismos patógenos se desplazan con una facilidad mayor en estos acuíferos que en los acuíferos aluviales normales. Este problema de la contaminación biológica se agrava en los casos de pozos de gran diámetro que tiene poca profundidad y que no están adecuadamente protegidos contra la entrada directa de las aguas procedentes del escurrimiento superficial de los suelos.

### II.5.3 Rocas Igneas Extrusivas.

La mayor parte de las aguas subterráneas procedentes de las rocas volcánicas poseen una excelente calidad química. Por lo general, estas aguas suelen ser cálcico-magnésico-bicarbonatadas ó en el caso de rocas volcánicas ácidas; sódico-bicarbonatadas con cantidades de sílice relativamente grandes. Las aguas de baja calidad química suelen estar asociadas a surgencias de fuentes termales y a la proximidad de fumarolas; en estos casos, el agua puede tener un contenido elevado en iones sodio y cloro que, aún cuando en sí no sea excesivo, el bajo valor del pH y el elevado contenido en fluoruro pueden hacerlas inaceptables para ciertos usos.

Debido a la permeabilidad extremadamente elevada de algunas rocas volcánicas, la contaminación biológica es un peligro potencial. Afortunadamente, las rocas volcánicas tienden a alterarse muy rápidamente en superficie, con lo que los espesos suelos que sobre ellas se desarrollan sirven para retener la mayor parte de los

organismos patógenos.

#### II.5.4 Rocas Sedimentarias Consolidadas.

La composición química de las aguas subterráneas extraídas de las rocas sedimentarias puede variar desde la correspondiente a las salineras de las rocas marinas profundas, hasta de las aguas que poseen un contenido total en sólidos disueltos inferior a 100 ppm., como puede ser el caso de los acuíferos en areniscas próximas a la superficie del suelo.

Existen generalmente diferencias muy marcadas en la calidad química del agua subterránea en los tres grupos más comunes de rocas sedimentarias: las arcillas, las areniscas y las rocas carbonatadas. Las aguas procedentes de las arcillas son las que contienen por lo común mayores cantidades de hierro y de fluoruro, así como un bajo pH, normalmente situado entre 5.5 y 7.0. Las aguas de las calizas poseen porcentajes bajos de contenido en sílice, cantidades ligeramente mayores de calcio y magnesio, así como valores de pH situados generalmente por encima de 7.0. La calidad química del agua procedente de las areniscas es algo más variable según el tipo de terreno acuífero, la composición mineralógica de los granos y la profundidad de la formación acuífera.

#### II.5.5 Rocas No Consolidadas.

a) Depósitos de origen fluvial.

La calidad química del agua de la mayoría de los depósitos aluviales suele ser buena. El agua subterránea de las formaciones aluviales procede de la recarga local a través del mismo suelo del valle y de las aportaciones laterales de los ríos y acuíferos de los valles tributarios. La composición química de estas aguas suele estar, determinada por el tipo de vegetación local, por los cultivos y por la naturaleza litológica de las rocas que forman las laderas del valle y de los sedimentos no consolidados que rellenan su fondo. La contaminación, por organismos patógenos, de los pozos empleados en las

formaciones aluviales suele ser un hecho raro. Las capas y lentejones de limos y arcillas presentes en casi todas las formaciones aluviales son suficientes para filtrar los organismos, aun en los acuíferos de gravas.

b) Depósitos en los Valles de Origen Tectónico.

El agua subterránea de los grandes valles de origen tectónico es muy variable en sus características químicas. El agua salada procedente de antiguas aguas marinas o de la disolución de evaporitas, puede estar presente en los acuíferos bastante profundos, o incluso cercanos a la superficie, en las partes centrales de las grandes cuencas interiores. Es probable que el agua de mejor calidad química se encuentre en el interior de los sedimentos de valles que tuvieron un buen drenaje exterior a lo largo de toda su historia geológica; este intenso drenaje exterior sirvió para impedir la acumulación de aguas saladas originadas por la evaporación parcial del agua dulce infiltrada y favoreció, al mismo tiempo, el rápido desplazamiento de las aguas congénitas saladas.

En algunos lugares, la composición mineralógica del material sedimentario es casi tan importante como la historia del drenaje del valle para la determinación de la calidad química del agua subterránea. La mayor parte de los sedimentos procedentes de la erosión de rocas sedimentarias poseen grandes cantidades de calcio, magnesio, carbonato y sulfato que permanecen a disposición de las aguas subterráneas. Las aguas de estos sedimentos suelen poseer generalmente entre 50 y 200 ppm de calcio, entre 10 y 50 ppm de magnesio, entre 100 y 250 ppm de bicarbonato, y entre 50 y 300 ppm de sulfato. El contenido en ion cloro de estas aguas puede variar enormemente de acuerdo con la historia del lavado de los sedimentos.

Cuando los sedimentos proceden de rocas metamórficas y plutónicas, la concentración de sólidos disueltos suele ser generalmente mucho más baja; en estos casos, el contenido en sulfatos y cloruros es particularmente bajo, siendo por lo general inferior a 50 ppm cada uno; el sílica es el único constituyente más abundante en estos acuíferos que en los derivados de sedimentos procedentes de la

erosión de las rocas sedimentarias. La presencia de material volcánico hace aumentar aún más la cantidad de sílice. En general, la concentración total de sólidos disueltos en el agua procedente de sedimentos derivados de rocas volcánicas ocupa una posición intermedia entre la de los dos tipos precedentes.

La contaminación biológica rara vez suele constituir un problema en los pozos situados en el interior de los grandes valles. El mayor peligro de polución orgánica está en los acuíferos extremadamente permeables situados muy cerca de la superficie del suelo. Los pozos abiertos sobre fallas y la situación inapropiada de las zonas de vertidos residuales pueden, como en cualquier otro caso, ser los responsables de la introducción de organismos patógenos en el agua de los pozos.

#### c) Depósitos de las llanuras costeras.

En los acuíferos de las llanuras costeras existen cuatro tipos fundamentales de agua. Cerca de la superficie, en la zona de afloramiento de los acuíferos, las aguas subterráneas suelen poseer un bajo contenido de sólidos disueltos, siendo el sodio, calcio y bicarbonato los iones más abundantes. A profundidades comprendidas aproximadamente entre 50 y 500 metros, el agua subterránea suele ser por lo común, bicarbonatada sódica, con muy pequeñas cantidades de sulfato, calcio y magnesio. El sulfato es probablemente reducido por las bacterias que existen en el interior de los acuíferos, mientras que el calcio y el magnesio se intercambian con el sodio procedente de los minerales de arcilla. A profundidades mayores puede encontrarse agua congénita mezclada en parte con agua dulce procedente de la superficie; esta agua suele ser típicamente sodio-clorurada. El cuarto tipo de agua es el agua de mar que ha invadido recientemente los acuíferos costeros; esta agua contiene por lo general un porcentaje de sílice más bajo y un contenido de sulfato más elevado que el agua congénita normal, aunque estos criterios no son aplicables en muchas zonas donde los acuíferos con aguas congénitas normales poseen aguas relativamente ricas en sulfato y pobres en sílice. Desde el punto de vista total de sólidos disueltos, las aguas subterráneas más puras

suelen encontrarse en los depósitos de terraza.

d) Depósitos de origen eólico.

Las dunas activas están por lo general compuestas de minerales limpios, relativamente inertes, que causan solamente modificaciones menores en la composición química del agua infiltrada. Como consecuencia de ello, la mayor parte del agua de las dunas es de buena calidad, excepto en los lugares donde aguas de mala calidad pueden introducirse en estas formaciones contaminando sus acuíferos. El agua de los loess está algo más mineralizada que el agua de las dunas debido: 1) a las alteraciones que sufre el agua infiltrada al entrar en contacto con el suelo, antes de percolar en profundidad; 2) a la mayor abundancia de arcillas, que poseen por lo general una elevada capacidad de intercambio iónico, y 3) a la presencia tanto de abundantes minerales recientemente fracturados como de grandes cantidades de carbonato de calcio, relativamente movilizable, que existe por debajo de la zona de alteración superficial de los loess.

e) Depósitos glaciares.

La calidad química del agua subterránea procedente de los depósitos glaciares sometidos a una activa circulación subterránea es generalmente buena. En las regiones donde el agua subterránea está prácticamente estancada -como podría ser, por ejemplo, el caso del agua subterránea que pueda existir bajo una potente formación de till- puede contener tal cantidad de material sólido disuelto que deje incluso de ser potable, sobre todo en las regiones donde el agua subterránea que fluye hacia arriba es desde el basamento de rocas marinas a los depósitos glaciares, es salada.

El agua subterránea procedente de los depósitos glaciares está casi siempre libre de organismos patógenos; sin embargo, deben tomarse grandes precauciones para proteger los pozos. Los depósitos extraordinariamente permeables de las llanuras fluvio glaciares carecen de capacidad de filtración y pueden, por ello, permitir la transmisión de organismos patógenos a grandes distancias.

# **CAPITULO III**

## **Mecánica del Movimiento del Agua Subterránea.**

### III.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se tratan los principales conceptos, leyes y ecuaciones generales de la mecánica del movimiento del agua subterránea; como lo son la ley de Darcy, sus limitaciones y la generalización que Dupuit propone con sus hipótesis. La ley de Darcy establece la relación macroscópica fundamental y a partir de ella puede llegarse a expresar el flujo en forma de ecuaciones diferenciales. También se trata el concepto de potencial, la introducción de este potencial en la ecuación de Laplace, lo que permite establecer la ecuación del flujo como una ecuación diferencial, la cual se presenta como la ecuación general del movimiento del agua subterránea, la cual se obtiene de aplicar la ley de continuidad y el principio de conservación de la masa fundamentalmente.

La ecuación general del movimiento del agua subterránea se presenta tanto para flujo estacionario como no estacionario; tanto en un caso como en otro, la ecuación diferencial es sencilla pero su solución sólo es viable y fácil con condiciones de frontera muy simples. Una forma fácil de resolver esta ecuación es en forma gráfica, para lo cual se describe lo que son las redes de flujo, las cuales son la herramienta analítica más poderosa para el análisis del flujo del agua subterránea.

Por último el capítulo trata un caso de aplicación de los principios acerca del movimiento del agua subterránea explicados anteriormente. Este caso es el del flujo radial, el cual se presenta como una solución de la ecuación general del movimiento del agua subterránea aplicando condiciones de frontera y una de sus soluciones como lo es la de Theis.

### III.2 LEY DE DARCY.

#### III.2.1 Ley de Darcy.

El nacimiento de la hidrología del agua subterránea como una ciencia cuantitativa se remonta al año de 1856. Fue en ese año en que

un francés, Ingeniero Hidráulico llamado Henry Darcy, publicó su trabajo en la comisión de agua de la ciudad de Dijon, Francia. En su trabajo Darcy describe un experimento de laboratorio que él llevó a cabo para analizar el flujo de agua a través de arenas. Los resultados de su experimento fueron generalizados en una ley empírica que ahora lleva su nombre.

El experimento se llevó a cabo considerando un aparato experimental como el que se muestra en la figura 3.1. Un cilindro circular de sección transversal A se llenaba con arena, con sus tapas a cada lado y equipado con tubos de entrada y salida y un par de manómetros. El agua es introducida en el cilindro y se permite el flujo a través de él hasta un tiempo en que todos los poros son llenados con agua y el gasto de entrada Q es igual a el gasto de salida.

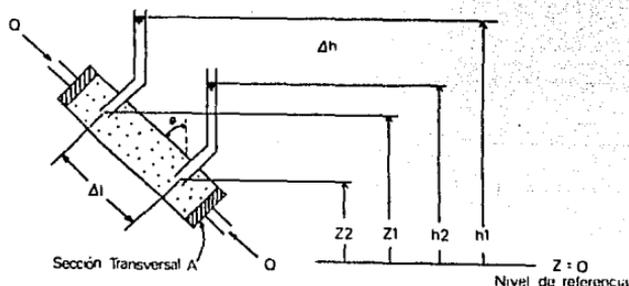


FIG. 3.1 Aparato experimental para la demostración de la Ley de Darcy.

Si se fija un punto arbitrario (nivel de referencia) como elevación  $z = 0$ , las elevaciones tomadas de los manómetros son  $z_1$  y  $z_2$ , y las elevaciones del nivel de los fluidos son  $h_1$  y  $h_2$ . La distancia tomada entre los manómetros es  $\Delta l$ .

Se puede definir  $v$ , como la descarga específica a través del cilindro, como:

$$v = Q / A \quad (3.1)$$

Si las dimensiones de  $Q$  son  $[L^3/T]$  y las de  $A$  son  $[L^2]$ ,  $v$  tiene las dimensiones de velocidad  $[L/T]$ .

El experimento llevado a cabo por Darcy mostró que  $v$  es directamente proporcional a  $h_1 - h_2$  cuando  $\Delta l$  es mantenido constante; e inversamente proporcional a  $\Delta l$  cuando  $h_1 - h_2$  se mantiene constante. Si se define  $\Delta h = h_2 - h_1$  (una convención arbitraria de signos, que puede servir en desarrollos posteriores), se tiene que  $v \propto -\Delta h$  y  $v \propto 1/\Delta l$ . La ley de Darcy puede ahora ser escrita como:

$$v = -K \Delta h / \Delta l \quad (3.2)$$

o, en forma diferencial:

$$v = -K dh / dl \quad (3.3)$$

En la ec. (3.3),  $h$  es nombrada potencial hidráulico o nivel piezométrico y  $dh/dl$  es el gradiente hidráulico,  $K$  es una constante de proporcionalidad. Debe de ser una propiedad del sólido en el cilindro, para que pueda ser mantenido constante el gradiente hidráulico, la descarga específica será seguramente más grande para algunos sólidos que para otros. En otras palabras, si  $dh/dl$  es mantenido constante,  $v \propto K$ , el parametro  $K$  es ahora la conductividad hidráulica (permeabilidad).

Esta conductividad tiene valores altos para arena y gravas, y valores bajos para arcilla y la mayoría de las rocas. Ya que  $\Delta h$  y  $\Delta l$  tienen unidades de longitud  $[L]$ , un analisis dimensional rápido de la ec. (3.2) muestra que  $K$  tiene dimensiones de velocidad  $[L/T]$ . En la sección II.3 se demostró que  $K$  no solo es función del medio poroso, si no también del fluido que circula a través de él.

Una forma diferente de la ley de Darcy puede ser obtenida de sustituir la ec. (3.1) en la ec. (3.3) para obtener:

$$Q = -K dh / dl A \quad (3.4)$$

Esta es algunas veces compactada quedando de la forma:

$$Q = -K \Delta A \quad (3.5)$$

donde  $i$  es el gradiente hidráulico.

La ley de Darcy es válida para el flujo del agua subterránea en cualquier dirección en el espacio. Con respecto a la figura (3.1) y la ec. (3.3), si el gradiente hidráulico  $dh/dl$  y la conductividad hidráulica  $K$  son considerados constantes,  $v$  es independiente del ángulo  $\theta$ . Esto es verdad para cuando  $\theta$  tiene valores tan grandes como  $90^\circ$ , cuando el flujo es forzado hacia arriba a través del cilindro en contra de la gravedad.

Se ha notado que la descarga específica  $v$  tiene dimensiones de velocidad o de flujo. Por esta razón algunos autores le conocen como la velocidad de Darcy o flujo de Darcy. La descarga específica es un concepto macroscópico y fácil de medir. Debe de ser diferenciado claramente de las velocidades microscópicas asociadas con el actual paso de partículas individuales de agua, de como ellas serpentean su camino a través de los granos de arena, fig.(3.2). Las velocidades microscópicas son las reales, pero ellas son probablemente imposibles de medir. Por eso es necesario seguir con los conceptos de flujo en escala macroscópica y considerando  $v$  como descarga específica, que es el término correcto.

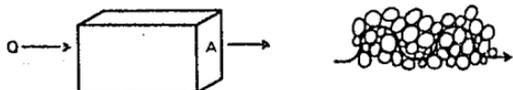


FIG. 3.2 Concepto macroscópico y microscópico del flujo del agua subterránea.

### III.2.2 Validez de la Ley de Darcy.

Si se pudiera limitar a la consideración de la descarga específica en una escala macroscópica a través del medio continuo, se tendrán limitaciones en la aplicación de la ley de Darcy. La ley de Darcy es una ley lineal. Si fuera universalmente válida, una gráfica de la descarga específica  $v$  contra el gradiente hidráulico  $dh/dl$  puede encontrarse como una línea recta, relación para todos los gradientes

entre 0 e infinito. Para flujo a través de materiales granulares se tienen las últimas dos situaciones, donde la validez de esta relación lineal está en duda. Lo primero a tratar es el flujo a través de sedimentos de baja permeabilidad bajo gradientes muy pequeños y lo segundo a tratar es flujos grandes a través de sedimentos de muy alta permeabilidad. En otras palabras, se puede tener al mismo tiempo un límite superior y un límite inferior como el rango de validez de la ley de Darcy. Se presenta una sugerencia que es una forma más general de la ley de flujo a través de medios porosos; que puede ser:

$$v = -K \left( \frac{dh}{dl} \right)^m$$

Si  $m = 1$ , que es la de todas las situaciones comunes, donde el flujo es lineal y es llamada ley de Darcy; si  $m \neq 1$  el flujo no es lineal y no puede ser llamada ley de Darcy.

De gran importancia práctica es el límite superior en el rango de validez de la ley de Darcy. Es reconocido y aceptado desde hace muchos años que para gastos de flujo altos, la ley de Darcy no se cumple. El límite superior es usualmente identificado con la ayuda del Número de Reynolds (Re), un número adimensional que expresa la relación de las fuerzas de inercia y viscosidad durante el flujo. Este es comúnmente usado en mecánica de fluidos para distinguir entre flujo laminar con velocidades bajas y flujo turbulento con velocidades altas. El número de Reynolds para flujo a través de medios porosos se define como:

$$Re = \frac{\rho v d}{\mu} \quad (3.6)$$

donde  $\rho$  y  $\mu$  son la densidad y viscosidad del fluido,  $v$  la descarga específica y  $d$  una longitud representativa de la dimensión del medio poroso, es tomada de diferentes modos también como una media de la dimensión del poro, una media del diámetro de grano, o alguna función de la raíz cuadrada de la permeabilidad  $K$ .

### III.2.3 Generalización de Dupuit para la Ley de Darcy.

Posteriormente a Darcy, Jules Dupuit (1863), fue el primer científico que desarrolló una fórmula para el estudio del flujo del agua hacia el interior de un pozo. Su trabajo fue publicado solamente siete años después de la aparición del trabajo que publicó Darcy, y en él ya utilizaba con resultados satisfactorios la famosa Ley de Darcy.

Dupuit propone, para obtener resultados satisfactorios conforme a la ley de Darcy, las siguientes dos consideraciones:

1. En cualquier lugar la velocidad es horizontal, es decir, que las superficies equipotenciales son planos verticales.
2. Supone que el gradiente a lo largo de la vertical es constante e igual a la pendiente del nivel libre del agua.

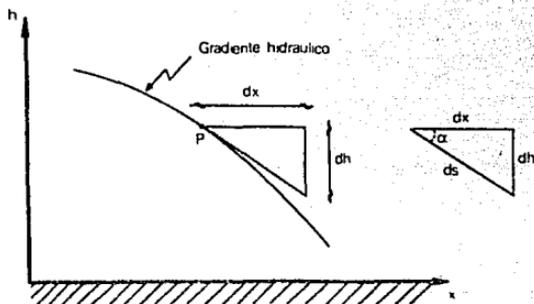


Fig. 3.3 Representación de la generalización de Dupuit.

Una forma matemática de demostrarlo es observando la fig. 3.3, donde se tiene un punto P. en el cual se desea conocer la velocidad. De acuerdo a la ley de Darcy se tiene:

$$v_i = -k \frac{dh}{ds} = -k \cdot \text{sen } \alpha$$

Para Dupuit se tiene:

$$v_2 = -K \frac{dh}{dx} = -K \tan \alpha$$

Es decir Dupuit considera la proyección  $ds$  (tangente) del gradiente piezométrico en lugar de considerar la proyección  $dx$  (seno), para calcular la velocidad en el punto P. Si se toma una relación de los gradientes de las velocidades, considerando  $\tan \alpha = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$  y  $k =$  cte. se tendría que:

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{\tan \alpha}{\sin \alpha} = \frac{1}{\cos \alpha} = \csc \alpha$$

Es decir:

$$v_2 = \csc \alpha v_1$$

y si además:

$$0^\circ < \alpha < 15^\circ$$

Entonces se puede utilizar las proyecciones  $dh$ ,  $dx$  en lugar de  $ds$ , ya que el error es permisible, lo cual facilita el cálculo de la velocidad en el punto P, según las consideraciones de Dupuit.

### III.3 EL CONCEPTO DE POTENCIAL.

Hubbert (1940) define potencial como "una cantidad física, capaz de ser medida en cualquier punto de un sistema de flujo, cuyas propiedades son tales que el flujo siempre ocurre de regiones en las cuales la cantidad tiene valores altos a aquellas en las cuales son bajos, sin tener en cuenta la dirección en el espacio". En el experimento de Darcy (Figura 3.1) el potencial hidráulico  $h$ , indicado por el nivel del agua en los manómetros, aparentemente satisface la definición, pero Hubbert señaló, que "aceptarlo empíricamente sin otra investigación, sería como leer la longitud de la columna de mercurio de un termómetro sin saber que temperatura es la cantidad física que aparece indicada".

Las posibilidades obvias para la cantidad de potencial son la

elevación y la presión. Si el aparato de Darcy (Figura 3.1) se instalara con el cilindro vertical ( $\theta=0^\circ$ ), el flujo ciertamente ocurriría hacia abajo del cilindro (de arriba hacia abajo) en respuesta a la gravedad. En otro caso, si el cilindro fuera puesto en posición horizontal ( $\theta=90^\circ$ ) en que la gravedad no afectara, el flujo probablemente será inducido, se incrementará la presión en un extremo y decrecerá en el otro. Individualmente, ninguna elevación ni presión son potenciales adecuados, pero se tiene ciertamente razón suponiendo que ellos son componentes de la cantidad total de potencial.

En efecto, la definición clásica de potencial, como es usualmente presentada por Matemáticos y Físicos es en términos del trabajo realizado durante el proceso de flujo; y el trabajo realizado en mover una unidad de masa de fluido entre dos puntos cualquiera en un sistema de flujo es una medida de la pérdida de energía por unidad de masa.

El flujo de fluidos a través de medios porosos es un proceso mecánico. Las fuerzas que conducen el fluido hacia adelante deben vencer las fuerzas de fricción existentes entre el fluido en movimiento y los granos del medio poroso. El flujo es por lo tanto acompañado por una transformación irreversible de energía mecánica a energía calorífica a través del mecanismo de resistencia de fricción. La dirección del flujo en el espacio será por lo tanto de regiones en las cuales la energía mecánica por unidad de masa de fluido es alta hacia regiones en la que es baja. En esa la energía mecánica por unidad de masa en cualquier punto en un sistema puede ser definida como el trabajo necesario para mover una unidad de masa de fluido desde un estado estándar elegido en el punto en cuestión, es que se tiene descubierta una cantidad física que satisface ambas, definición de Hubbert de un potencial (en términos de la dirección del flujo) y la clásica definición (en términos del trabajo realizado). El potencial del fluido para flujo a través de medios porosos es por lo tanto la energía mecánica por unidad de masa de fluido.

Ahora queda relacionar esta cantidad con la elevación y presión, terminos que se anticiparon anteriormente. Considerando un estado estándar arbitrario (Figura 3.4) a elevación  $z = 0$  y presión  $P = p_0$ .

donde  $p_0$  es la Presión atmosférica. Una unidad de masa de fluido de densidad  $\rho_0$  la cual ocupa un volumen  $V_0$ , donde  $V_0 = 1/\rho_0$ . Se desea calcular el trabajo necesario para levantar la unidad de masa de fluido del estado estandar a algun punto P en el sistema de flujo, el cual esta a una elevación  $z$  y donde la presión del fluido es  $p$ . Aquí, una unidad de masa del fluido tendrá una densidad  $\rho$  y ocupará un volumen  $V = 1/\rho$ . En adición, se puede considerar que el fluido tiene una velocidad  $u = 0$  en el estado estandar y velocidad  $u$  en el punto P.

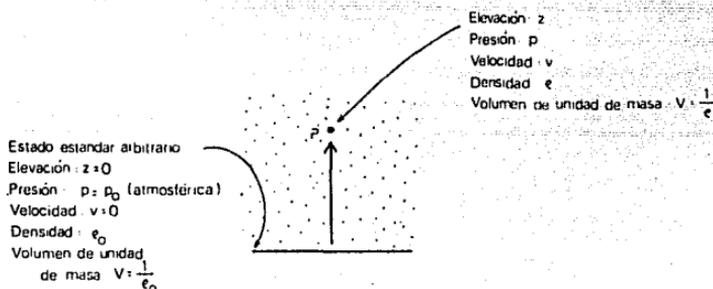


FIG. 3.4 Datos para el cálculo de la energía mecánica de una unidad de masa de fluido.

Hay tres componentes para el cálculo del trabajo. Primero, es el trabajo necesario para elevar la masa de la elevación  $z = 0$  a la elevación  $z$ :

$$w_1 = m g z \quad (3.7)$$

Segundo, el trabajo necesario para acelerar el fluido de una velocidad  $u = 0$  a una velocidad  $u$ :

$$w_2 = \frac{m u^2}{2} \quad (3.8)$$

Tercero, el trabajo perdido por el fluido en aumentar la presión desde  $P = P_0$  a  $p$ :

$$w_3 = m \int_{P_0}^p \frac{V}{m} dp = m \int_{P_0}^p \frac{dp}{\rho} \quad (3.9)$$

Si el fluido, fluyera del punto P a condiciones estandar, la ec. (3.7) representa la pérdida de energía potencial, la ec. (3.8) es la pérdida de energía cinética y la ecuación (3.9) es la pérdida de energía elástica o trabajo p-V.

El potencial de velocidad  $\bar{h}$  (la energía mecánica por unidad de masa) es la suma de  $w_1$ ,  $w_2$  y  $w_3$ . Para una unidad de masa de fluido,  $m=1$  en las ecs. (3.7), (3.8) y (3.9), se obtiene:

$$\bar{h} = gz + \frac{v^2}{2} + \int_{p_0}^p \frac{df}{\rho} \quad (3.10)$$

Para flujo en medios porosos, las velocidades son extremadamente bajas, entonces el segundo término puede ser despreciable. Para fluidos incompresibles (fluidos con una densidad constante, así que  $\rho$  no es función de p, ec. (3.10) será simplificada obteniendose:

$$\bar{h} = gz + \frac{p-p_0}{\rho} \quad (3.11)$$

Los presentimientos anteriores, en cuanto a los componentes probables del potencial de velocidad, se ven ahora que son correctos. El 1er. término de la ec. (3.11) incluye la elevación z y el segundo término involucra la presión del fluido p.

Ahora queda por contestar una pregunta como hacen esos términos para relacionar el potencial hidráulico h. Regresando a el manómetro de Darcy (fig.3.5). En P la presión del fluido p esta dada por:

$$p = \rho g \psi + p_0 \quad (3.12)$$

donde  $\psi$  es la altura de la columna de líquido arriba de p y  $p_0$  es la presión atmosférica o la presión a condiciones estandar. Está claro de la fig. (3.5) y la ec. (3.12), que:

$$p = \rho g (h-z) + p_0 \quad (3.13)$$

sustituyendo la ec. (3.13) en la ec. (3.11) se obtiene:

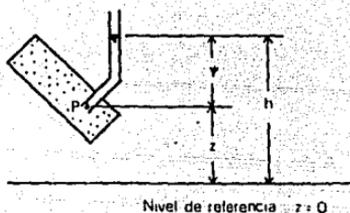


FIG. 3.5 Potencial Hidráulico  $h$ , potencial de presión  $\psi$  y potencial de elevación  $z$  para un manómetro de laboratorio.

$$\bar{\psi} = g z + \frac{[\rho g (h - z) + p_0] - p_0}{\rho} \quad (3.14)$$

o, simplificando términos:

$$\bar{\psi} = g h \quad (3.15)$$

Este largo ejercicio ha llevado a las sencillas conclusiones. El potencial de velocidad  $\bar{\psi}$  en cualquier punto  $P$  en un medio poroso es simplemente el potencial hidráulico en el punto multiplicado por la aceleración de la gravedad. Ya que  $g$  está muy cerca a la constante en la vecindad de la superficie de la tierra,  $\bar{\psi}$  y  $h$  son casi perfectamente correlacionados. Para conocer uno es necesario conocer el otro. Recordando la definición de Hubbert: es una cantidad física, capaz de ser medida y el flujo siempre ocurre de regiones donde  $h$  tiene valores altos a regiones donde los tienen bajos. En realidad con referencia a la ec. (3.15) se muestra que, si  $\bar{\psi}$  es energía por unidad de masa, entonces  $h$  es energía por unidad de peso.

Comunmente en la hidrología del agua subterránea se considera a la presión atmosférica  $p_0$  igual a cero y trabajar con presiones manométricas (presiones arriba de la atmosférica). En este caso las ecs. (3.11) y (3.15) quedan:

$$\bar{e} = g z + \frac{P}{\rho} = g \cdot h \quad (3.16)$$

dividiendo entre  $g$ , se obtiene:

$$h = z + \frac{P}{\rho g} \quad (3.17)$$

Poniendo la ec. (3.12) en términos de presiones manométricas se obtiene:

$$P = \rho \cdot g \cdot \psi \quad (3.18)$$

y la ec. (3.17) queda:

$$h = z + \psi \quad (3.19)$$

El potencial hidráulico  $h$  es la suma de dos componentes: la elevación del punto de medida o elevación potencial,  $z$ , y la presión potencial  $\psi$ .

Esta relación fundamental de potencial es básica para un entendimiento del flujo del agua subterránea. La fig. (3.5) expone la relación para el manómetro de Darcy y la figura (3.6) para mediciones de campo.

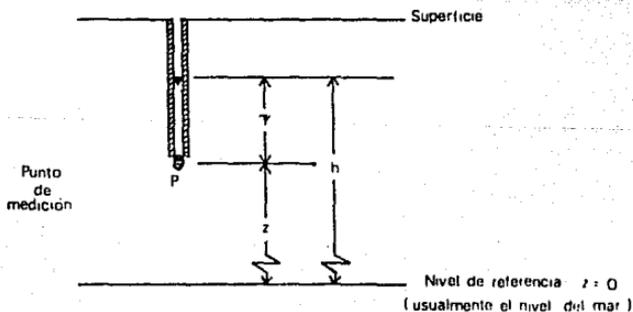


FIG. 3.6 Potencial hidráulico  $h$ , potencial de presión y potencial de elevación para un piezómetro de campo.

Los que están relacionados con la mecánica de fluidos elemental

pueden reconocer la ec. (3.10) como la ecuación de Bernoulli; la clásica ecuación de pérdida de energía durante el flujo de fluidos. Algunos autores usan la ecuación de Bernoulli como el punto de partida para sus desarrollos de los conceptos de potencial de velocidad y potencial hidráulico. Si se pone la ec. (3.10) en términos de potencial y se usa una notación simplificada, se tendría:

$$h_T = h_z + h_p + h_v \quad (3.20)$$

donde  $h_z$  es el potencial de elevación;  $h_p$  el potencial de presión y  $h_v$  el potencial velocidad. En esta notación  $h_z = z$ ,  $h_p = \psi$  y  $h_v = v^2/2g$ . El término  $h_T$  es llamado el potencial total, y para casos especiales donde  $h_v = 0$ , es igual al potencial hidráulico  $h$ , y entonces se obtiene la ec. (3.19).

Las dimensiones de los términos de potencial  $h$ ,  $\psi$  y  $z$  son de longitud [L]. Son usualmente expresados en "metros de agua" o "pies de agua".

Tabla 3.1 Unidades comunes y dimensiones para parámetros básicos del agua subterránea.

Parámetro	Símbolo	Sist. internacional. S.I.		Sist. Pie-Libra- segundo. FPS	
		dimensiones	unidades	dimensiones	unidades
Pot. Hidráulico	$h$	[L]	m	[L]	ft
Potencial presión	$\psi$	[L]	m	[L]	ft
Pot. de elevación	$z$	[L]	m	[L]	ft
Presión	$p$	[M/LT <sup>2</sup> ]	N/m <sup>2</sup> ó Pa	[F/L <sup>2</sup> ]	lb/ft <sup>2</sup>
Potencial	$\phi$	[L <sup>2</sup> /T <sup>2</sup> ]	m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>	[L <sup>2</sup> /T <sup>2</sup> ]	ft <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
Densidad	$\rho$	[M/L <sup>3</sup> ]	kg/m <sup>3</sup>	-	-
Peso específico	$\gamma$	-	-	[F/L <sup>3</sup> ]	lb/ft <sup>3</sup>
Desc. específica	$v$	[L/T]	m/s	[L/T]	ft/s
Conduc. Hidráulica	$K$	[L/T]	m/s	[L/T]	ft/s

### III.4 ECUACION GENERAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA.

La deducción de esta ecuación se basa en el principio de conservación de la masa.

Considérese un paralelepípedo elemental de un medio poroso (fig 3.7a), completamente saturado de fluido de densidad  $\rho$ . Sea en el centro P del elemento de volumen el vector caudal específico  $u(x, y, z, t)$ , de componentes  $u(x, y, z, t)$ ,  $v(x, y, z, t)$ ,  $w(x, y, z, t)$ . A fin de calcular el valor del flujo a través de las caras de dicho paralelepípedo, será necesario referir el caudal específico a través de cada cara del vector del centro P o a sus componentes, lo que se realiza mediante un desarrollo en serie de Taylor de las funciones  $u(x, y, z, t)$ ,  $v(x, y, z, t)$ ,  $w(x, y, z, t)$ , con los valores  $u$ ,  $v$ ,  $w$ , en P. Puesto que estas funciones dependen de más de una variable es necesario introducir el concepto de derivada parcial; esta derivada difiere de la ordinaria en que durante el proceso de derivación sólo una de sus variables se considera como tal, mientras que las otras se mantienen constantes. Por ejemplo, para encontrar el valor de  $u$  a través de la cara  $x + \Delta x/2$ , el desarrollo de Taylor permite escribir:

$$u \left[ x + \frac{\Delta x}{2}, y, z, t \right] = u(x, y, z, t) + \frac{\Delta x}{2} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \dots$$

Nótese que las derivadas de cualquier orden están evaluadas en el punto P. Es práctica común interrumpir la serie después del término lineal en  $\Delta x$ , y despreciar los términos con  $\Delta x$  de orden superior. La masa de fluido que pasa a través de una superficie elemental  $\Delta A$  se expresa por  $(\rho V_n \Delta A)$ , donde  $V_n$  es la componente de la velocidad normal al área  $\Delta A$ ; pero si  $\rho$  es una función  $\rho(x, y, z, t)$ , para poder efectuar el cálculo de la masa de fluido que pasa a través de las caras del elemento de volumen se tienen que considerar los productos  $\rho u$ ,  $\rho v$ ,  $\rho w$ ; así, por ejemplo, según la dirección  $x$  bastará reemplazar, en el desarrollo de Taylor anteriormente escrito,  $u$  por  $\rho u$ . Los términos que

se mantienen en las diferentes series de Taylor están escritos en la figura 3.7a. El principio de conservación de la masa aplicado al elemento de volumen requiere que:

masa del caudal que afluye = masa del caudal que sale + variación de la masa almacenada durante el tiempo considerado.

La masa del fluido que entra según las distintas direcciones es:

$$\text{dirección } x \left[ \rho u - \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \Delta y \Delta z$$

$$\text{dirección } y \left[ \rho v - \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \frac{\Delta y}{2} \right] \Delta x \Delta z$$

$$\text{dirección } z \left[ \rho w - \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \frac{\Delta z}{2} \right] \Delta x \Delta y$$

Estas aportaciones deben sumarse para obtener la masa total del fluido que entra en el elemento de volumen. Análogamente, para la masa del caudal que sale, las distintas componentes son:

$$\text{dirección } x \left[ \rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \Delta y \Delta z$$

$$\text{dirección } y \left[ \rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \frac{\Delta y}{2} \right] \Delta x \Delta z$$

$$\text{dirección } z \left[ \rho w + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \frac{\Delta z}{2} \right] \Delta x \Delta y$$

y, como antes tienen que sumarse para obtener el total. De lo anterior se deduce que:

masa del fluido que entra - masa del fluido que sale =

$$- \left[ \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \right] \Delta x \Delta y \Delta z$$

es decir, igual a la variación  $\Delta H$ , durante el tiempo considerado, de la masa del fluido almacenado en el elemento de volumen  $\Delta V_0$ . A su vez

$$\Delta H = n \rho \Delta x \Delta y \Delta z$$

en donde  $n$  representa la porosidad (definida en el capítulo II). Para establecer la expresión de la variación temporal de  $\Delta H$ , hay que considerar que  $n$  puede variar debido a la compresión vertical o a la expansión del medio, y que  $\rho$  puede ser función del tiempo y del punto; admitiendo que no hay cambio en las dimensiones  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  del volumen considerado en la figura 3.7a; en definitiva:

$$\frac{\partial(\Delta H)}{\partial t} = \left[ \rho \frac{\partial n}{\partial t} + n \frac{\partial \rho}{\partial t} \right] \Delta x \Delta y \Delta z \quad (3.21)$$

Quedan aún por expresar los dos términos del segundo miembro la ecuación 3.21 en función de la compresibilidad  $\alpha$  del acuífero, de la compresibilidad  $\beta$  del fluido y de la presión intersticial  $p$ .

1° En función de la compresibilidad del acuífero.

$$\rho \frac{\partial n}{\partial t}$$

Los cambios de la porosidad se deben esencialmente a la compresión o a la expansión vertical del medio (las variaciones de las dimensiones laterales de los acuíferos son despreciables debido a la fuerza que sobre ellos ejercen los materiales circundantes.). Así, el cambio de porosidad  $n$  de un elemento de volumen  $\Delta x' \Delta y' \Delta z'$  puede calcularse como sigue: El volumen de la matriz de sólido  $\Delta V_s = (1-n) \Delta x' \Delta y' \Delta z'$  puede admitirse constante debido a que la compresibilidad de los granos individuales es considerablemente menor que la de su estructura y también menor que la compresibilidad del agua. La derivada total de esta cantidad es cero, y por tanto:

$$d(\Delta V_s) = d[(1-n) \Delta x' \Delta y' \Delta z'] = 0$$

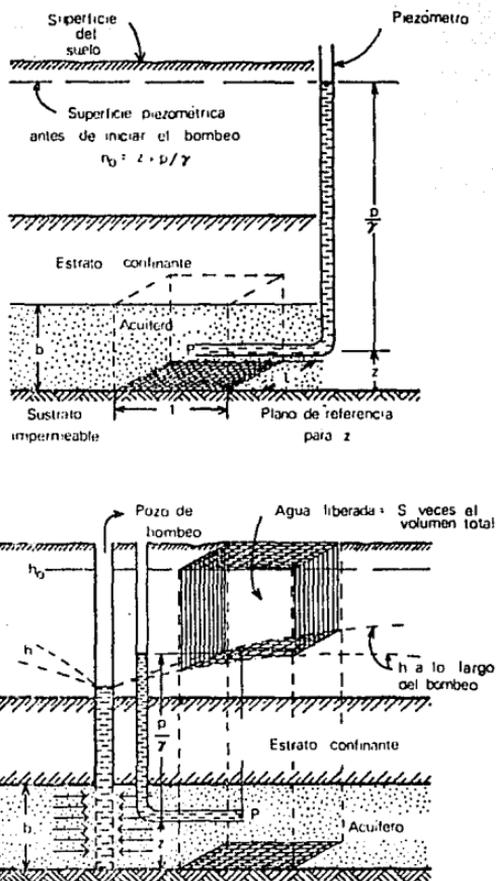


FIG. 3.7 Interpretación física del coeficiente de almacenamiento S.  
 Arriba: antes de iniciar el bombeo. Abajo: durante el bombeo.

Por otra parte, las dimensiones laterales  $\Delta x'$ ,  $\Delta y'$ , del elemento de volumen, no varían en comparación con el cambio que experimenta la dimensión vertical  $\Delta z'$ ; por eso, en la derivada total anterior, el producto  $\Delta x' \Delta y'$  se considera constante y sólo se mantienen dos términos:

$$\Delta z' d(1-n) + (1-n) d(\Delta z') = 0$$

es decir:

$$dn = \frac{1-n}{\Delta z'} d(\Delta z')$$

y por tanto

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1-n}{\Delta z'} \frac{\partial(\Delta z')}{\partial t} \quad (3.22)$$

Para calcular  $\frac{\partial(\Delta z')}{\partial t}$  conviene introducir el concepto de compresibilidad vertical  $\alpha$  de la estructura granular del medio,  $\alpha = 1/E_s$ , en donde  $E_s$  es el módulo de elasticidad cúbica de la estructura. La tensión  $\sigma_z$  sobre el esqueleto intergranular, en dirección vertical, se llama presión o tensión intergranular; por definición:

$$E_s = - \frac{d\sigma_z}{\frac{d(\Delta z')}{\Delta z'}} = \frac{1}{\alpha}$$

es decir

$$d(\Delta z') = - \alpha \Delta z' d\sigma_z$$

y por tanto

$$\frac{\partial(\Delta z')}{\partial t} = - \alpha(\Delta z') \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}$$

Si este valor de  $\partial(\Delta z')/\partial t$  se introduce en la ecuación 3.22 se tiene:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = - (1-n)\alpha \frac{\partial \sigma_z}{\partial t} \quad (3.23)$$

2° En función de la compresibilidad del fluido y de la presión intersticial.

$$\rho \frac{\partial p}{\partial t}$$

Al introducir la compresibilidad  $\beta$  del fluido (recíproco de su módulo de elasticidad cúbica):

$$\beta = - \frac{d(\Delta V_v')}{\Delta V_v' dp}$$

la ecuación de conservación de la masa se escribe:

$$\rho \Delta V_v' = \rho_0 \Delta V_{v_0}' = \text{constante}$$

en donde  $\rho_0$ ,  $\Delta V_{v_0}'$  son valores de referencia constantes de la densidad y del volumen elemental del fluido. La diferenciación total de esta ecuación da:

$$\rho d(\Delta V_v') + (\Delta V_v') d\rho = 0$$

es decir

$$-\rho(\Delta V_v')\beta dp + (\Delta V_v')d\rho = 0 \quad (3.24)$$

y, por tanto,

$$\rho\beta \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (3.25)$$

en donde  $p$  representa la presión experimentada por el agua en los poros, que se llama presión intersticial.

A cualquier profundidad, la suma de la presión intergranular y de la presión intersticial es la presión total o presión combinada. La presión total, si se desprecian los efectos de arqueado de los estratos suprayacentes, es numéricamente igual al peso por unidad de área de todos los materiales que quedan por encima del punto considerado. Se deduce que:

$$\sigma_z + p = \text{constante} \quad (3.26)$$

y, por tanto,

$$d\sigma_z = - dp$$

con la ayuda de las ecuaciones 3.23, 3.25 y 3.26, la forma final de la

ecuación 3.21 es:

$$\frac{\partial(\Delta H)}{\partial t} = [\rho(1-n)\alpha + n\beta] \Delta x \Delta y \Delta z \frac{\partial p}{\partial t}$$

y de la ecuación de continuidad:

$$-\left[ \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \right] = \rho(1-n)\alpha + n\beta \frac{\partial p}{\partial t} \quad (3.27)$$

Para deducir la ecuación del movimiento en un medio homogéneo e isotrópico basta con transformar la ecuación 3.27 como sigue: el desarrollo de su primer miembro conduce a:

$$-\rho \left[ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right] - \left[ u \frac{\partial \rho}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial y} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} \right]$$

El segundo término de esta expresión es, en general, muy pequeño en comparación con el primero y, por tanto, puede despreciarse, especialmente en el caso de un movimiento casi horizontal, es decir con  $\partial h/\partial z$  muy pequeña; en efecto, de la ecuación 3.10 se deduce:

$$h = z + \frac{1}{g} \int \frac{dp}{\rho} + \text{constante} \quad (3.10')$$

Escribiendo las derivadas parciales siguientes:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x}$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y}$$

$$\frac{\partial h}{\partial z} = 1 + \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z}$$

despejando:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho \beta \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \rho \beta \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = \rho \beta \left[ \frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right]$$

introduciendo estos valores en las derivadas parciales de:

$$dp = \rho \beta dh \quad (3.24)$$

se tiene:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \beta \rho^2 g \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \beta \rho^2 g \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = \beta \rho^2 g \left[ \frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right]$$

y como la ley de Darcy (ecuación 3.3) puede expresarse de la forma:

$$u = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v = -K \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.3)$$

$$w = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

De la ecuación (3.10') resulta:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \rho \beta \frac{\partial h}{\partial t}$$

Por tanto la ecuación 3.27 puede escribirse finalmente:

$$\rho \left[ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] + 2K \beta \rho^2 g \left[ \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \right] =$$

$$= \rho^2 g [(1-n)\alpha + n\beta] \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.28)$$

Los términos cuadráticos del primer miembro pueden despreciarse. Con lo que se demuestra que en el caso de un movimiento casi horizontal el término en  $\partial h / \partial z$  es pequeño. El primer término puede escribirse como  $K\rho\nabla^2 h$ , donde:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

es el operador laplaciano. La forma final de la ecuación 3.28 es:

$$\nabla^2 h - 2g\beta\rho \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.29)$$

en la que:

$$S_s = \rho g [(1-n)\alpha + n\beta] \quad (3.30)$$

es el almacenamiento específico, que, como puede verse a partir de la ecuación 3.29, tiene las dimensiones de  $l/L$  y por ello puede considerarse como la cantidad de agua almacenada que se libera por unidad de área del acuífero cuando el potencial hidráulico disminuye en una unidad. Sus dos componentes pueden interpretarse de la manera siguiente:

$(1-n)\rho g\alpha$  = agua almacenada, liberada por unidad de volumen, debido a la compresión del esqueleto intergranular, cuando el potencial disminuye en una unidad.

$\rho n\beta$  = agua almacenada, liberada por unidad de volumen, debido a la descompresión del agua, cuando el nivel piezométrico desciende en una unidad.

Puede observarse que cuando disminuye la presión intersticial  $\beta u$  y que, en consecuencia, el agua se expande. En el caso especial de un acuífero confinado de espesor  $b$ , la integración de la ecuación 3.29 conduce al valor del coeficiente de almacenamiento:

$$S = \rho_3(\alpha + n\beta) \quad (3.31)$$

Introduciendo el concepto de transmisibilidad  $T$  del acuífero:

$$T = Kb \quad (3.31')$$

y de potencial hidráulico o nivel piezométrico:

$$h(x, y, t) = \frac{1}{b} \int_0^b h(x, y, z, t) dz \quad (3.32)$$

la ecuación 3.29 puede escribirse:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.33)$$

en la que  $S$  y  $T$  son las llamadas constantes de formación del acuífero confinado.  $S$  es adimensional y puede interpretarse como la cantidad de agua almacenada que se libera de una columna de acuífero de sección transversal igual a la unidad cuando el potencial hidráulico disminuye en una unidad. En el cálculo de  $S$  no puede despreciarse la compresibilidad del agua, porque el término  $\rho_3 n \beta$  puede ser del mismo orden de magnitud que el término  $\rho_3 \alpha$ . La significación de  $S$  puede visualizarse por medio de la figura 3.7b. La disminución del potencial hidráulico  $h$  en un punto dado de un acuífero confinado suele deberse a la extracción de agua mediante bombeo y la consiguiente disminución de la presión intersticial.

Las ecuaciones 3.29 y 3.33 son, respectivamente, las ecuaciones generales del movimiento no estacionario en acuíferos libres y en acuíferos cautivos.

De hecho, para el caso de acuíferos libres, la ecuación 3.29 puede simplificarse todavía más; la compresibilidad de una arena es relativamente importante sólo cuando está completamente saturada de agua y confinada entre dos estratos impermeables, pero cuando el movimiento es libre, la compresibilidad de la arena y del agua son relativamente poco importantes comparadas con las perturbaciones no estacionarias o con los desplazamientos verticales de la superficie

libre. En el caso de un acuífero libre puede despreciarse el término  $S_0 \frac{\partial h}{\partial t}$  de la ecuación 3.29, y si además se puede prescindir del término  $K \frac{\partial h}{\partial z}$  en  $\frac{\partial h}{\partial z}$ , se obtiene la ecuación de Laplace:

$$\nabla^2 h = 0 \quad (3.34)$$

para regímenes libres estacionarios.

Cuando  $h$  es independiente de  $t$ , la ecuación de Laplace expresa igualmente el movimiento confinado en régimen estacionario, como se deduce inmediatamente de la ecuación 3.33.

Las consideraciones anteriores acerca de la ecuación 3.34 se han establecido a partir de bases hidrodinámicas. Generalmente, las constantes de formación  $S$  y  $T$  se determinan mediante pruebas de bombeo.

### III.5 REDES DE FLUJO.

#### III.5.1 Rodos de Flujo por Construcción Gráfica.

Como se ha observado, los sistemas de flujo de aguas subterráneas pueden ser representados por sistemas en tres dimensiones a partir de superficies equipotenciales y correlaciones a partir de líneas de flujo ortogonales. Si a través de una sección en dos dimensiones se puede representar un sistema tridimensional, donde el punto de partida son las líneas equipotenciales y las líneas de flujo; las cuales constituyen una Red de Flujo. La construcción de las redes de flujo es una de las más poderosas herramientas analíticas para el análisis del flujo del agua subterránea.

Como se observó anteriormente las redes de flujo pueden ser desarrolladas como la solución de un problema en dos dimensiones, bajo condiciones estáticas y valuado en la frontera. La solución requiere el conocimiento del Área de flujo, las condiciones de borde en cada una de

las fronteras y la distribución espacial de la conductividad hidráulica en la región. En esta parte se observará que las redes de flujo también pueden construirse gráficamente, sin los recursos de las matemáticas sofisticadas.

### III.5.2 Sistemas Homogéneos e Isótropos.

Primero se considerará el flujo en una región homogénea, isotrópica y completamente saturada. Para flujo en condiciones estáticas, en la región se pudiera tener tres tipos de fronteras:

- 1) Frontera impermeable.
- 2) Frontera de carga constante.
- 3) Frontera de nivel piezométrico.

Primero se considerará el flujo en la vecindad de una barrera impermeable (fig. 3.8a). Debido a que el flujo no es a través de la frontera y por tanto las líneas de flujo adyacentes a la frontera deben ser paralelas a ésta, las líneas equipotenciales deben ser perpendiculares a la frontera.

De acuerdo con la ley de Darcy y partiendo de que la descarga específica a través de la frontera es igual a cero, se cumple el argumento matemático de la condición de frontera. Para los ejes paralelos a la frontera en un plano  $xz$ :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \text{o} \quad \frac{\partial h}{\partial z} = 0 \quad (3.35)$$

En efecto, cualquier línea de flujo en una red de flujo constituye una frontera impermeable imaginaria, es por esto que no hay flujo a través de una línea de flujo. En la construcción de las redes de flujo es posible algunas veces reducir el tamaño de la región de flujo, si se considera cualquier porción de la región, de un lado o del otro de cualquier eje de simetría. Esto es claro si la línea de simetría es también una línea de flujo, la condición de frontera debe ser implícita sobre el eje de simetría de la frontera, tal como la

ecuación (3.35).

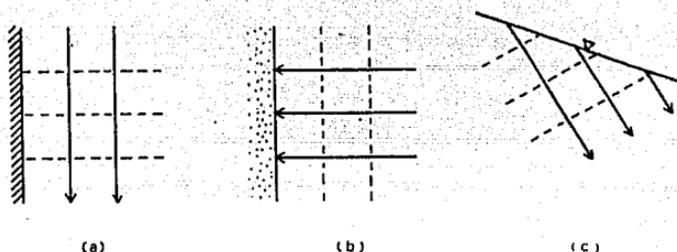


FIG. 3.8 Flujo de agua subterránea en la vecindad de a) una barrera impermeable, b) una barrera de carga constante y c) una barrera de nivel piezométrico.

Una frontera en la cual la carga hidráulica es constante, fig. 3.8b, es una línea equipotencial. Las líneas de flujo deben incidir en ángulos rectos sobre la frontera, y por lo tanto las líneas equipotenciales deben ser paralelas a la frontera. La condición matemática es:

$$h = c \quad (3.36)$$

Sobre la superficie piezométrica, la carga de presión  $\psi$ , es igual a cero; y por la simple relación de cargas  $h = \psi + z$ , se tiene:

$$h = z \quad (3.37)$$

Para la condición de frontera. Como se indica en la fig. 3.8c para el caso de la recarga la superficie piezométrica, no es ni una línea de flujo ni una línea equipotencial. Es simplemente una línea de variable conocida,  $h$ .

Si se conoce la conductividad hidráulica  $K$  del material de una región homogénea e isotrópica, es posible calcular la descarga del sistema a través de una red de flujo.

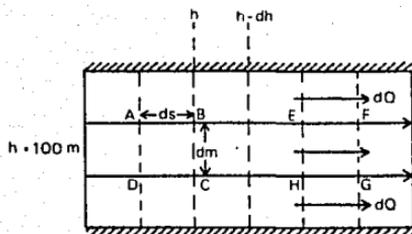


FIG. 3.9 Red de flujo cuantitativa para un sistema de flujo muy simple.

El área entre dos líneas de flujo adyacentes es conocida como tubo de corriente o tubo de flujo. Si las líneas de flujo están igualmente espaciadas, la descarga de cualquier tubo de corriente es la misma. Si se considera flujo continuo en la región ABCD de la fig. 3.9, y si las distancias AB y BC son  $ds$  y  $dm$ , respectivamente, y además la pérdida de carga hidráulica entre AD y BC es  $dh$ , la descarga a través de esta región de una sección de área de espesor unitario perpendicular a la página es:

$$dQ = K \frac{dh}{ds} dm \quad (3.38)$$

Bajo condiciones estáticas, la descarga a través de un plano de espesor unitario (AD, EH, o FG) en un tubo de corriente debe ser igual a  $dQ$ . En otras palabras, la descarga en cualquier parte del tubo de corriente puede ser calculada si se considera el flujo justamente en un elemento de él.

Si al construir la red, se considera arbitrariamente para los cuadrados que  $ds = dm$ , entonces la ecuación 3.38 queda:

$$dQ = K dh \quad (3.39)$$

Para un sistema con  $m$  tubos de corriente, la descarga total es:

$$Q = m K dh \quad (3.40)$$

Si la pérdida total de carga a través de la región de flujo es  $H$  y si se tiene  $n$  divisiones de carga en la red de flujo ( $H = n \cdot dh$ ), entonces:

$$Q = \frac{m K H}{n} \quad (3.41)$$

La ec. 3.41 debe ser usada con precaución, ya que solo es aplicable para sistemas de flujo simple con una frontera de recarga y una frontera de descarga. Para sistemas más complicados es mejor simplificar el cálculo  $dQ$  para un tubo de corriente y multiplicarlo por el número de tubos de corriente para obtener  $Q$ .

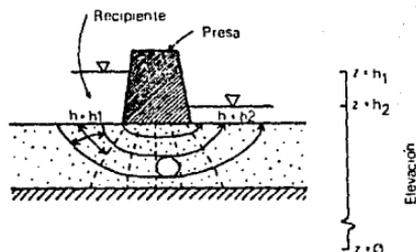


FIG. 3.10 Esquema de una presa sobre una formación de rocas ígneas, que representa un medio homogéneo e isotrópico.

La figura 3.10 es una red de flujo, para una formación de rocas ígneas que está debajo de una presa, y que en la parte inferior tiene una barrera impermeable. Esto puede ser usado para adicionar 3 puntos acerca de la construcción de redes de flujo:

1. En la red de flujo los cuadrados se transforman en cuadrados curvilíneos, esto es tienen dimensiones centrales iguales, y desarrollan otros caminos, los cuales encierran un círculo el cual es tangente a todas las líneas de frontera.
2. No necesariamente las redes de flujo tienen fronteras finitas en todos los lados, las regiones de flujo se extienden

infinitamente en una o mas direcciones, lo cual se puede trazar horizontalmente en la fig. 3.10.

3. Una red de flujo puede ser construida con un tubo de corriente "parcial" sobre la orilla.

En un medio homogéneo e isotrópico, la distribución de la carga hidráulica solo depende de las configuración de las condiciones de frontera. La conductividad hidráulica solo interviene cuando los cálculos son hechos; así mismo, tampoco interviene cuando la red de flujo es adimensional. Los pasos a seguir para la construcción de una red de flujo son:

1. Las líneas de flujo y las líneas equipotenciales se deben intersectar en ángulos rectos.
2. Las líneas equipotenciales deben partir en ángulo recto de las fronteras impermeables.
3. Las líneas equipotenciales deben ser paralelas a las fronteras de carga constante.
4. Si la red de flujo es dibujada como cuadrado es una porción de el campo, con la posible excepción de tomar una parte del tubo de corriente en la orilla, los cuadrados deben existir a través de todo el campo.

### III.5.3 Sistemas Heterogéneos y la Ley de la Tangente.

Cuando las líneas de flujo del agua subterránea atraviesan una barrera geológica entre dos formaciones con diferentes valores de conductividad hidráulica, su refracción no sigue la ley de Snell's, sino que sigue la ley de la Tangente. Considerando el tubo de corriente presentado en la fig. 3.11, el flujo procedente de un medio de conductividad hidráulica  $k_1$  a un medio con conductividad hidráulica  $k_2$ , donde  $k_2 < k_1$ .

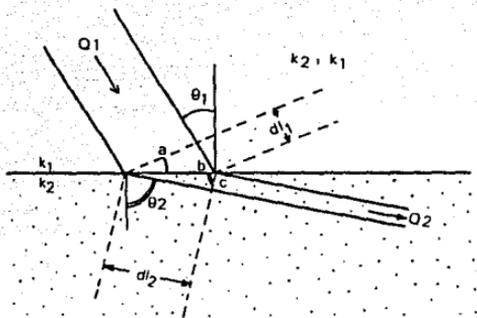


FIG. 3.11 Refracción de las líneas de flujo a través de una barrera geológica.

El tubo de corriente tiene un espesor unitario perpendicular a la página, y el ángulo y distancias son como se indican en la figura. Para flujo constante, el caudal de entrada  $Q_1$ , debe ser igual al caudal de salida  $Q_2$ ; o de acuerdo a la ley de Darcy:

$$k_1 a \frac{dh_1}{dl_1} = k_2 c \frac{dh_2}{dl_2} \quad (3.42)$$

Donde  $dh_1$  es la pérdida de carga a través de la distancia  $dl_1$ , y  $dh_2$  es la pérdida de carga a través de la distancia  $dl_2$ . En consecuencia de que  $dl_1$  y  $dl_2$  limitan las mismas dos líneas equipotenciales, es claro que  $dh_1 = dh_2$ , por las consideraciones geométricas  $a = b \cos \theta_1$  y  $c = b \cos \theta_2$ . Y si  $b/dl_1 = 1/\sin \theta_1$  y  $b/dl_2 = 1/\sin \theta_2$  la ec. 3.42 queda:

$$k_1 \frac{\cos \theta_1}{\sin \theta_1} = k_2 \frac{\cos \theta_2}{\sin \theta_2} \quad (3.43)$$

$$c \frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} \quad (3.44)$$

La ec. 3.44 constituye la ley de la tangente para la refracción de las líneas de flujo del agua subterránea en una frontera geológica

en medios heterogéneos. Conociendo  $k_1$ ,  $k_2$  y  $\theta_1$ , se puede resolver la ecuación para  $\theta_2$ . La fig. 3.12 representa la refracción de las líneas de flujo para dos casos cuando  $k_1/k_2 = 10$ .

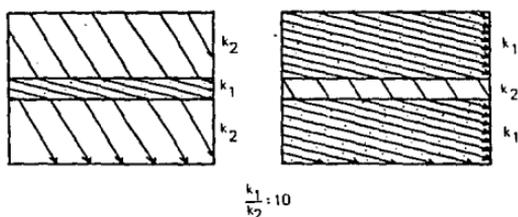


FIG. 3.12 Refracción para las líneas de flujo en sistemas estratificados.

En sistemas de acuíferos-acuitardos con contrastes de permeabilidad de segundo orden de magnitud o más, las líneas de flujo tienden a ser casi horizontales en las acuíferos y casi verticales en los acuitardos. Si se intenta dibujar todas las líneas equipotenciales en un sistema de flujo como el mostrado en la fig. 3.12, pronto se hará evidente que no siempre es posible construir cuadrados en todas las formaciones. En sistemas heterogéneos, los cuadrados en una formación tienden a ser rectángulos en otra.

Se pueden resumir los pasos para la construcción de redes de flujo en sistemas heterogéneos e isotrópicos de la siguiente manera:

1. Las líneas de flujo y las líneas equipotenciales deben intersectarse en ángulos rectos a través de todo el sistema.
2. Las líneas equipotenciales deben partir en ángulos rectos de las fronteras impermeables.
3. Las líneas equipotenciales deben ser paralelas a las fronteras de carga constante.
4. La ley de la Tangente debe ser satisfecha para las barreras.

geológicas.

5. Si la red de flujo es dibujada, cada cuadrado será creado en una porción de la formación; los cuadrados deben ser dibujados en toda la extensión de la formación y de todas las formaciones con la misma conductividad hidráulica. Los rectángulos se trazarán para diferentes formaciones.

Los últimos dos pasos pueden ser extremadamente difíciles de dibujar, de manera cuantitativa en una red de flujo para sistemas heterogéneos complejos. De cualquier modo, las redes de flujo cualitativas en las cuales la ortogonalidad se conserva aunque no se intente hacer el dibujo de los cuadrados, puede ser de gran ayuda para entender los sistemas de flujo del agua subterránea.

### III.6 FLUJO RADIAL

#### III.6.1 Flujo Radial.

Los análisis teóricos son basados en un entendimiento de la física del flujo hacia un pozo durante el bombeo. Todos los conceptos necesarios han sido introducidos en los puntos anteriores del presente capítulo. Fue explicada la relación entre el concepto general de potencial hidráulico en un sistema geológico de tres dimensiones y el concepto específico de la superficie potenciométrica en dos dimensiones. Fueron presentadas definiciones para los parámetros hidrogeológicos fundamentales: conductividad hidráulica, porosidad y compresibilidad; y para los parámetros derivados de los acuíferos: transmisibilidad y almacenamiento. También fue explicado que cuando el bombeo induce gradientes hidráulicos horizontales hacia un pozo, como un resultado el potencial hidráulico se disminuye en el acuífero alrededor de un pozo durante el bombeo. Lo que se requiere ahora es que se tomen esos conceptos fundamentales, ponerlos en forma de un problema de valores en la frontera que represente el flujo de un pozo en un acuífero y examinar la respuesta teórica.

En este punto es necesario recalcar de la sección III.4 que la

definición de almacenamiento involucra el concepto de compresibilidad del acuífero en una dimensión. La  $\alpha$  en la ec. (3.27) es la compresibilidad del acuífero en la dirección vertical. El análisis que sigue, en efecto asume que esos cambios en presión efectiva inducida por el bombeo en el acuífero son más grandes en la dirección vertical que en la horizontal.

El concepto de "acuífero almacenante" es inherente en el término almacenamiento, sólo implica una relación instantánea de cualquier volumen elemental de agua en el sistema como la caída de potencial en ese elemento.

Para comenzar este análisis se plantea la configuración más simple posible de un acuífero. Considerando un acuífero que es (1) horizontal, (2) confinado entre formaciones impermeables en la cima y base, (3) infinito en extensión horizontal, (4) de espesor constante y (5) homogéneo e isótropo con respecto a sus parámetros hidrogeológicos.

Para propósitos de este análisis inicial, se pueden establecer los límites de este sistema ideal como sigue: (1) se tiene un solo pozo bombeando en el acuífero, (2) el caudal de bombeo es constante con el tiempo, (3) el diámetro del pozo es infinitesimalmente pequeño, (4) el pozo atraviesa completamente el acuífero y (5) el potencial hidráulico en el acuífero antes del bombeo es constante a través del acuífero.

La ecuación diferencial parcial que describe el flujo saturado en dos dimensiones (horizontales) en un acuífero confinado con transmisibilidad  $T$  y almacenamiento  $S$  fue desarrollada en la sección III.4, la ec. 3.33:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.45)$$

Entonces es claro que la caída de potencial hidráulico alrededor de un pozo tendrá simetría radial en el sistema ideal, es conveniente transformar la ec. 3.45 a coordenadas radiales. La conversión es realizada a través de la relación  $r = \sqrt{x^2 + y^2}$  y la ecuación de flujo se convierte en:

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.46)$$

La región matemática de flujo es dibujada en la vista de planta de la figura 3.13, es una línea horizontal en una dimensión a través del acuífero, de  $r = 0$  en el pozo a  $r = a$  en el infinito.

La condición inicial es:

$$h(r, 0) = h_0 \quad \text{Para toda } r \quad (3.47)$$

donde  $h_0$  es el potencial hidráulico inicial constante.

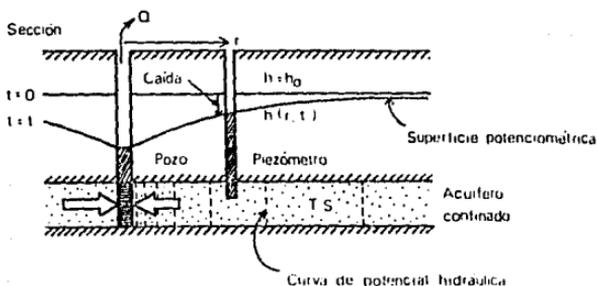
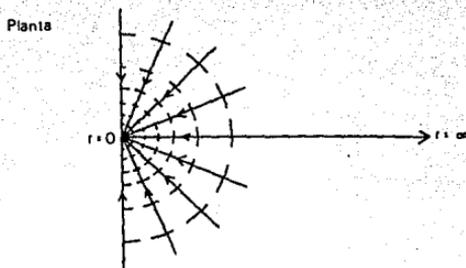


FIG. 3.18 Flujo radial hacia un pozo en un acuífero confinado horizontal.

La condición de frontera supone que no hay caída de potencial hidráulico en la frontera infinita:

$$h(\infty, t) = h_0 \quad \text{para todo } t \quad (3.48)$$

y el caudal de bombeo constante  $Q \text{ L}^3/\text{T}$  en el pozo:

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left( r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = -\frac{Q}{2\pi T} \quad \text{para } t > 0 \quad (3.49)$$

La condición (3.49) es el resultado de una clara aplicación de la ley de Darcy en la cara del pozo.

La solución  $h(r, t)$  describe el campo del potencial hidráulico en cualquier distancia radial  $r$  en cualquier tiempo después de comenzar el bombeo. Por razones que son claras de un análisis de la figura 3.13, las soluciones son frecuentemente presentadas en términos de la caída de potencial  $h_0 - h(r, t)$ .

### III.6.2 La Solución de Theis.

Theis (1935), sobre quien se considera uno de los avances fundamentales en el desarrollo de la metodología hidrológica, utilizó una analogía a la teoría de flujo de potencial para llegar a una solución analítica de la ec. (3.46) sujeto a las condiciones inicial y de frontera ecs. (3.47) a (3.49). Su solución, escrita en términos de caída, es:

$$h_0 - h(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u} du}{u} \quad (3.50)$$

donde:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (3.51)$$

La integral en la ec. (3.50) es el pozo en forma matemática. Es llamada la integral exponencial y valores de tablas son muy utilizados. Para la definición específica de  $u$  dada por la ec. (3.51), la integral

es ahora una función del pozo,  $W(u)$ . Con esta notación la ec. (3.50) se convierte en:

$$h_0 - h(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (3.52)$$

La tabla 3.2 provee valores de  $W(u)$  contra  $u$ , y la figura 3.15(a) muestra la relación  $W(u)$  contra  $1/u$  gráficamente. Esta curva es comúnmente llamada la "curva de Theis".

Si las propiedades del acuífero,  $T$  y  $S$ , y el caudal de bombeo  $Q$ , son conocidos, es posible la caída en el potencial hidráulico en un acuífero confinado a cualquier distancia  $r$  para un pozo en cualquier tiempo  $t$  después de comenzar de bombear. Sólo es necesario calcular  $u$  con la ec. (3.51), obtener valor de  $W(u)$  de la tabla 3.2, y calcular  $h_0 - h$  con la ec. (3.52). La figura 3.14(b) muestra una gráfica de  $h_0 - h$  vs.  $t$  para el conjunto específico de parámetros descritos en la figura 3.14(a). Un conjunto de mediciones de campo de caída de potencial contra tiempo medidos en un piezómetro que es un conjunto en un acuífero confinado con esas propiedades mostrará ese tipo de comportamiento.

La forma de la función  $h_0 - h$  contra  $t$ , cuando se grafica en papel log-log como en la figura 3.14(b), tiene la misma forma que la gráfica de  $W(u)$  contra  $1/u$  mostrada en la figura 3.14(a). Esto es una consecuencia directa de las relaciones incluidas en las ecuaciones (3.51) y (3.52), donde se puede ver que  $h_0 - h$ ,  $W(u)$ ,  $t$  y  $1/u$  son relacionadas una a otra a través de un término constante.

Esto hace posible calcular valores de  $h_0 - h$  a varios valores de  $r$  a un tiempo dado. Tal cálculo lleva a una gráfica del cono de depresión (o cono de caída) en la superficie potenciométrica alrededor de un pozo bombeando. La figura 3.13 da un ejemplo esquemático. El aumento de la pendiente del embudo cerca del pozo refleja la solución, ec. (3.52). La explicación física es clara si se lleva a cabo la construcción de una simple red de flujo, mostrará en la vista de planta la figura 3.13 y traerá consigo los valores de potencial hidráulico abajo en la sección.

TABLA 3.2 Valores de  $W(u)$  para varios valores de  $u$ .

U	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
X1	0.219	0.049	0.013	0.00	11.00	3.60	1.20	0.390	0.120
X10 <sup>-1</sup>	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
X10 <sup>-2</sup>	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.19	2.09	1.92
X10 <sup>-3</sup>	6.39	5.64	5.23	4.95	4.78	4.64	4.59	4.56	4.54
X10 <sup>-4</sup>	8.69	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
X10 <sup>-5</sup>	10.94	10.24	9.84	9.55	9.38	9.14	8.99	8.86	8.74
X10 <sup>-6</sup>	13.24	12.55	12.14	11.85	11.68	11.45	11.29	11.16	11.04
X10 <sup>-7</sup>	15.54	14.85	14.44	14.15	13.98	13.75	13.60	13.46	13.34
X10 <sup>-8</sup>	17.84	17.15	16.74	16.46	16.29	16.05	15.90	15.76	15.65
X10 <sup>-9</sup>	20.14	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
X10 <sup>-10</sup>	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
X10 <sup>-11</sup>	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
X10 <sup>-12</sup>	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
X10 <sup>-13</sup>	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
X10 <sup>-14</sup>	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
X10 <sup>-15</sup>	33.96	33.27	32.86	32.56	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

Fuente: Venzel, 1942.

\* x10<sup>-4</sup>

Para un acuífero dado el cono de depresión se incrementará con la profundidad y se extiende cuando se incrementa el tiempo. La caída en cualquier punto a un tiempo dado es directamente proporcional a el caudal de bombeo e inversamente proporcional a la transmisibilidad del acuífero y almacenamiento del acuífero. Como muestra la figura 3.15, acuíferos de baja transmisibilidad desarrollan conos estrechos de caída profunda, en acuíferos de alta transmisibilidad desarrollan conos poco profundos de gran extensión. La transmisibilidad ejercerá una gran influencia en la caída de potencial que la que provoca el almacenamiento. En las configuraciones geológicas reales son raramente ideales como la descrita anteriormente, la respuesta de la caída de potencial con el tiempo de acuíferos bajo bombeo a menudo se desvían de la solución de Theis mostrada en la figura 3.14. Ahora se tienen que encontrar algunas curvas de respuesta teórica que se presenten en esas situaciones. Específicamente se tienen que considerar (1) acuíferos leaky, (2) acuíferos semiconfinados, (3) sistemas de pozos múltiples.

(4) caudales de bombeo variables, (5) acuíferos limitados y (6) pozos con penetración parcial.

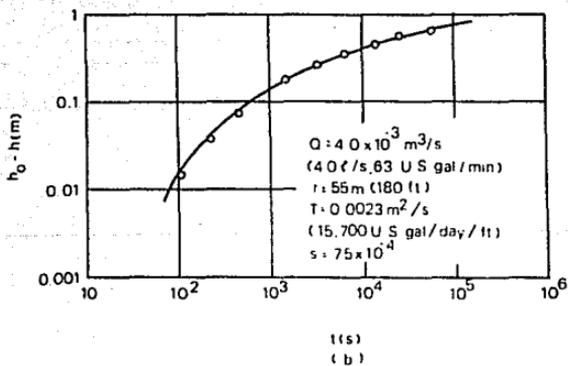
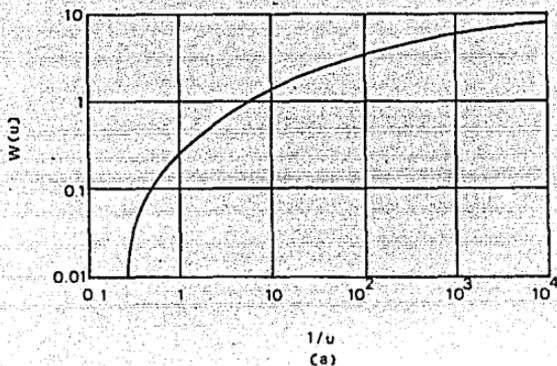


FIG. 8.14 (a) Curva teórica de  $W(u)$  contra  $1/u$ . (b) Curva calculada de  $h_0-h$  contra  $t$ .

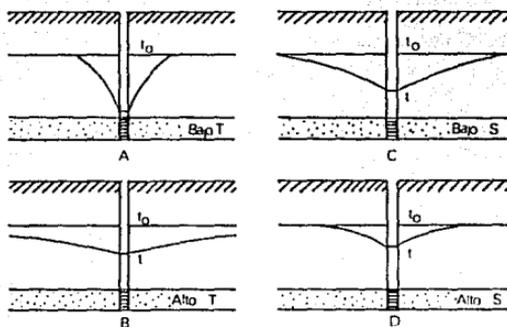


FIG. 9.15 Comparación de los conos de depresión a un tiempo dado para acuíferos de (a) baja transmisibilidad; (b) alta transmisibilidad. (c) Bajo almacenamiento y (d) Alto almacenamiento (Freeze/Cherry, Groundwater, pag. 220).

# CAPITULO IV

## Evaluación de los Recursos Hidráulicos y Subterráneos.

## IV.1 INTRODUCCION.

La evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos es una de las partes más importantes dentro de los estudios hidrogeológicos que se hacen para determinar si en un embalse subterráneo es posible extraer agua. También es determinante para definir la forma de explotación, aunque en realidad para la explotación tienen más peso aspectos como el económico, el político, el tipo de uso y el volumen que se necesite de agua, olvidando aspectos como el de llevar a cabo una explotación racional para no causar daño o sobreexplotar a él o los acuíferos potenciales. En el presente capítulo se presentan los temas de acuerdo con lo que puede ser y llamarse el proceso de evaluación de un embalse subterráneo.

El primer tema es el Modelo Conceptual de Funcionamiento (M.C.F.) del sistema acuífero; en seguida la ecuación de balance volumétrico que es la herramienta matemática para comprobar o modificar el M.C.F. y conocer la variación del almacenamiento con respecto al tiempo. A continuación se presenta el sistema recarga-descarga sus componentes y la variación del almacenamiento, con la finalidad de conocer al acuífero como un sistema en el cual actúan diversos mecanismos y fenómenos; por último se presenta el volumen almacenado explotable o disponible partiendo desde la definición de reservas hasta la de recursos, ya que del volumen total que se determina que existe en un acuífero no todo es posible explotarlo, sin que se llegue a causar algún desequilibrio en el acuífero.

## IV.2 MODELO CONCEPTUAL DE FUNCIONAMIENTO.

### IV.2.1 El Acuífero como un Sistema.

Un sistema comprende un conjunto de componentes físicos y geométricos, unas acciones exteriores al sistema y unas leyes de funcionamiento.

Matemáticamente, se puede en cada momento definir el sistema por una serie de parámetros y de variables. Los parámetros pueden describir

los componentes geométricos, como forma, límites, etc., o sus componentes físicos, como la transmisividad, coeficiente de almacenamiento, etc. Las variables, que se suelen llamar variables de estado, describen la situación del sistema en cada momento y pueden ser alturas piezométricas, componentes del vector velocidad, concentración química, etc.

Cuando se ha dividido el sistema para su análisis en elementos discretos, los parámetros y variables se pueden expresar en forma de vectores de  $n$  dimensiones.

Las acciones exteriores al sistema son las que actúan sobre él y lo modifican. Pueden clasificarse como entradas o salidas (fig. 4.1).

Las acciones exteriores pueden ser controlables e incontrolables. Las primeras son las que se utilizan para conseguir un objetivo y se suelen llamar variables de decisión; pueden ser bombeos, recarga artificial, drenajes, etc. Las incontrolables pueden ser determinísticas y estocásticas. Las primeras dependen del estado del sistema, por ejemplo, drenaje de un manantial, drenaje de un acuífero a un río, drenaje a través de una capa semiconfinante, etc. Las estocásticas dependen de factores hidrológicos y climatológicos, recarga natural de un acuífero, recarga de un río influente a un acuífero, etcétera, y pueden tratarse estadísticamente.

En realidad, hay acciones que son determinísticas, que se tienen que tratar estocásticamente por falta de conocimientos, o estocásticas que pueden tratarse como determinísticas a través de ciertas simplificaciones, tal es el caso de la evaporación.

El sistema que se considera también está sujeto a una serie de restricciones, que pueden ser físicas (por ejemplo, la altura piezométrica en un acuífero libre no puede ser superior a la altura topográfica, ni menor a la de la base del acuífero) o impuestas artificialmente (por ejemplo, puede interesar ponerlas para evitar la intrusión de aguas de peor calidad, para limitar la altura de bombeo

en una zona, etc.). También puede haber restricciones que sean debidas a criterios de planificación, por ejemplo máximos caudales a recargar o bombear.

Normalmente, en el caso de acuíferos no es posible resolver el problema de conseguir un óptimo. Lo que se suele hacer es simular el sistema ante varias alternativas de explotación y elegir la más conveniente.

En la mayoría de los casos prácticos el problema a resolver es mucho menos general. Lo que interesa saber es el comportamiento del sistema ante una serie de alternativas de explotación posibles, para saber si son factibles y cumplen una serie de restricciones físicas, económicas o técnicas. Este es un problema de simulación.

Para simular el sistema, se tiene que partir de sus componentes físicos y geométricos, y de un estado inicial. Al sistema se le aplicará una serie de acciones, de las que se requiere conocer su reacción, y se obtienen como resultado las situaciones que alcanzaría el sistema en periodos sucesivos de tiempo.

Si se parte de una situación histórica conocida, a la que se aplican acciones históricas conocidas, se tiene como resultante situaciones del sistema que se pueden comparar con las mediciones directas efectuadas en el pasado; con ello se podrá conocer la calidad del método empleado.

En general siempre se tiene que modificar en cierta medida las hipótesis primeras sobre las magnitudes de los componentes del sistema, o alguna de las acciones exteriores que no sean conocidas exactamente, hasta conseguir reproducir aceptablemente su comportamiento histórico. Esto se suele llamar de varias maneras, verificación, validación, ajuste o calibración, aunque no hay ningún nombre que sea aceptado unánimemente.

Ocurre a veces que, al simular el comportamiento de un acuífero, se detectan incompatibilidades o incoherencias entre las hipótesis, no

ya cuantitativas, si no cualitativas; Por ejemplo, sobre la permeabilidad o impermeabilidad de un borde, sobre la existencia o no de una capa confinante, etc., las cuales se han de revisar.

El problema que se ha enunciado en los párrafos anteriores es un problema de identificación.

Una vez resuelto este problema, se puede suponer que una vez que se ha podido reproducir el comportamiento histórico del acuífero, se es también capaz de predecir su comportamiento futuro. Se tendrá más confianza en su representatividad cuanto más largo haya sido el período histórico aplicado y menor sea la diferencia entre las perturbaciones que haya sufrido el acuífero en el pasado y las que se obtiene en la simulación del futuro.

De cualquier forma siempre se obtiene una idea de su funcionamiento y comportamiento general, que sería imposible conseguir si no se hace la simulación. Además, ésta dará también ideas de cuales son los parametros y las acciones que tienen más influencia en el comportamiento del sistema.

Es ilusorio tratar de obtener resultados exactos en operaciones óptimas del análisis de cualquier sistema real, algo complicado, pero si se pueden obtener resultados que indiquen la dirección más adecuada en la que se debe caminar, de acuerdo con los datos que en cada momento se tiene a disposición.

Se entiende por modelo de un acuífero el procedimiento, ya sea analítico, matemático o analógico, que permite realizar la simulación de su comportamiento.

Un modelo es tanto más representativo del sistema real, cuando es capaz de reproducir más fielmente su comportamiento, o lo que es lo mismo, reproducir los estados del sistema, las acciones sobre él y las leyes que los relacionan.

Cualquier modelo es una simplificación de una situación real que

se conoce sólo puntualmente a través de un número limitado de datos.

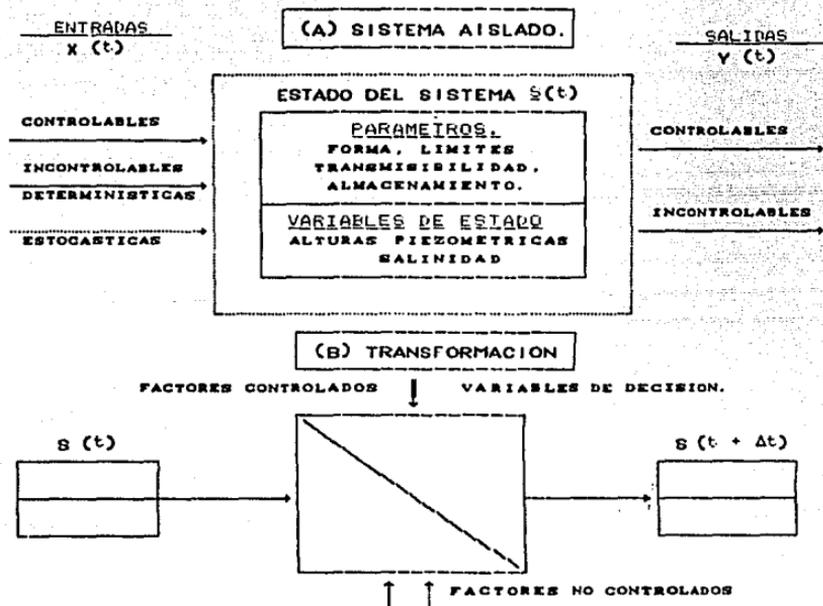


Fig. 4.1 Representación de un Sistema.

#### IV.2.2 Modelo Conceptual de Funcionamiento.

Como se menciona en los párrafos anteriores, pero no en forma directa, el proceso de elaborar un Modelo Conceptual de Funcionamiento (M.C.F.) es un problema de identificación.

El M.C.F. se define como "una hipótesis de la forma en que funciona el sistema (acuífero)". Es decir se tienen que identificar tanto la recarga como la descarga su localización y fuente, el almacenamiento su localización y comportamiento; todo lo anterior para un periodo de tiempo determinado. Así parece ser muy fácil elaborar un

M.C.F. pero en realidad no es tan sencillo, depende de la información que se tenga, de lo grande o complicado que sea el sistema (acuífero) y por último de la experiencia y habilidad de quien elabore el modelo.

Conviene hablar de un sistema (acuífero) ya que en un modelo se pueden considerar varios acuíferos junto con los acuitardos y barreras impermeables que los encierran. El modelo de un único acuífero aislado, tal como un acuífero perfectamente confinado o un acuífero no confinado con base impermeable, es un sistema simple.

Para la elaboración de un M.C.F., no existe ningún procedimiento específico a seguir o reglas determinadas, ya que cada acuífero es diferente de todos los demás por lo tanto el M.C.F. es particular para cada acuífero. Lo que se puede hacer es seguir ciertas recomendaciones o consideraciones de las cuales se presentan las siguientes:

A) Para el conocimiento de la geometría del sistema.

- 1.-Conocer la kota de la base y el techo de cada una de las formaciones consideradas.
- 2.-Límite de cada una de las formaciones.
- 3.-Límites del sistema, sean físicos (barreras impermeables) o hidráulicos (ríos, lagos o mares conectados al acuífero, divisorias de aguas subterráneas, etc.).

Las consideraciones anteriores se pueden conocer de la cartografía geológica e hidrogeológica de detalle y apartir de los datos de sondeos existentes. Por lo general el conocimiento geométrico e hidráulico de un sistema (acuífero) que se modela no es ni completo ni exacto. Además, las condiciones en los límites son difíciles de definir correctamente y no es raro que la realidad llegue a diferir sensiblemente de las hipótesis postuladas a través de estudios de hidrología subterránea.

B) Funcionamiento hidráulico.

- 1.-Identificación de las áreas de recarga y descarga.

2.-Establecimiento de las relaciones entre acuíferos o con aguas superficiales.

3.-Tipo de condiciones en los límites.

C) Acciones sobre el sistema.

1.-Distribución de la infiltración profunda de la lluvia en el tiempo y en el espacio.

1.1 Distribución espacial y temporal de la precipitación.

1.2 Distribución espacial y temporal de la escorrentía superficial.

1.3 Distribución espacial y temporal de la evaporación.

2.-Distribución de las pérdidas de agua del acuífero por evaporación.

3.-Infiltración de excedentes de riego.

4.-Distribución longitudinal y temporal de la recarga o descarga de cursos de agua superficiales (ríos, arroyos, canales, etc.), es decir, el agua infiltrada o drenada por los mismos por unidad de longitud a lo largo del tiempo.

5.-Distribución espacial y temporal de la recarga o descarga de masas de agua superficiales, tales como mares, lagos o embalses.]

6.-Descarga o recarga a través de puntos de agua, dado como caudal en un cierto lugar.

7.-Recarga o descarga de otros acuíferos superpuestos colindantes. Esta condición se suele imponer automáticamente al dar las condiciones externas a un acuífero, es decir, los potenciales en los acuíferos vecinos.

Un ejemplo de M.C.F. es el que se presenta a continuación, en la fig. 4.2 se presenta, el esquema en plano y corte de un acuífero que se encuentra en una llanura aluvial. El acuífero está limitado por algunas colinas circundantes; la cuenca tiene claramente una entrada y una salida, las cuales se pueden localizar tomando como referencia el río que atraviesa toda la llanura aluvial, también se tienen algunas captaciones de agua (pozos) y líneas de transporte del agua subterránea fuera del área de estudio, todo lo anterior se puede observar en la sección en plano.

El corte es tomado de los puntos AB donde se realizó el corte. Se conoce que la roca almacén son aluviones y gravas de tamaño regular, en la base de la cuenca se tiene un estrato de arcillas, también se presenta una capa de arenas gruesas que se consideran como unas capas acuíferas adyacentes y en la parte que forman las colinas unos estratos compactos de calizas, en el lado A del corte en las laderas del valle se tienen algunas surgencias de agua.

Por último se cuenta con la siguiente información adicional, se sabe que la precipitación es bastante alta durante la época de lluvia.

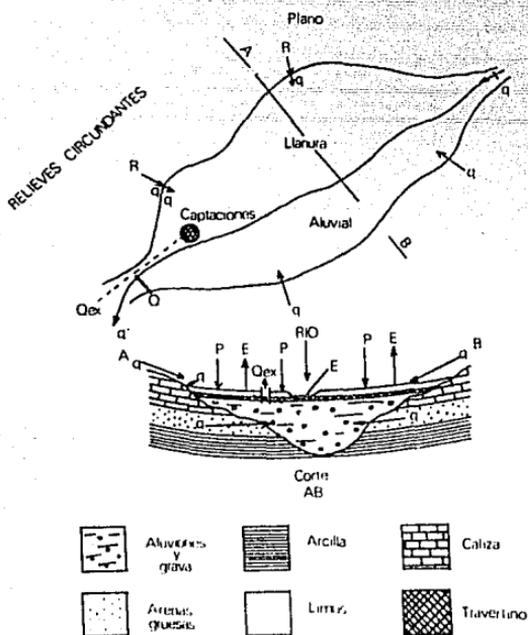


FIG. 4.2 Esquema de un acuífero hipotético como ejemplo para el Modelo Conceptual de Funcionamiento.

Hasta ahora se cuenta con la información anterior del acuífero, sólo resta por elaborar el M.C.F. el cual sería el siguiente:

Se tiene un acuífero aluvial, en el cual la recarga es aportada por la precipitación; la infiltración del agua durante la época de lluvias y se tiene una pequeña área agrícola. Considerándose también la infiltración de las aguas superficiales proveniente del agua del río que atraviesa el valle y por las probables crecidas del río durante la época de lluvias; la escorrentía superficial del agua de lluvia hacia las laderas del valle; además otras fuentes muy importantes de recarga son las capas acuíferas adyacentes, la infiltración del agua de las surgencias localizadas en las laderas del valle y por último la probable infiltración del agua de riego.

La descarga básicamente está constituida por la pérdida de agua por evaporación a lo largo del impluvium de la llanura aluvial. en la superficie del río y la evaporación del agua de las surgencias; también probablemente se tengan pérdidas a través de las capas acuíferas adyacentes o profundas si el estrato en la base de la cuenca no es totalmente permeable; además se tiene descarga por el flujo del curso de agua a la salida del valle y por último el caudal de agua extraída por los pozos que hay en el valle.

Ahora ya se tiene el M.C.F., resta por comprobarlo y esto dentro del proceso de evaluación de los recursos hidráulicos se hace mediante el balance volumétrico del acuífero que es la aplicación de la ecuación de balance volumétrico, con la que determinará la veracidad del M.C.F. o en caso contrario las modificaciones necesarias que se tendrán que hacer, porque no hay que olvidar que el M.C.F. es sólo una hipótesis del funcionamiento del acuífero.

### IV.3 ECUACION DE BALANCE VOLUMETRICO.

#### IV.3.1 Ecuación de Balance Volumétrico Partiendo de una Ecuación Diferencial.

Hasta ahora se tiene un modelo hipotético de lo que puede ser el

probable funcionamiento de un acuífero. Para comprobar esa hipótesis es necesario demostrarla y hacer una cuantificación de los recursos hidráulicos de que se pueden disponer (volumen de agua almacenada), para lo cual se cuenta con una ecuación, la que es conocida con el nombre de ecuación de balance volumétrico.

Partiendo de la ecuación general del movimiento del agua subterránea, para un medio anisotrópico y heterogéneo, el cual se presentó en el Capítulo III, se tiene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right] + Q = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

que es la ecuación 4.1.

Ahora de la ecuación de Darcy y sabiendo que está se puede expresar en tres dimensiones:

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}, \quad v_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (4.2)$$

sustituyendo la ec. 4.2 en la ec. 4.1, se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ -v_x \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ -v_y \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ -v_z \right] + Q = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.3)$$

donde los primeros tres términos, del primer miembro de la ec. 4.3 definen la divergencia de velocidad:

$$-\text{div } v_i = \frac{\partial}{\partial x} \left[ -v_x \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ -v_y \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ -v_z \right]$$

sustituyendo en la ec. 4.3 queda:

$$-\text{div } v_i + Q = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.4)$$

multiplicando por  $\Delta V$  se obtiene:

$$-\text{div } u_i \Delta V + Q \Delta V = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \Delta V \quad (4.4')$$

En seguida para evitar confusiones sólo se manejará el término de la divergencia de velocidad; si se tiene:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

y para cada uno de los términos en las direcciones x, y, z, se obtiene su límite:

$$-\frac{\partial u_x}{\partial x} = -\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{u_{x2} - u_{x1}}{\Delta x} = \frac{u_{x1} - u_{x2}}{\Delta x} \quad (4.5)$$

si se sabe que  $\Delta V = \Delta x \Delta y \Delta z$ , el cual multiplica a la ec. 4.4' se tiene:

$$\begin{aligned} (u_{x1} - u_{x2}) \Delta y \Delta z &= u_{x1} \Delta y \Delta z - u_{x2} \Delta y \Delta z \\ (u_{y1} - u_{y2}) \Delta x \Delta z &= u_{y1} \Delta x \Delta z - u_{y2} \Delta x \Delta z \\ (u_{z1} - u_{z2}) \Delta x \Delta y &= u_{z1} \Delta x \Delta y - u_{z2} \Delta x \Delta y \end{aligned} \quad (4.6)$$

si Q está definido por:

$$Q = \nu A$$

donde:

$$A = [L^2]$$

las ecs. 4.6 quedarían:

$$\begin{aligned} Qx_2 - Qx_1 &= \Delta Qx \\ Qy_2 - Qy_1 &= \Delta Qy \\ Qz_2 - Qz_1 &= \Delta Qz \end{aligned} \quad (4.7)$$

sustituyendo en la divergencia de velocidad, la ec. 4.4' resultaría:

$$\Delta Qx + \Delta Qy + \Delta Qz + Q \Delta V = S_s \frac{dh}{dt} \Delta V \quad (4.8)$$

para el segundo miembro de la ec. 4.8:

$$S_s \frac{dh}{dt} \Delta V = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta x \Delta y \Delta z \quad (4.9)$$

Si  $S_s = S/b$  de aquí se tiene que  $S = S_s b$ , donde  $b$  es igual a  $\Delta z$ , lo que se puede ver en forma gráfica en la fig. 4.3, y lo describe la definición de  $S$  que dice "es la cantidad de agua que se saca por una unidad de volumen y piezométrica disminuida".

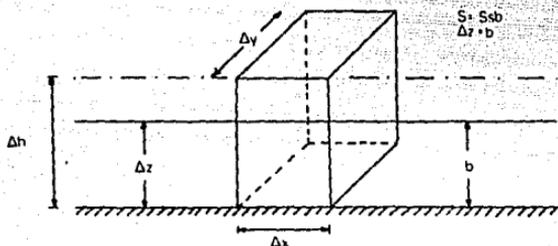


FIG. 4.3 Representación esquemática de  $S$ .

Entonces reagrupando la ec. 4.9 se obtiene:

$$(S_s \Delta z) (\Delta x \Delta y \Delta h) \frac{1}{\Delta t} = S \Delta x \Delta y \Delta h \frac{1}{\Delta t} \quad (4.10)$$

definiendo  $\Delta V' = \Delta x \Delta y \Delta h$ , la ec. 4.10 queda:

$$S \Delta x \Delta y \Delta h \frac{1}{\Delta t} = S \frac{\Delta V'}{\Delta t} \quad (4.11)$$

sustituyendo la ec. 4.11 en la ec. 4.8:

$$\Delta Q_x \Delta t + \Delta Q_y \Delta t + \Delta Q_z \Delta t + Q \Delta V \Delta t = S \Delta V' \quad (4.12)$$

y si  $\Delta Q_x \Delta t = E_x$  y  $Q = f$  la ec. 4.12 queda finalmente:

$$E_x + E_y + E_z + f \Delta V \Delta t = S \Delta V'$$

Que es la ecuación que representa la variación del volumen

almacenado de agua para un periodo de tiempo y que se conoce como la ecuación de balance volumétrico.

En donde:

- Ei - Son las entradas netas al sistema es decir E - S, y que además cumplen con la ley de Darcy.
- f  $\Delta V \Delta t$  - Es caudal de flujo de las aguas subterráneas.
- f - Es una razón de cambio y se emplea esta nomenclatura ya que es la utilizada por convención para evitar confusiones con el caudal.
- S  $\Delta V'$  - Representa la variación del volumen almacenado para un tiempo dado.

Esta forma de la ecuación de balance volumétrico tiene algo de particular y es que se parte de una ecuación diferencial para obtener una ecuación algebraica, a diferencia de la que es presentada por la mayoría de los autores que es una ecuación algebraica 100 %. La ventaja de la ecuación que se presenta es que es más exacta y acarrea menos error en el proceso de cálculo del balance de agua.

#### IV.3.2 Expresión Algebraica de la Ecuación de Balance Volumétrico.

Esta expresión algebraica no es más que una igualdad, con la que se establece el balance entre las entradas y las salidas. Se trata únicamente de un modo rápido y práctico de representación, el cual por si mismo no tiene mucha precisión. La ecuación de balance volumétrico para cualquier periodo de tiempo y cualquier unidad hidrológica considerada es:

$$R = E + U \pm dW \pm q \quad (4.13)$$

en la cual no se considera la intervención del hombre, en donde:

q - es la suma algebraica, positiva o negativa, de los aportes por alimentación indirecta y de las pérdidas fuera de la unidad considerada.

Con R e I la ecuación 4.13 queda:

$$P = E + R + I \pm cW \pm c \quad (4.14)$$

Si se considera el caudal de flujo de las aguas subterráneas,  $QW$ :

$$P = E + R + QW \pm dW \pm c \quad (4.15)$$

Si se introduce la infiltración eficaz  $Iw$ , que cuando el balance resulta en equilibrio,  $Iw = QW$ , la expresión 4.15 se convierte en:

$$P = E + R + Iw \pm dW \quad (4.16)$$

En estas expresiones los elementos principales se representan en la figura 4.4, y su significaco es el siguiente:

- P - la precipitación total sobre la superficie de la unidad considerada: lluvia, nieve y hielo.
- E - Evaporación real.
- Q - Caudal de flujo en la red hidrográfica.
- QW - Caudal de flujo de las aguas subterráneas.
- R - escorrentía superficial.
- I - Infiltración total.
- Iw - Infiltración eficaz.
- dW - la variación, positiva o negativa, de todas las reservas de aguas para el periodo de tiempo considerado.
- c - Aportes o pérdidas de aguas superficiales o subterráneas entre la unidad estudiada y las zonas adyacentes, positivo si las entradas son mayores a las salidas y negativo en caso contrario.

Todos los términos anteriores se expresan en milímetros de altura de agua o de preferencia en metros cúbicos por año ( $m^3/año$ ).

La intervención del hombre lleva a menudo a la ruptura del equilibrio del balance. El objetivo de la explotación racional es mantener este equilibrio, por lo tanto se tiene que limitar la explotación. La expresión general 4.16 se convierte en:

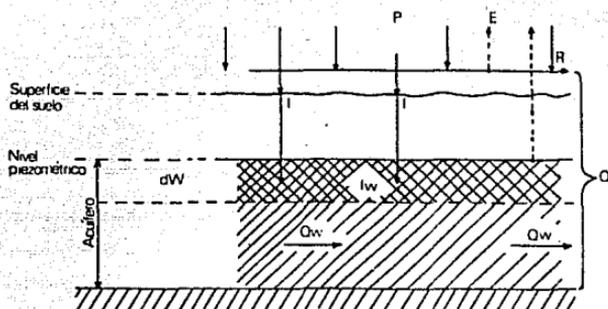


Fig. 4.4 Representación esquemática de los componentes de la E.B.V.

$$P = E + R + Q_{ex} \pm dW \pm q \quad (4.17)$$

donde:

$Q_{ex}$  - es el caudal de extracción o volumen de agua explotable, llamado a menudo rendimiento. Más allá de este valor se llega a la sobre-explotación de las reservas y en casos críticos al agotamiento.

De este modo el estudio de los elementos del balance volumétrico permite elaborar un programa de explotación racional de todos los recursos hidráulicos en un embalse subterráneo, acuífero, cuenca o de una región determinada.

#### IV.4 SISTEMA RECARGA-DESCARGA Y VARIACION DEL ALMACENAMIENTO.

##### IV.4.1 Sistema Recarga-Descarga.

Los caudales explotados por las características hidrogeológicas del acuífero, los factores de flujo y las obras de captación han de tener en cuenta las posibilidades de renovación de las reservas en aguas subterráneas. La restitución de las reservas se encuentra

sometida a la recarga y al tiempo de flujo de las aguas subterráneas desde las zonas de infiltración a los sectores de explotación (descarga).

La aplicación de la E.B.V. tiene el objetivo principal de establecer el saldo entre la recarga y la descarga y estudiar de esta manera la variación de las reservas en aguas, calculando así los recursos explotables. Este saldo se encuentra en equilibrio en condiciones naturales (equilibrio natural del sistema acuífero) conforme al ciclo del agua y en ausencia de intervención del hombre. Por otra parte la E.B.V. también considera la intervención del hombre, explotación (pozos de extracción), recarga artificial (pozos inyectores, zonas de riego, etc.). Para llegar a elaborar un balance volumétrico es necesario conocer los elementos principales del sistema, el cual está constituido básicamente por los que se muestran en el cuadro 4.1.

El volumen al cual se referirá el balance volumétrico ha de delimitarse con precisión, ya que todos los elementos del balance deben referirse a esta misma unidad de volumen, la cual puede ser un acuífero, una cuenca o un embalse subterráneo.

Se tomará en cuenta que en el caso de un acuífero la delimitación del volumen estudiado implica la evaluación de la recarga y descarga eventual en los límites de la unidad considerada.

Como se puede observar en el cuadro 4.1 el sistema depende de ciertas características geohidrológicas como lo son las dimensiones del acuífero, la porosidad, permeabilidad, la capacidad de almacenamiento y que al mismo tiempo el sistema depende totalmente del tiempo. Por otro lado la recarga y descarga dependen de la permeabilidad mientras que el almacenamiento de la porosidad y las dimensiones del medio poroso. Es necesario hacer notar que en el sistema para los mecanismos que actúan en la recarga existe un opuesto en la descarga que lo contrarresta o mejor dicho mantiene en equilibrio el sistema, esto en condiciones naturales y también aun cuando ya se tenga intervención del hombre.

Cuadro 4.1 Sistema recarga-descarga.

RECARGA	DESCARGA
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Infiltración vertical</li> <li>• Aportes de otras unidades hidrogeológicas                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Flujo horizontal</li> <li>- Flujo vertical</li> </ul> </li> <li>• Recarga artificial</li> <li>• Aportación longitudinal</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Evaporación</li> <li>• Pérdidas hacia otras unidades hidrogeológicas                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Flujo horizontal</li> <li>- Flujo vertical</li> </ul> </li> <li>• Extracción (pozos de bombeo)</li> <li>• Drenaje longitudinal</li> </ul>
ALMACENAMIENTO	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Variación del almacenamiento.</li> <li>• Volumen almacenado (disponibilidad)</li> </ul>	

En seguida se tratarán cada uno de los mecanismos que actúan dentro del sistema, para que se tenga una idea clara de como son sus efectos y forma de cuantificarlos.

#### IV.4.2 Infiltración y Evaporación.

##### A) Infiltración.

El agua precipitada sobre la superficie de la tierra, queda detenida, discurre por ella, o bien penetra hacia el interior. De esta última fracción se dice que se ha infiltrado.

El interés del fenómeno, es evidente, si se considera que la mayor parte de los vegetales utilizan para su desarrollo agua infiltrada y que el agua subterránea de una región, tiene como presupuesto previo para su existencia, que se haya producido infiltración.

La infiltración es el proceso, por el cual el agua penetra en el suelo, a través de la superficie de la tierra y queda retenida por él o alcanza un nivel acuífero incrementando el volumen acumulado anteriormente. Superada la capacidad de campo del suelo, el agua desciende por la acción de la gravedad, que es la que se conoce como

agua gravífica. Esta parte del proceso recibe distintas denominaciones: percolación, infiltración eficaz e infiltración profunda, etc.

Horton (1933) llama capacidad de infiltración de un suelo, a la máxima cantidad de agua de lluvia que puede absorber en la unidad de tiempo y en unas condiciones definidas previamente. Precisamente, la relación entre la intensidad y la capacidad de infiltración será la que determine la cantidad de agua que penetrará en el suelo y la que por escorrentia directa alimentará los cauces de las corrientes superficiales.

Esta capacidad de infiltración, va decreciendo con el tiempo a partir de un máximo al comienzo de la lluvia y después de alguna fluctuación. Horton, la relaciona con la duración de una lluvia de intensidad superior a la capacidad de infiltración en cada momento, mediante la siguiente ecuación:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

similar a la de la curva de agotamiento de un hidrograma y en la que:

- f - Capacidad de infiltración en el instante t.
- $f_c$  - Valor constante de la capacidad de infiltración que se alcanza al cabo de un cierto tiempo.
- $f_0$  - Valor máximo de la capacidad de infiltración al comienzo de la lluvia.
- k - Constante positiva que depende del tipo de terreno.
- t - Tiempo transcurrido desde el comienzo de la lluvia.

Valores de  $f_0$  y  $f_c$  deben obtenerse por medidas directas.

Cuando la intensidad de la lluvia es menor que la capacidad de infiltración se alcanzará una intensidad de infiltración inferior a la capacidad de infiltración. Esta es, por tanto, el valor máximo de la intensidad de infiltración, para unas determinadas condiciones del suelo.

El agua, para infiltrarse, debe penetrar a través de la superficie del terreno y circular a través de éste. Hay dos grupos de factores que influyen en el proceso:

a) Factores que definen las características del terreno o medio permeable.

b) Factores que definen las características del fluido (agua) que se infiltra.

Algunos de estos factores influyen más, en la intensidad de la infiltración al retardar la entrada del agua, que en el total de volumen infiltrado.

De los factores que definen las características del terreno o medio permeable están: las condiciones de superficie (la compactación natural, vegetación, la pendiente del terreno, agricultura y las áreas urbanizadas), características del terreno (textura, estructura, capacidad de infiltración, el calor específico del terreno y el aire que llena los poros libres del suelo) y por último las condiciones ambientales (humedad, temperatura del suelo, saturación de fluidos).

De las características del fluido que se infiltrará se tienen, el espesor de la lámina de agua sobre el terreno favorece la infiltración, la turbidez del agua, el contenido de sales y la temperatura del agua que esta a su vez afecta a su viscosidad.

Es práctica común utilizar como unidad el mm/hora. En algunos casos el mm/día. Para medidas directas, los intervalos de tiempo entre dos medidas sucesivas son generalmente más cortos, pero el resultado se traduce a una de las dos unidades citadas.

Todos los factores que afectan a la infiltración, se sabe que tienen un carácter eminentemente local. Por eso los métodos para determinar la capacidad de infiltración, tienen, sólo, un valor relativo e incluso, en muchos casos, los resultados dependen del método empleado.

Existen tres grupos fundamentales de métodos.

I) Infiltrómetros

II) Análisis de hidrogramas de escorrentía en cuencas pequeñas.

III) Lisímetros.

Los infiltrómetros se utilizan para medidas muy locales y con ellos, la capacidad de infiltración se determina directamente. Hay dos tipos de infiltrómetros:

a) Infiltrómetro tipo inundador.

- Cilindros concéntricos.

- Cilindro excavado en el suelo.

b) Infiltrómetro tipo simulador de lluvia.

Los lisímetros tenían como objetivo la determinación de la infiltración y usaban para ello un colector del agua que atravesaba totalmente el terreno contenido en el aparato. El sistema, con algún perfeccionamiento, como dispositivos de succión, capas drenantes, etc., ha llegado a la actualidad.

Al agua recogida en el colector debe añadirse la medida del incremento en retención por el terreno, y una estimación de la parte de agua infiltrada que se pierde por evapotranspiración. Esta última puede desprejiciarse en intervalos cortos de tiempo.

La estrecha relación entre la escorrentía superficial y la infiltración en una cuenca, ha hecho que muchos autores, preocupados por la determinación de aquella, opten por restar de la intensidad de lluvia que se considera, a estima, superior a la capacidad de infiltración, una cantidad constante en el tiempo. Esta constante, a la que se llama coeficiente de infiltración, es simplemente, un valor medio -estimador- de la intensidad de infiltración y como ésta es decreciente con el tiempo la lluvia neta así determinada lo será por exceso al principio y por defecto al final del aguacero considerado.

Los coeficientes de infiltración más conocidos son:

- Coeficiente  $\Phi$ .
- Coeficiente W.

El coeficiente  $\Phi$  incluye, todas las porciones de precipitación que por una u otra causa no llegan a escurrir superficialmente por una determinada sección transversal del cauce que drena una cuenca, es decir: infiltración, intercepción, detención superficial y evapotranspiración. Por el contrario, parte del agua que se registra como superficial habrá penetrado antes en el terreno y escurrido a través de él para verter finalmente, al cauce de aguas vistas.

Para determinar el coeficiente  $\Phi$  se traza una paralela al eje de tiempos que determine sobre el hietograma de lluvia, un área tal que de acuerdo con la superficie de la cuenca, equivalga, en volumen de agua, al de escorrentía superficial medido en la estación de aforos.

Con el coeficiente W se intenta una mayor precisión restando de la lluvia, además de la escorrentía la detención superficial. Del mismo modo que el coeficiente  $\Phi$ , se determina trazando una paralela al eje de tiempos que limite en el hietograma un área equivalente a la suma de volúmenes de escorrentía superficial y detención superficial, el primero medido en la estación de aforos y el segundo estimado.

Para algunas cuencas de regiones semiaridas, se han utilizado con éxito, formulas empíricas del tipo:

$$I = \alpha (P - P_0)$$

en la que:

- I - Infiltración.
- $\alpha$  - Coeficiente adimensional característico de la cuenca.
- P - Precipitación, en mm/año.
- $P_0$  - Valor en mm/año característico de la cuenca.

## B) Evaporación.

Una gran parte del agua que llega a la tierra, vuelve a la atmósfera en forma de vapor, directamente por evaporación o a través de las plantas por transpiración.

La evaporación es el resultado del proceso físico, por el cual el agua cambia de estado líquido a gaseoso, retornando directamente a la atmósfera en forma de vapor. También el agua en estado sólido (nieve, hielo, etc.) puede pasar directamente a vapor y el fenómeno se llama sublimación.

A efectos de estimar las pérdidas por evaporación en una zona, el término se entenderá en sentido amplio, incluyendo la sublimación. La evaporación es un cambio de estado y precisa una fuente de energía que proporcione a las moléculas de agua, la suficiente para efectuarlo. De forma directa o indirecta, esta energía procede de las radiaciones solares.

Todo tipo de agua en la superficie terrestre está expuesta a la evaporación. El fenómeno será tanto más difícil cuanto menor sea la agitación de las moléculas y tanto más intenso cuanto mayor sea la cantidad de agua con posibilidad de evaporarse.

Finalmente será necesario que el aire que envuelve la superficie evaporante tenga capacidad para admitir el vapor de agua. Es lo que se conoce con el nombre de poder evaporante de la atmósfera.

El poder evaporante de la atmósfera es la evaporación expresada en milímetros de agua para un periodo determinado: 24 horas, mes año.

Los factores del poder evaporante de la atmósfera son el déficit higrométrico, la temperatura del agua y del aire, la insolación, la velocidad y la turbulencia del viento, la presión barométrica, la calidad del agua y la altitud.

El déficit higrométrico es la diferencia entre la tensión de vapor saturante  $F_0$  a la temperatura superficial del agua  $T$  y la tensión de vapor efectiva  $F_a$  en el aire ambiente. Por consiguiente es igual a  $F_0 - F_a$ . Si se supone que los otros factores son constantes, la tasa de evaporación  $E$  es proporcional al déficit higrométrico, es decir:

$$E = \alpha (F_0 - F_a) \quad (4.18)$$

$\alpha$  es un coeficiente numérico.

El grado higrométrico  $e$  del aire referido a la temperatura  $T$  del agua es:

$$e = \frac{F_a}{F_0}$$

De donde, según la ecuación 4.18:

$$E = \alpha F_0 \left[ 1 - \frac{F_a}{F_0} \right]$$

$$E = \alpha F_0 (1 - e)$$

El déficit higrométrico es el parámetro principal del poder evaporante de la atmósfera y por consiguiente uno de los factores hidrológicos esenciales de la evaporación.

Temperatura del agua y del aire. Se sabe que la tensión de vapor saturante del agua aumenta con la temperatura. La tasa de evaporación es pues una función creciente de la temperatura del agua o de la superficie evaporante. Esta última varía asimismo en el mismo sentido que la del aire ambiente.

La presión barométrica tiene una acción sobre la evaporación. Esta aumenta cuando la presión barométrica disminuya.

Calidad del agua, la evaporación disminuye aproximadamente a razón de 1 % para cada aumento del 1 % de la concentración del agua en sal disuelta. En condiciones iguales, el agua de mar tiene una tasa de evaporación de 2 a 3 % más débil que la del agua dulce.

La tensión de vapor de agua disminuye con la altitud, por lo que la evaporación es función del gradiente de la altitud.

Estos factores están estrechamente vinculados entre sí. Así pues, para simplificar los estudios, sólo pueden considerarse uno o dos. En todo caso, la evaporación media debe evaluarse para grandes superficies y para períodos bastante prolongados.

La unidad generalmente empleada para evaluar la evaporación es el mm de altura de lámina de agua evaporada. Se emplea esta unidad con el fin de homogeneizar las medidas de las magnitudes que intervienen en el ciclo hidrológico.

El poder evaporante de la atmósfera se mide mediante numerosos instrumentos que pueden agruparse en tres categorías:

Los evaporímetros constituidos esencialmente por una superficie porosa empapada de agua, en equilibrio constante con la atmósfera y colocada en condiciones tales que la evaporación esté condicionada únicamente por las características meteorológicas: grado higrométrico, temperatura, insolación, viento, etc.

Las cuencas experimentales o depósitos de evaporación. Y por último las vidrieras.

#### IV.4.3 Comunicación Vertical y Horizontal Con Otros Acuíferos.

Dentro del sistema recarga-descarga, se tiene un mecanismo, que actúa en ambos sentidos, este es el de la comunicación entre acuíferos. Este mecanismo de recarga o descarga según sea el caso puede ser tan importante como el de la infiltración o la evaporación, pero es mucho más difícil de detectar y de evaluar. Es más difícil el detectarlo ya

que en el caso de que el acuífero con el cual se tiene comunicación está por debajo de que se tiene interés no es tan fácil determinar si ese acuífero es una recarga o una descarga de nuestro acuífero. Lo mismo sucede en el caso de que se trate de un acuífero vecino, es decir que se encuentre a un lado del acuífero.

Hasta ahora se ha identificado de que el flujo de los fluidos de un acuífero a otro sucede en dos formas: flujo horizontal y flujo vertical. Este mecanismo de recarga o descarga es muy complejo en su comportamiento y para evaluarlo se aplican la ley de Darcy y la ecuación general del movimiento del agua subterránea.

Para el caso de flujo vertical se estudia un acuífero ideal que es el más comúnmente utilizado, homogéneo e isotrópico, con substrato impermeable horizontal y sin flujo lateral. En esta hipótesis, el agua circula únicamente en sentido vertical ascendente o descendente. En general el movimiento vertical se denomina de esa manera porque su componente principal es la vertical, pero en realidad sigue una trayectoria de acuerdo con la tortuosidad del medio poroso. Por lo tanto es necesario hacer notar que como los acuíferos no son homogéneos, los poros continuos forman canales sinuosos, presentando mayor resistencia al paso del agua en algunos puntos y menor en otros casos. Este movimiento obedece a la siguiente ecuación, que considera al medio poroso homogéneo:

$$q = K i$$

donde:

$K$  = Conductividad hidráulica vertical como función de  $n$ .

$n$  = Porosidad.

$i$  = Gradiente hidráulico vertical ( $h_2 - h_1 / L = i$ ).

Por último para el caso de movimiento descendente el agua interfiere en el acuífero descendiendo por el suelo bajo la acción de la gravedad y por efecto de la misma recarga del acuífero.

Antes en el flujo horizontal, este movimiento puede analizarse

estudiando el desplazamiento lateral de un gasto o masa de líquido. Se puede considerar el flujo desde dos puntos diferentes: En un instante dado, o bien a lo largo del tiempo. Estos dos métodos permiten definir, el primero las líneas de corriente y el segundo el régimen permanente.

Hechas las consideraciones anteriores, se parte de la ley de Darcy:

$$Q = v \cdot A$$

donde ya se conoce que  $A = h(x) \cdot l$  y  $v = K \cdot i$ , y sustituyéndolos en la ley de Darcy:

$$Q = K h(x) \cdot l \cdot i$$

que no es más que otra forma de la ecuación de Darcy, si:

$$S = h(x) \cdot l$$

en la que S es la superficie de flujo y si por otra parte se reconoce que la transmisibilidad, T, es igual al producto de la permeabilidad por la potencia del horizonte acuífero:

$$T = K h(x)$$

por último sustituyendo en la ecuación de Darcy:

$$Q = T \cdot l \cdot i$$

Otra consideración muy importante es de que si existe una variación de h con respecto al tiempo se tendrá que considerar la porosidad y se tendrá que aplicar la ecuación general del movimiento del agua subterránea, en régimen no estacionario en acuíferos libres y confinados:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{1} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Si varía con respecto al tiempo, en la ecuación anterior el término de la derecha se hace cero.

La exactitud de la ley de Darcy es admitida actualmente, para la mayoría de los casos de circulación de las aguas subterráneas. Esta ley no es válida más que en unas condiciones claramente definidas:

- Medio homogéneo e Isótropo.
- Substrato impermeable horizontal.
- Flujo en régimen laminar.

#### IV.4.4 Recarga Artificial y Extracción.

##### A) Recarga artificial.

La Recarga Artificial podría definirse como el conjunto de técnicas cuyo objetivo principal es permitir una mejor explotación de los acuíferos por aumento de sus recursos y creación de nuevas reservas, mediante una intervención directa o indirecta en el sistema recarga-descarga.

La introducción forzada (no natural) de agua en un acuífero es para aumentar la disponibilidad y/o mejorar la calidad del agua subterránea.

Los tipos de acuíferos donde es posible llevar a cabo la recarga artificial, en un principio, puede ser en cualquier tipo de formación permeable que tenga condiciones para almacenar y transmitir el agua.

Normalmente se realiza en acuíferos libres con nivel freático y profundidad variable (desde muy próximo a la superficie hasta un centenar o más de metros de profundidad). La recarga es más frecuente en:

- Formaciones de materiales granulares:
  - Depósitos aluviales.
  - Depósitos aluviales.
  - Lunas y arenas litorales.
  - Areniscas.

● Formaciones de materiales consolidados:

- Calizas y dolomías.
- Calcarenitas.
- Materiales volcánicos (basaltos jóvenes).

La producción de un acuífero puede aumentar artificialmente mediante la inyección de agua. En la mayoría de los casos esto equivale a reducir la escorrentía superficial del área.

Cuando los acuíferos son no confinados, la zona vadosa es permeable y sin estratos de textura fina que implican el movimiento descendente del agua, y suelos con arenas permeables están disponibles; la recarga artificial del acuífero con cuencas de infiltración es la manera preferida. Cuando los acuíferos son confinados las tierras más propicias para las cuencas de recarga no están disponibles o los estratos están restringidos en la zona vadosa, entonces se usan pozos de recarga o inyección.

Aunque la recarga de acuíferos con cuenca de infiltración es una práctica ya establecida, todavía hay un número de preguntas que deben responderse antes que un sistema de recarga pueda ser diseñado y manejado para una ejecución óptima hidráulica y económica. Una de las preguntas clave es el sitio de selección incluyendo trabajos del suelo, medidas de conductividad hidráulica, para predecir razones de ser de la misma.

Los métodos empleados para recarga artificial están controlados por la situación geológica del área y por consideraciones económicas. Algunos de los métodos posibles son:

- 1.- Almacenamiento de aguas de avenida en depósitos construidos sobre áreas permeables.
- 2.- Almacenamiento de aguas de avenida para devolverlas más tarde a los ríos.
- 3.- Derivación del caudal de los ríos hacia áreas de dispersión en áreas altamente permeables.
- 4.- Excavación de fosas de almacenamiento de agua hasta penetrar zonas

permeables.

- 5.- Bombeo de agua dentro del acuífero por medio de pozos de inyección.
- 6.- Sobreirrigación en zonas de alta permeabilidad.
- 7.- Construcción de pozos adyacentes a un río para inducir la filtración a partir del mismo.

Donde las condiciones son favorables, el uso de un acuífero como depósito puede eliminar las pérdidas por evaporación, proteger contra la contaminación, proveer un sistema de distribución de bajo costo y en general ser una alternativa de costo menor en comparación con un embalse superficial. La recarga artificial por medio de pozos, también se ha utilizado en las costas para formar conos de inducción como barreras contra la intrusión salina; así mismo se ha utilizado para eliminar aguas servidas; éste último proceso se debe llevar a cabo con gran precaución debido a la posibilidad de contaminar buenos acuíferos.

La recarga inducida está limitada por la colmatación del lecho del río, si las aguas son turbias o muy polucionadas; la instalación de embalses de decantación o la depuración de vertidos es muy favorable, así como el mantener mediante regulación unos caudales mínimos de dilución durante los estiajes.

La recarga artificial consiste en crear unos dispositivos especialmente diseñados para este fin.

Pueden distinguirse los siguientes métodos de recarga artificial:

- 1.- Sistemas de recarga en superficie.
- 2.- Sistemas de recarga en profundidad.
- 3.- Sistemas mixtos, compuestos por elementos de los dos sistemas anteriores.

Aunque en un principio fue más común la recarga por pozos, son especial en zonas densamente pobladas y próximas a poblaciones.

La selección de un método u otro de recarga artificial para cada caso en particular depende de la fuente de agua, la calidad de la

misma, el tipo de acuífero, la topografía del terreno, el tipo de suelo, condiciones económicas y geológicas.

#### B) Extracción.

Hasta ahora ya se conocen algunos de los mecanismos que originan la descarga, pero falta aun por explicar el más importante y de mayor interés para el hidrólogo, el cual es, la extracción del agua subterránea, ya que es un mecanismo de descarga inducido o provocado por el hombre. Es el de mayor importancia porque en realidad el objetivo de la evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos es determinar cual es el caudal de extracción que se puede explotar de un embalse subterráneo, sin dañar los acuíferos y sin llegar a la sobre explotación, es decir, se determina una forma racional de explotación.

La extracción del agua subterránea para propósitos de abastecimiento tiene tan profundo efecto sobre el almacenamiento y la variación del almacenamiento, en algunas áreas, que todavía es necesario algunos otros comentarios sobre este mecanismo en esta sección. Si la extracción es excesiva en un lugar dado, por un gran número de pozos durante un periodo largo de tiempo, resultará en una disminución gradual del nivel hidráulico o de la superficie piezométrica, sobre una extensa área, esto sucede en la realidad, ha sucedido en muchas de las mejores áreas de abastecimiento de agua subterránea en el mundo. En otras áreas la extracción de agua subterránea tiene efectos en la incursión de agua de menor calidad, agua subterránea salada de acuíferos adyacentes o por la filtración directa de los océanos a lo largo de las áreas costeras.

En lo que respecta a las obras de captación empleadas para la extracción, se hablará de ellas en el capítulo V, en forma amplia y detallada.

#### IV.4.5 Variación del Almacenamiento.

La forma más adecuada de cuantificar la variación del volumen almacenado es estudiando las variaciones o fluctuaciones del nivel de

agua, determinando cual es el fenómeno que las causa y los efectos que pueda tener este en el volumen almacenado. El hecho de estudiar la variación del volumen almacenado, es con el fin de determinar la variación de los recursos explotables o disponibles, ya que la explotación de las aguas subterráneas trae por consecuencia una disminución en el volumen almacenado por diversos fenómenos de aquí la importancia de esta sección, para poder explotar los recursos de una forma racional, para no afectar en una forma muy grande el equilibrio natural de los acuíferos.

La medición de las fluctuaciones del nivel de agua en piezómetros y pozos de observación es una importante faceta de muchos estudios del agua subterránea. Por ejemplo como el nivel de agua medido por un hidrógrafo durante un evento de infiltración puede ser usado para analizar la ocurrencia de la recarga de agua subterránea. Se descubrió la importancia de detectar en longitud-tiempo la declinación regional en los niveles de agua debido a la explotación de un acuífero. El monitoreo del nivel de agua es una componente esencial de los estudios de campo asociados con el análisis de la recarga artificial, el almacenamiento y el drenaje.

Las fluctuaciones en el nivel de agua pueden resultar de una gran variedad de fenómenos hidrológicos, algunos naturales y otros inducidos por el hombre. En muchos casos, ellos pueden ser más de un mecanismo operando simultáneamente y si son medidos serán correctamente interpretados, es importante que se entiendan los fenómenos que actúan. La tabla 4.1 proporciona un resumen de esos mecanismos, clasificados de acuerdo a si son naturales o inducidos por el hombre, si producen fluctuaciones en acuíferos confinados o no confinados y si son de poca duración, diurnos, de temporal o de larga duración en el marco del tiempo. Se puede notar que algunos de los mecanismos operan bajo influencia climática y otros no. Aquellos agrupados en la columna "confinados" producen fluctuaciones en el potencial hidráulico en profundidad y se reconoce que tales fluctuaciones deben ser medidas con un piezómetro, abierto solo en ese instante. Aquellos agrupados en la columna "no confinados" produce fluctuaciones en el nivel hidrostático cerca de la superficie. Este tipo de fluctuación puede ser medido con

un piezómetro o un pozo de observación abierto a lo largo de su longitud.

TABLA 4.1 Mecanismos que originan las fluctuaciones del nivel de agua.

MECANISMO	ACUIFERO		ORIGEN		DURACION				INFLUENCIA CLIMATICA
	A	B	C	D	E	F	G	H	
Recarga por infiltración.	X		X				X		X
Aire atrapado durante la recarga.	X		X		X				X
Evaporación	X		X			X			X
Efectos de almacenamiento cerca de corrientes.	X		X				X		X
Efectos de las mareas.	X	X	X			X			
Presión atmosférica.	X	X	X			X			X
Cargas externas.		X		X	X				
Temos (Tembloras).		X	X		X				
Extracción.	X	X		X				X	
Pozos de inyección.		X		X					
Recarga artificial.	X			X				X	
Riego y drenaje.	X			X				X	X

A - NO CONFINADO    C - NATURAL    E - Poca DURACION    G - DE TEMPORAL  
 B - CONFINADO    D - INDUCIDO POR EL HOMBRE    F - DIURNOS    H - LARGA DURACION

Las principales fluctuaciones del nivel del agua subterránea pueden ser clasificadas dentro de los cuatro grupos siguientes: 1) Fluctuaciones debidas a una variación del volumen total de agua subterránea almacenada en la formación. 2) Fluctuaciones originadas por las variaciones de la presión de la atmósfera cuando ésta está en contacto con el agua de los pozos. 3) Fluctuaciones originadas por la deformación del terreno acuífero. 4) Fluctuaciones originadas por

perturbaciones importantes ocurridas en el interior de los pozos. Existen, además de estas cuatro, otra serie de fluctuaciones de menor importancia que tienen su origen en los cambios térmicos y químicos ocurridos en o cerca de los pozos.

Las variaciones del volumen de agua almacenada en los acuíferos suelen ser las responsables fundamentales de la mayoría de las grandes fluctuaciones del nivel de las aguas subterráneas. Los cambios naturales en el volumen total de agua almacenada, tales como los causados por la recarga o por el flujo de los manantiales, se traducen, por lo general, en fluctuaciones del nivel más bien graduales; no obstante, cerca de los cauces de los ríos el aumento del volumen de agua almacenada puede variar de manera un tanto brusca como respuesta a las grandes crecidas de los ríos, hecho que determina una rápida elevación del nivel de las aguas subterráneas en las proximidades de los cauces. La figura 4.5a muestra el efecto de las variaciones del nivel del agua de los ríos sobre las fluctuaciones del nivel del agua en los pozos. La figura 4.5b muestra el efecto de los cambios en el volumen de agua subterránea almacenada producidos durante un largo periodo de tiempo como consecuencia de los procesos naturales de descarga de los acuíferos.

Las fluctuaciones rápidas del nivel del agua, del orden de algunos metros, suelen estar originadas casi exclusivamente por las extracciones. Los efectos inmediatos de un bombeo de corta duración se manifiestan en forma de fluctuaciones en el nivel de las aguas subterráneas que pueden ser observadas durante periodos de tiempo del orden de algunos días. En el caso de oscilaciones de tipo estacional, los hidrogramas suelen presentar una elevación gradual del nivel del agua, durante un periodo de varios meses de duración, seguida de un periodo de descensos generales producidos como consecuencia de los bombeos; éste suele ser el caso típico de las zonas de regadíos realizados a base de aguas subterráneas, donde los bombeos están condicionados a las necesidades de las plantas durante la época seca del año. Las fluctuaciones de periodo largo están originadas por el vaciado o por la recarga, naturales, de los acuíferos.

Las fluctuaciones del nivel del agua originadas por los cambios de la presión atmosférica son generalmente de dos tipos; uno es el constituido por las fluctuaciones de corto periodo de oscilación, debidas a las ráfagas de viento que pasan sobre la boca de los pozos hace descender la presión en su interior originando con ello una elevación del nivel de agua; cuando el viento cesa, el nivel del agua desciende a su posición original. El otro tipo de fluctuaciones es debido a los cambios de la presión atmosférica, que originan oscilaciones del nivel del agua en el interior de los pozos más importantes que las anteriores. Cuando aumenta la presión atmosférica, el nivel del agua en el interior de los pozos que cortan acuíferos confinados desciende.

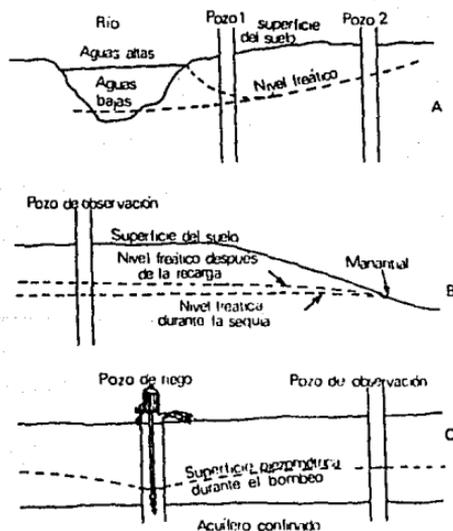


Fig. 4.5 Fluctuaciones del nivel del agua originadas por las variaciones del nivel de agua en un río próximo (a), por la descarga de un acuífero durante una sequía (b) y por los bombeos en un pozo de irrigación (c).

El peso del material que confina un acuífero, junto con la presión atmosférica, originan una presión  $p_a$  sobre el acuífero que es contrarrestada por la presión  $p_v$  del agua en el interior del acuífero y por la presión reactiva  $p_r$  de las partículas del terreno acuífero. Si la presión sobre el acuífero aumenta una cantidad  $\Delta p_a$  como consecuencia de un cambio de la presión atmosférica, este aumento se distribuye, en parte, sobre las partículas del terreno acuífero, originando un aumento de la presión intergranular del terreno  $\Delta p_r$  y en parte, sobre el agua del acuífero, hecho que origina un aumento de su presión  $\Delta p_v$ . Así entonces:

$$p_a = p_v + p_r \quad (4.19)$$

$$\Delta p_a = \Delta p_v + \Delta p_r \quad (4.20)$$

En el caso de un pozo en un acuífero confinado, los aumentos de la presión atmosférica  $\Delta p_a$  se transmiten directamente al acuífero a través de la columna de agua del pozo, la cual es empujada hacia el interior del acuífero. Esta oscilación del nivel del agua en el interior del pozo,  $\Delta h$ , continúa hasta que su efecto es compensado por las presiones de reacción. Entonces se obtendrá (fig. 4.6):

$$\Delta h \gamma + \Delta p_v = \Delta p_a \quad (4.21)$$

en donde  $\gamma$  es el peso específico del agua. En esta última ecuación se hace naturalmente la hipótesis de que el volumen de agua empujado hacia el interior del acuífero es despreciable en comparación con el volumen de agua que hay almacenado en él. Esta simplificación, aunque puede no ser rigurosamente cierta en el caso de pozos de gran diámetro excavados en rocas de muy baja permeabilidad, lo es, a efectos prácticos, en la mayor parte de los acuíferos constituidos por formaciones no consolidadas. En general,  $\Delta p_v$  es pequeño en el caso de acuíferos rígidos y grande en los acuíferos de terrenos no consolidados. \*

Las fluctuaciones ocasionadas por la deformación de los acuíferos proceden de diversos tipos de fuerzas actuantes. Una de las fuentes más comunes de deformación, en el caso de acuíferos costeros, son los

comunes de deformación, en el caso de acuíferos costeros, son los fenómenos de recarga y descarga originados por las fluctuaciones del nivel del océano. Los vientos que soplan del océano al continente durante las grandes tormentas pueden provocar una elevación del nivel del océano hasta de 2 m; este tipo de elevación se superpone, a veces, a las fluctuaciones cíclicas debidas a las mareas normales. Cuando el nivel del océano se eleva por uno de estos efectos, se impone una mayor carga a los acuíferos costeros, de tal forma que:

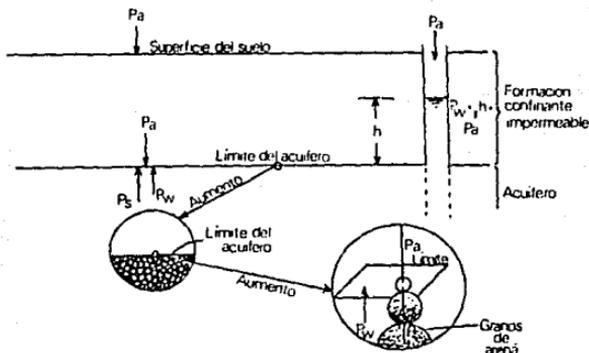


Fig. 4. d Efecto de la presión atmosférica sobre un acuífero confinado.

$$\Delta P_t = \Delta P_v + \Delta P_a$$

en donde  $\Delta P_t$  es la variación de la presión sobre el acuífero originada por las fluctuaciones del nivel del océano. Si el acuífero es flexible, el valor de  $\Delta P_v$  será grande; la elevación del agua en el interior de los pozos será igual a  $\Delta h$ , o:

$$\Delta h = \Delta P$$

Las mareas terrestres originan también pequeñas fluctuaciones del nivel del agua en algunos pozos. Estas fluctuaciones son, por lo general, inferiores a 3 cm y muestran dos mínimos diarios que

corresponden a las posiciones extremas de la luna. Estos dos mínimos son originados por la atracción máxima de las mareas, que permiten una ligera dilatación de los acuíferos; esta dilatación reduce a su vez la presión en el interior de los acuíferos, originando con ello un descenso del agua en el interior de los pozos.

Las fluctuaciones no periódicas suelen estar originadas comúnmente por los temblores de tierra, por el paso de los trenes, por la acción de las máquinas que percuten la superficie del suelo, por las explosiones y por otra larga serie de fuentes de tensiones temporales. Estas fluctuaciones suelen ser, por lo general, también inferiores a 3 cm de amplitud, pero ocasionalmente pueden alcanzar algunos metros con motivo de fuertes terremotos.

Las fluctuaciones del nivel del agua en los pozos originadas por los terremotos pueden ser agrupadas en dos tipos: el primero es de naturaleza elástica, mientras que el segundo es de naturaleza inelástica. Este último suele ser causado principalmente por los fenómenos de reajuste de las partículas granulares en el acuífero o cerca de él. La deformación elástica se propaga a través de las rocas de toda la corteza terrestre como respuesta a los movimientos sísmicos. Los pequeños cambios de volumen en un acuífero causados por las deformaciones, se traducen en cambios del nivel del agua en el interior de los pozos que atraviesan acuíferos confinados, o incluso semiconfinados.

La deformación permanente de los sedimentos no consolidados es normal que se produzca dentro de un radio de 100 km del epicentro de los terremotos excepcionalmente grandes y dentro de un radio menor en el caso de terremotos más moderados. Los efectos más espectaculares suelen observarse en las formaciones acuíferas de arenas recientemente depositadas en las que el agua puede llegar a surgir por encima del suelo durante, o inmediatamente después, de las grandes sacudidas. Este efecto es originado por la expulsión del agua de los acuíferos que están siendo en esos momentos fuertemente compactados por la acción de las sacudidas sísmicas. En muchos lugares donde la arena se encuentra a una profundidad relativamente pequeña, la sobrepresión hidráulica

Los resultados obtenidos en los estudios realizados en los pozos de agua subterránea en las zonas de estudio, demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano.

Los estudios realizados en los pozos de agua subterránea en las zonas de estudio, demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano. Los resultados obtenidos en los estudios realizados en los pozos de agua subterránea en las zonas de estudio, demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano.

### LOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS EN LOS POZOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

#### LOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS EN LOS POZOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

Los resultados obtenidos en los estudios realizados en los pozos de agua subterránea en las zonas de estudio, demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano. Los resultados obtenidos en los estudios realizados en los pozos de agua subterránea en las zonas de estudio, demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano.

Los datos obtenidos en los estudios realizados en las zonas de estudio demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano. Los datos obtenidos en los estudios realizados en las zonas de estudio demuestran que el agua subterránea en estas zonas es de tipo libre y que su nivel fluctúa en función de las precipitaciones y de la extracción de agua para riego y consumo humano.

El volumen de la capa acuífera en los acuíferos no confinados está determinado en la base por el substrato impermeable, factor constante, y en el techo por la superficie piezométrica, afectada por fluctuaciones periódicas (fig. 4.8a). Así el cálculo de las reservas de los acuíferos no confinados se basa esencialmente en el estudio de las fluctuaciones de la superficie piezométrica. Ahora bien, se ha demostrado que estas variaciones se caracterizaban por dos parámetros variables en el tiempo, la amplitud o altura de fluctuación  $dh$  y el periodo, limitados por dos niveles piezométricos mínimos. La amplitud varía de un año a otro. Por lo tanto, a fin de compensar las desviaciones anuales, los cálculos se basan a veces en datos medios de varios periodos o años (5 a 10 años por lo menos), o año hidrológico medio (fig. 4.8b).

En el transcurso de un año hidrológico determinado, la superficie piezométrica oscila, pues, entre un nivel mínimo o estiaje y un nivel máximo para volver después a un nivel mínimo. Este último raramente se halla a la misma altitud que el de partida. Estas dos posiciones extremas limitan una sección de capa acuífera cuyo espesor es igual a la altura de fluctuación  $dh$  (fig. 4.8a).

En el curso del año hidrológico medio, la sección de capa acuífera se halla limitada en la base por la superficie piezométrica mínima media, o estiaje medio, y en la parte superior por la superficie piezométrica máxima media, que dista una altura de fluctuación media  $dh_v$  (fig. 4.8b). El volumen de agua correspondiente representa las reservas reguladoras medias.

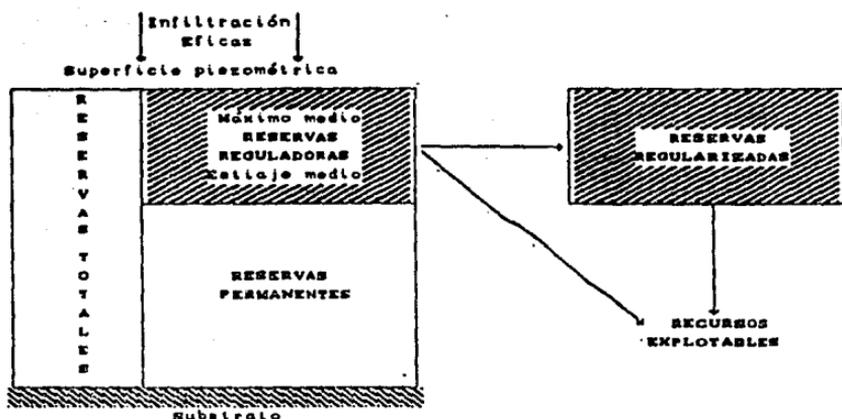


Fig. 4.7 Esquema que detalla la definición de reservas y recursos.

En función de estos datos podemos distinguir (fig. 4.7):

- Las reservas regularizadas.
- Las reservas permanentes.
- Las reservas totales.

Las reservas regularizadas corresponden al volumen de agua libre almacenado en la sección de capa acuífera limitada por dos niveles piezométricos extremos, mínimo y máximo, de la superficie piezométrica en el curso del periodo considerado: un año hidrológico determinado o el año hidrológico medio. Pasados diez años se puede considerar que las reservas regularizadas son constantes y que el cálculo da su valor máximo. Son las reservas regularizadas medias.

Así pues, las reservas regularizadas van unidas a las fluctuaciones de la superficie piezométrica. Ellas son las que alimentan y regulan el caudal de flujo de las aguas subterráneas en las surgencias naturales. Son iguales, para un sistema acuífero equilibrado, a la variación de la reserva en aguas subterráneas  $dW$ , determinada por el balance (por lo tanto a los recursos regularizados), y al caudal de flujo subterráneo  $Q_v$ .

Su régimen y su renovación van unidos a los factores principales del balance y más especialmente a la precipitación, a la evaporación o a la infiltración eficaz. Es por esto que, en equilibrio, son iguales a la infiltración eficaz.

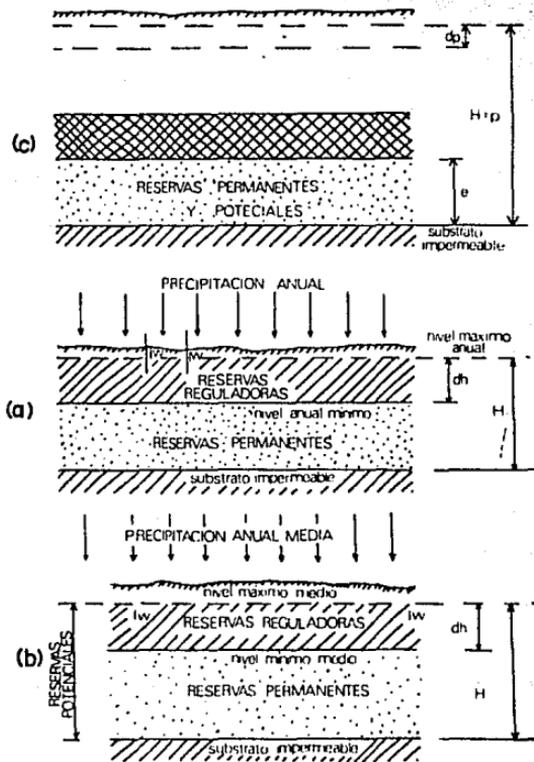


Fig. 4.8 Reservas en acuíferos libres (a) y (b), Reservas de los acuíferos confinados (c).

Las reservas permanentes o reservas profundas, representan el volumen de agua libre almacenado en la capa acuífera limitada en la

base por el substrato impermeable y en el techo por la superficie piezométrica mínima o con preferencia, mínima media (estiaje medio). En este último caso se trata de las reservas permanentes medias, las cuales están poco o nada afectadas por las fluctuaciones de la superficie piezométrica y cuyo volumen se considera constante.

Las reservas totales o globales, o potenciales, representan el volumen de agua libre almacenada, en una fecha determinada, en la totalidad de la capa acuífera (fig. 4.7). Son iguales a la suma de las reservas reguladoras más las reservas permanentes. Si se elige como período de referencia la media de varios años, se considera la superficie piezométrica máxima media y se obtienen las reservas medias. En ciertos casos estas últimas pueden determinarse por referencia a la superficie piezométrica media trazada utilizando la media de los niveles piezométricos de un largo período.

En los acuíferos confinados, ya que la superficie piezométrica se halla, por definición, más arriba que el techo impermeable, las fluctuaciones de aquella no afectan a la capa acuífera. Se traducen en variaciones de presión  $dp$  (fig. 4.8c). Las reservas reguladoras no están individualizadas y solamente hay que considerar las reservas permanentes, iguales a las reservas totales y al volumen de agua liberable de la totalidad de la capa acuífera.

Las reservas en aguas subterráneas se renuevan mediante el aporte de las aguas de la alimentación directa o indirecta que compensan las pérdidas de toda clase. De esta manera anualmente se reemplaza cierto volumen de agua en la capa acuífera. Este volumen es igual al flujo subterráneo medio hacia las surgencias  $Q_v$ , a las reservas reguladoras medias  $dW$  o a la infiltración eficaz media  $I_v$ .

La tasa de renovación es la relación entre las reservas reguladoras medias (o el suministro de flujo subterráneo medio, o la infiltración eficaz media) y las reservas totales medias  $W_t$ .

Tasa de renovación: 
$$\frac{dW}{Wt} = \frac{Qv}{Wt} = \frac{Iv}{Wt}$$

El periodo de renovación es el tiempo que sería necesario para reconstituir la totalidad de las reservas totales medias si se agotaran (en ausencia de flujo externo). Es la relación:

Periodo de renovación: 
$$\frac{Wt}{dW} = \frac{Wt}{Qv} = \frac{Wt}{Iv}$$

f) Cálculo de las reservas permanentes.

La valoración de las reservas se apoya en el cálculo del volumen de agua liberable almacenada en la sección de capa acuífera considerada, es decir, que se basa en la determinación del volumen de la roca almacén y de la porosidad eficaz o del coeficiente de almacenamiento. De donde:

$$W = V \cdot n_e \quad (4.22)$$

$$W = V \cdot S \quad (4.23)$$

W - Es el volumen de la reserva en aguas subterráneas, en m<sup>3</sup>.

V - El volumen de la roca almacén, en m<sup>3</sup>.

n - La porosidad eficaz.

S - El coeficiente de almacenamiento.

f(1) Determinación del volumen de la roca almacén.

La sección de capa acuífera considerada está determinada por el substrato impermeable y la superficie piezométrica mínima o de estiaje, o para un largo periodo, el estiaje medio (superficie piezométrica mínima media).

Para determinar el volumen de la roca almacén se sigue el procedimiento que a continuación se describe. La primera operación consiste en trazar dos mapas en curvas, uno de igual altitud (o isohipso) del substrato y el otro de igual nivel de la superficie

piezométrica. Estas dos representaciones, que figuran en el mismo documento, permiten establecer un mapa de igual potencia H (isopacas) de la capa acuífera. Por planimetría se calcula la superficie media de la capa acuífera, A, limitada entre dos curvas isopacas sucesivas cuyo espesor medio Hm permite determinar el volumen correspondiente A·Hm. La suma de los volúmenes parciales obtenidos de esta manera da el volumen total V de la capa acuífera. Los recursos permanentes se calculan por la ecuación 4.22 o 4.23. Igualmente se pueden calcular las reservas permanentes para cada unidad:

$$W = A \cdot H_m \cdot S \quad (4.24)$$

$$W = A \cdot H_m \cdot n_e \quad (4.25)$$

La suma de los resultados obtenidos da las reservas totales.

Otro método, menos preciso, consiste en determinar la superficie media A, de la capa acuífera y su espesor medio Hm. Las reservas permanentes se obtienen aplicando las ecuaciones 4.24 o 4.25.

En los acuíferos confinados las reservas permanentes se determinan por el volumen de la capa acuífera, calculando según el estudio de las estructuras hidrogeológicas. Esta evaluación se efectúa por planimetría de los mapas de isopacas de la capa acuífera, obtenidos por interpretación de los mapas en curvas de igual nivel del substrato y del techo impermeable. Dado el modo de liberación del agua almacenada en la capa acuífera, el problema importante es saber qué coeficiente de proporcionalidad volumétrica debe utilizarse para el cálculo del volumen de agua liberable: porosidad eficaz o coeficiente de almacenamiento. Se sabe que en efecto este último es muy débil en comparación con la porosidad eficaz. Si se supone que al llegar al límite de la explotación el acuífero se vuelve no confinado, se debe utilizar la porosidad eficaz. El problema de base es el cálculo de recursos y no de reservas. La ecuación utilizada es: \*

$$W = A \cdot e \cdot n_e$$

donde e es la potencia de la capa acuífera confinada, en m<sup>2</sup>.

Las reservas totales pueden calcularse directamente tomando la superficie piezométrica media anual. Estas se calculan con la siguiente ecuación:

$$Wt = Vt \cdot S$$

donde:

S - Es el coeficiente de almacenamiento medio.

Vt - Es volumen total de la capa acuífera, en m<sup>3</sup>, y se calcula de la misma forma que el volumen de la roca almacén anteriormente descrito.

#### IV.5.2 Recursos en aguas subterráneas.

Los recursos en aguas subterráneas representan el volumen de agua disponible de las reservas, teniendo en cuenta los aportes y las pérdidas, es decir la variación de la reserva dW, determinada por medio de la ecuación de balance volumétrico. Se expresan en metros cúbicos referidos a un periodo determinado, día, mes o año, pero con preferencia el año. Pero sabemos que el aporte a las aguas subterráneas varía de un año a otro en función de los factores principales del balance, en particular de la precipitación y la evaporación, por lo tanto de la infiltración eficaz. Estas variaciones plurianuales son más o menos importantes según el tipo de clima y de estructura hidrogeológica. De ahí que las reservas sufran fluctuaciones plurianuales mientras que las necesidades son constantes, por lo que resulta necesaria la regulación de los recursos mediante tomas en las reservas permanentes.

Siendo el cálculo de los recursos un dato provisional, es necesario basarse en un cálculo estadístico de un gran número de datos de base repartidos en un periodo de varios años (año medio).

Además la explotación de las aguas subterráneas obedece a imperativos técnicos y económicos y a principios de conservación. Por ello se han propuesto diversas definiciones de los recursos en aguas subterráneas. Con el fin de obtener mayor claridad y simplificación, se distinguirán:

- Los recursos regulados.
- Los recursos explotables.

a) Recursos regulados.

Los recursos regulados conciernen a los acuíferos no confinados. Son iguales a las reservas reguladoras medias. Son también el equivalente de la variación de las reservas en aguas subterráneas  $dW$ , ya que ambas cosas están reguladas por la recarga y descarga naturales, y por tanto del balance. Son igualmente los recursos que alimentan el "flot" de base y el caudal de agotamiento de los cursos de agua. corresponden, en las condiciones de equilibrio natural, al caudal del flujo subterráneo.

El cálculo de los recursos regulados puede, según su definición, efectuarse mediante diversos métodos:

- Cálculo del volumen de agua libre almacenado en la capa acuífera en el transcurso del periodo considerado.
- Caudal de flujo.
- Rapidez real de flujo.
- Balance volumétrico.

El cálculo del volumen de agua libre almacenado en la capa acuífera, durante el periodo de referencia, se basa en dos métodos:

- El estudio de las fluctuaciones de la superficie piezométrica.
- La interpretación de las curvas de agotamiento.

Sólo el primero permite una precisión satisfactoria. El primer método, que parte del principio de que los recursos regulados son iguales a las reservas reguladoras medias, se basa en las estructuras hidrogeológicas y requiere los datos siguientes:

- Superficies piezométricas medias extremas, mínima y máxima, bases de la determinación del volumen de la roca almacén.
- La porosidad eficaz o coeficiente de almacenamiento.

• Índice de almacenamiento.

El cálculo de los recursos regulados se basa en la determinación del volumen de la sección de capa acuífera, de espesor igual a la altura de fluctuación media  $dH_m$ , comprendida entre las dos superficies piezométricas: mínima media (estiaje medio) y máxima media. Los datos medios corresponden a un período de observación de 5 a 10 años por lo menos, según el tipo de clima y de estructura hidrogeológica.

La primera operación consiste, pues, en establecer dos mapas piezométricos de los niveles mínimo y máximo. Estos mapas, referidos a un mismo fondo topográfico, permiten trazar un mapa de las curvas isopacas de la sección de capa acuífera.

En seguida se considera cada sector de capa acuífera comprendido entre dos curvas isopacas sucesivas, cuya superficie media  $A$  se determina por planimetría. La potencia media  $dH$  es igual a la altura de fluctuación media obtenida por la media aritmética de los dos valores indicados por las curvas correspondientes. El volumen  $A \cdot dH$  de cada sección de capa acuífera se calcula de este modo. Su suma da el volumen total  $V$ .

La porosidad eficaz,  $n_e$ , o el coeficiente de almacenamiento  $S$  se determinan por medio de ensayos de bombeo.

El volumen de los recursos regulados,  $dW$ , se obtiene con las ecuaciones:

$$dW = V \cdot n_e$$

$$dW = V \cdot S$$

Se puede igualmente calcular los recursos regulados a partir de la superficie media  $A$  de la capa acuífera, medida en un mapa piezométrico, y la altura de fluctuación  $dH_m$ .

$$dW = A \cdot dH_m \cdot n_e$$

$$dW = A \cdot dH_m \cdot S$$

donde:

- dW - Es el volumen de los recursos regulados, en m<sup>3</sup>/año.
- A - El área de la superficie piezométrica, en m<sup>2</sup>.
- dHm - La potencia media de la zona de fluctuación o la altura de fluctuación medida en m.
- S - El coeficiente de almacenamiento.
- n<sub>e</sub> - La porosidad eficaz.
- V - El volumen de sección acuífera en cuestión, en m<sup>3</sup>.

(i) Caudal de flujo.

En las condiciones naturales, en equilibrio, la capa acuífera da durante el año hidrológico el volumen de agua que recibe por los aportes del balance. El caudal de flujo es, por lo tanto, igual al aumento de las reservas dW y del mismo modo a los recursos regulados. Observemos una vez más la importancia del gradiente hidráulico, función directa del caudal de flujo.

Se puede definir un coeficiente de flujo subterráneo, Cv.

$$Cv = 0.001 \frac{Q}{P \times A}$$

- Q - Es el caudal del flujo subterráneo, en m<sup>3</sup>/año.
- P - La altura anual de precipitación, en mm/año.
- A - La superficie del impluvium de la capa acuífera, en m<sup>2</sup>.

El caudal de flujo puede calcularse por el aforo de las surgencias de la capa acuífera o por el caudal de las aguas subterráneas a través de la sección transversal de la capa acuífera.

El caudal del flujo subterráneo a través de una sección vertical perpendicular a los hilillos de corriente, es decir, que pase por una curva isopieza, permite calcular los recursos regulados. Se pueden usar dos métodos:

- Aplicación de la Ley de Darcy.
- Cálculo por la velocidad real.

La ley de Darcy es aplicable al cálculo del caudal del flujo subterráneo cuando el gradiente hidráulico es débil y la roca almacén es homogénea. Las ecuaciones utilizadas son:

$$Q = K A i$$

$$Q = K h L i$$

$$Q = T L i$$

$$q = K h i$$

$$q = T i$$

donde:

Q - Es el caudal de flujo, en m<sup>3</sup>/s.

q - El caudal unitario por unidad de anchura de la sección en m<sup>3</sup>/s.

T - La transmisibilidad en m<sup>2</sup>/s.

K - La permeabilidad en m/s.

h - El espesor de la capa acuífera en m.

L - La anchura de la sección en m.

i - El gradiente hidráulico.

La permeabilidad y la transmisibilidad se determinan sobre el terreno, mediante ensayos de bombeo en los sondeos de reconocimiento hidrogeológicos.

Si la sección no es perpendicular a los hilillos líquidos emplearemos la siguiente ecuación:

$$Q = k h i \cos \alpha$$

$\alpha$  es el ángulo de inclinación.

(i) Velocidad real de flujo.

Determinándose la velocidad real de flujo  $v_r$  sobre el terreno, el caudal a través de la sección es:

$$Q = A v_e$$

donde:

Q - Es el caudal en m<sup>3</sup>/s.

A - La sección de flujo en m<sup>2</sup>.

v<sub>e</sub> - La velocidad real en m/s.

#### b) Recursos Explotables.

Los recursos explotables conciernen al volumen de agua subterránea disponible sobre los recursos regulados y las reservas permanentes con objeto de obtener un caudal medio constante, asegurando al mismo tiempo su conservación en cantidad y en calidad. Para los acuíferos confinados las tomas se efectúan en las reservas permanentes.

Aunque en primera aproximación los recursos explotables pueden considerarse iguales a los recursos regulados, debe efectuarse un estudio más preciso. Los recursos explotables están determinados por:

- La política a largo plazo de la explotación de las aguas en su conjunto.
- Las posibilidades de explotación de las capas acuíferas, las cuales dependen:

- De las estructuras hidrogeológicas: profundidad del yacimiento, profundidad del nivel piezométrico, relaciones entre aguas de superficie y aguas subterráneas y con los acuíferos de aguas subterráneas adyacentes (importancia en la alimentación en caso de ruptura del equilibrio del balance por explotación).

- De las características hidrogeológicas de la roca almacén: permeabilidad o transmisibilidad y dimensiones.

- De las características de flujo de las aguas subterráneas hacia las obras de captación: gradiente hidráulico, velocidad de flujo y caudal unitario.

- De las características fisicoquímicas de las aguas subterráneas.

- De las características técnicas y económicas de las obras de captación.

• La renovación de las reservas, la conservación y la protección de los recursos de aguas en volumen y en cantidad, por lo tanto el balance.

La explotación de las aguas subterráneas descansa, en principio, en una política general de conservación de los recursos, la cual guía el programa de su utilización. Parece lógico limitar la explotación a los recursos regulados medios. Estos equilibrados por la recarga y descarga, por lo tanto por el balance, aseguran la regularización natural y la conservación de las aguas. Puede, sin embargo, concebirse que en ciertas condiciones económicas particulares (explotación minera por ejemplo) se traspase este límite y se agoten progresivamente las reservas permanentes. La duración de la explotación, comparable a la de un yacimiento minero, se limita entonces intencionalmente a un cierto lapso de tiempo, 20, 50, 100 años.

Es igualmente posible aumentar los recursos regulados medios con la alimentación artificial y utilizar la capa acuífera como almacén subterráneo natural.

El método de los ensayos de bombeo permite determinar sobre el terreno las características de una captación en función de las características hidrogeológicas, de los factores del flujo de las aguas subterráneas y de las características técnicas del dispositivo de captación.

El balance permite determinar el volumen de agua obtenido de los recursos, al mismo tiempo que asegura su conservación. No obstante, habida cuenta, por una parte, del defasaje de establecimiento del balance y la imprecisión de ciertos factores por otra, es necesario proceder a ensayos de explotación y a un control riguroso a través de la observación permanente de los niveles piezométricos.

El cálculo de los recursos explotables de los acuíferos cautivos es más complejo que el de los acuíferos libres a causa del modo de

liberación del agua por descompresión o expansión elástica de las capas acuíferas, de su grado de renovación bajo y de la débil velocidad de flujo de las aguas subterráneas. A menudo, en comparación con la importancia de las reservas permanentes, millares y millones de metros cúbicos, se comete el error de subestimar la influencia del balance en el cálculo de los recursos explotables. La disminución de la presión en un punto se extiende muy rápidamente sobre una gran superficie, de donde la influencia rápida de las perforaciones en el descenso del nivel piezométrico.

En la mayor parte de los casos los acuíferos confinados son capas acuíferas profundas, explotadas por caudal artésiano (caudal natural al nivel del suelo) y habida cuenta del débil grado de renovación de las reservas, la explotación debe llevarse con moderación si se quieren conservar estos caudales sin bombeo.

Este método tiene por objeto determinar el caudal de flujo que atraviesa una sección ficticia que pasa por una curva isopieza. Se eligen sobre una curva isopieza secciones unitarias (1 km de ancho por ejemplo), perpendiculares por lo tanto a los hilillos líquidos. Se calcula el gradiente hidráulico (mediante las curvas y se mide permeabilidad) (o la velocidad real).

El caudal unitario  $q$  es:

$$q = 1000 \text{ l' s'}$$

El cálculo se efectúa para un cierto número de secciones unitarias y una integración sumaria da el caudal total que pasa por la vertical de la capa isopieza considerada.

# CAPITULO V

## Técnicas de Explotación.

## V.1 INTRODUCCION.

Las técnicas de explotación de las aguas subterráneas vienen a ser la parte final del proceso de evaluación de las aguas subterráneas, ya que hasta al final de una evaluación de los recursos ya se conocen las características y caudales posibles de explotación más importantes de un acuífero, información necesaria para la selección del medio de explotación adecuado.

Estos medios de explotación no son más que lo que se conoce como obras de captación, las cuales se describen ampliamente en el presente capítulo. Por otro lado también se describen los métodos de exploración directa y exploración geofísica, ya que durante el presente trabajo se ha hablado constantemente como una fuente de información, que es la más importante dentro de la evaluación y explotación de los recursos hidráulicos y subterráneos. De lo anterior la importancia de que se le proporcione al lector una breve descripción de estos métodos de exploración, ya que en sí estos pueden constituir un tema muy amplio e interesante de investigación.

## V.2 EXPLORACION DIRECTA.

### V.2.1 Métodos Geológicos de Superficie.

Los pasos iniciales en un programa de exploración del agua subterránea son llevados a cabo en la oficina más bien que en el campo. Mucho se puede aprender de una revisión de los mapas disponibles, reportes e información existente. Los mapas geológicos y reportes suministran al hidrogeólogo una indicación inicial del tipo de formación en un área, junto con sus interrelaciones estructurales y estratigráficas. Mapas de tierras o mapas de geología superficial, junto con los mapas topográficos proveen una introducción a la distribución y genesis de los depósitos superficiales no consolidados y sus tipos de tierras asociadas. Los mapas hidrogeológicos dan una interpretación resumida de la topografía, geología, hidrogeología, geotecnia e información de las investigaciones de agua disponibles en un área.

La interpretación de fotografías aéreas es además muy usada en la exploración del agua subterránea. Es usualmente posible preparar mapas de formas de tierras, suelos, uso de tierras, vegetación y drenaje, de la fotografía aérea de un área cubierta. Cada una de esas propiedades ambientales lleva a deducciones acerca de los sistemas naturales del flujo de agua subterránea y/o la presencia de acuíferos potenciales.

Aunque en áreas uniformes donde se tiene una considerable cantidad de información publicada, es usualmente necesario llevarse a cabo mapeos geológicos en el campo. En vista de la importancia de las arenas y gravas no consolidadas como acuíferos potenciales, se tiene que poner especial atención a las estructuras geomorfológicas y a la distribución de depósitos glaciares y aluviales. Donde los depósitos de arena y grava son escasos o donde esos depósitos son poco profundos y no saturados, se debe poner más atención en la litología, estratigrafía y la estructura de las rocas del fondo de la formación.

Los métodos de mapeo hidrogeológicos son útiles en la determinación de la escala y profundidad de los sistemas naturales de flujo de agua subterránea y en mapeo de la extensión de las arenas de recarga y descarga.

#### V.2.2 Métodos Geológicos Subsuperficiales.

Rara vez es suficiente con solo observar las manifestaciones superficiales del medio ambiente hidrológico. Es poco probable que las relaciones estratigráficas subsuperficiales sean reveladas totalmente sin una investigación subsuperficial directa. Una vez más nuevamente, el paso inicial normalmente requiere la búsqueda de los registros disponibles. Muchos estados y gobiernos municipales ahora exigen que los registros geofísicos de todos los pozos de agua sean archivados en un banco central para el uso de otros investigadores. Esa información puede variar ampliamente en calidad: puede a menudo suministrar al hidrogeólogo con suficiente información sobre eventos pasados y cortes en una región dado.

En más programas de exploración, especialmente aquellos a gran escala industrial o para suministros de agua municipales, es necesario llevar a cabo pruebas de perforación para delinear mejor las condiciones subsuperficiales. Las pruebas en agujeros dan oportunidad de obtener registros geológicos y geofísicos, obtención de núcleos o muestras de materiales geológicos. Las pruebas en agujeros pueden ser usadas para obtener muestras de agua para análisis químicos y para indicar la altura del nivel hidráulico en un sitio. Los programas de pruebas de perforación, junto con los mapas geológicos publicados y los registros de pozos disponibles, pueden ser interpretados en términos de una litología, estratigrafía y estructura local o regional. Esos registros pueden ser usados para preparar secciones estratigráficas transversales, diagramas de barreras geológicas, mapas de isopacas de espesores sobrecargados o formaciones de grandes espesores y mapas de litofacies. Interpretaciones hidrogeológicas pueden incluir contornos del nivel hidráulico e isopacas de espesores saturados de acuíferos libres. Los resultados de los análisis químicos de las muestras de agua subterránea, cuando se presentan gráficamente, pueden suministrar evidencias importantes sobre la geoquímica natural del medio ambiente como si se hiciera una medición directa de la calidad del agua.

### V.3 EXPLORACION GEOFISICA

#### V.3.1 Prospección Geofísica.

Se puede definir a la Prospección Geofísica como una rama de la Geofísica Aplicada. Es la ciencia y técnica que a partir de los fenómenos físicos, ya sean de tipo natural o provocados, trata de conocer la distribución de los diferentes materiales que conforman el subsuelo, así como sus propiedades.

Cualquier fenómeno es utilizable, no solo para deducir indirectamente la distribución de los materiales, su estado y sus accidentes, sino para en el caso de ser abordables, estudiar directamente sus características. La distribución de los materiales se deduce de observaciones superficiales, así el terreno se clasifica en cada caso según su comportamiento ante el fenómeno, se utilizan

diferentes métodos. En cada método existirá un volumen o espesor mínimo del terreno que se pretende localizar, en función de la profundidad a la que se encuentre, al igual que un número máximo de variaciones o complicaciones en la estructura que se trate.

### V.3.2 Clasificación de los Métodos.

En la clasificación se toma en cuenta el fenómeno que se emplea, y si es natural o inducido artificialmente. Los métodos que emplean fenómenos inducidos tienen la ventaja de poder controlar su origen en el tiempo y el espacio; lo que en general permite un análisis matemático e interpretación más precisa. A continuación se enuncian los principales métodos así como su origen.

#### Clasificación:

- M. Magnético. (Natural).
- M. Gravimétrico. (Natural).
- M. Eléctrico: Corrientes Telúricas. (Natural).
  - Potencial Propio. (Natural).
  - Líneas Equipotenciales. (Inducido).
  - Resistivo. (Inducido).
  - Caída de Potencial. (P.D.R.). (Inducido).
- M. Electromagnético. (Inducido).
- M. Sísmico: Terremotos. (Natural).
  - Refracción. (Inducido).
  - Reflexión. (Inducido).
- M. Radioactivos. (Natural e Inducido).
- M. Térmicos. (Natural).

Para la investigación del terreno se necesita el empleo de ciencias y técnicas muy diversas: Geología, Hidrogeología, Sondeos mecánicos, Geofísica, etc., los cuales se necesitan una a otra para alcanzar un fin concreto.

Los sondeos mecánicos facilitan datos precisos, limitados a la zona inmediatamente próxima al eje del sondeo; el estudio de los

terrenos perforados se aprovecha al máximo con sus registros geofísicos. Si la zona de estudio es amplia, con frecuencia no se tendrán criterios para situar de manera adecuada los sondeos mecánicos. Así la prospección geofísica surge como enlace, ya que confirma o modifica las hipótesis geológicas y facilita cortes a escala. De esta manera los sondeos mecánicos situados donde los establecen la Geología y la Geofísica, permiten confirmar las características litológicas de los niveles detectados y supuestos previamente.

La coordinación de estos tres métodos de trabajo es esencial para el correcto conocimiento del subsuelo. La posibilidad de abordar económicamente, con la Prospección geofísica, el estudio de amplias zonas de terreno y la utilidad de los resultados obtenidos.

### V.3.3 Método Magnético.

De acuerdo con su susceptibilidad magnética los terrenos se clasifican en paramagnéticos (susceptibilidad positiva) o diamagnéticos (s. negativa). Su presencia modifica la distribución del campo magnético terrestre, lo que permite identificar cualitativamente su distribución en el subsuelo. Es el método de prospección más antiguo, ya que se utilizó en el siglo XVIII para localizar minerales magnéticos. A partir de 1950. el magnetómetro discriminador de flujo y el magnetómetro nuclear maximizaron este método por la mayor rapidez y manejabilidad de la balanza de Schmidt. Actualmente se usan desde aviones, lo que permite el levantamiento de grandes zonas en poco tiempo.

### V.3.4 Método Gravimétrico.

Este método estudia las anomalías de la gravedad en la superficie terrestre, para deducir la distribución y naturaleza general del subsuelo. Es útil para determinar la existencia de fallas importantes, que pongan en contacto rocas de diferentes densidades, y para deducir la estructura del basamento en estudios regionales. Su costo relativamente elevado y el tiempo necesario para su aplicación, hace que su dedicación a los problemas hidrogeológicos no sea muy

importante.

La interpretación cuantitativa, siempre aproximada, parte de la aceptación de una hipotética configuración de las masas perturbadoras del valor regional medio de la gravedad y de la comparación de los datos obtenidos con los teóricos supuestos.

### V.3.5 Corrientes Telúricas.

En la superficie terrestre se observan corrientes eléctricas de débil intensidad, originadas por fenómenos aún no bien determinados. Varían constantemente y están influidas entre otras cosas por la posición del Sol. La medida simultánea de los potenciales en varios puntos de la superficie permite deducir la resistividad del terreno y la distribución general del subsuelo.

Se emplea en estudios regionales científicos y donde la complejidad geológica no sea muy grande, razón por la cual no se emplea en estudios hidrogeológicos específicos.

### V.3.6 Potencial Propio.

En la superficie terrestre existen diferencias de potencial de origen natural: la oxidación de los minerales conductores es comparable a una pila eléctrica, con el polo positivo en la zona próxima a la superficie. Dos estratos diferentes en contacto, en presencia de agua dan lugar a desequilibrios iónicos con potenciales eléctricos en el contacto.

La misma circulación del agua implica un transporte iónico y potenciales eléctricos. Los potenciales generados por el movimiento del agua a través de una membrana porosa se rigen por la ecuación:

$$V_c = A \frac{B \cdot m}{\mu \cdot kc}$$

donde:

A es el coeficiente que depende del electrolito y de la

- naturaliza química de la membrana.
- B constante dieléctrica.
- m porosidad.
- $\mu$  coeficiente de viscosidad.
- ke conductibilidad específica.

El descenso del agua en el terreno origina voltajes negativos en las zonas elevadas, al arrastrar al agua las cargas positivas. El método de polarización espontánea se aplica poco en hidrología; es útil para definir de forma cualitativa la distribución de los estratos a poca profundidad. Para aplicar éste método se emplean dos electrodos: uno fijo, llamado base, y otro móvil. Fijados ambos electrodos en el terreno se mide la diferencia de potenciales entre ellos, asignando el valor obtenido al punto del terreno donde se ha fijado el electrodo móvil. Con estos valores se construyen planos de líneas equipotenciales. Cuya forma y distribución permiten una interpretación cualitativa de la distribución del terreno.

### V.3.7 Potencial Inducido.

Este método crea un potencial en el terreno a través de un electrodo o una línea. El campo creado es superior al natural en una amplia zona. La distribución de potenciales se ajusta para terrenos homogéneos de acuerdo a leyes conocidas. razón por la cual al tenerse diferencias en él se deben a cambios en las características del terreno, por lo que pueden ser identificados de manera cualitativa. El agua subterránea actúa como un conductor enterrado de baja conductibilidad.

### V.3.8 Método Eléctrico Resistivo.

La característica física que utiliza es la resistividad o resistencia específica de los diferentes estratos. En la superficie se efectúan una serie de medidas que permiten obtener resistividades aparentes, en función de la líneas de emisión u otro parámetro lineal. Las parejas de datos se grafican, y la curva resultante recibe el nombre de sondeo eléctrico vertical (SEV).

## Resistividad del terreno.

Si en un terreno se introduce una corriente eléctrica, ésta se propaga de tal manera que se pueden asignar valores de resistencia, conductividad e inductancia.

La unidad de resistividad, o resistencia específica es el ohmio-metro, que corresponde a la de un conductor con sección transversal de  $1 \text{ m}^2$  y longitud de 1 m., permite al paso de una corriente de un ampere; cuando se aplica en sus caras una diferencia de potencial de un volt. Sólo son conductores los materiales metálicos y algunas de sus sales; razón por la cual los estratos deberían de ser aislantes o de resistividad muy elevada, pero generalmente en el estrato existen poros saturados de agua.

El agua por la presencia de sales disueltas en proporción que depende de la temperatura, actúa como un conductor, cuya resistividad oscila en la práctica entre  $0.03 \Omega \text{ m}$  para agua de mar y  $3000 \Omega \text{ m}$  para agua pura. La resistividad de las rocas dependerá del volumen de sus poros, de su distribución y de la resistividad del líquido que los satura. Si los poros fuesen tubos capilares rectilíneos y paralelos, la resistencia entre las dos caras de un cubo de lado unitario sería:

$$P_t = \frac{P_v}{\phi}$$

donde:

$P_t$  = resistividad del terreno.

$P_v$  = resistividad del agua.

$\phi$  = porosidad en %.

En la realidad, la porosidad no es uniforme por lo que es necesario introducir el llamado factor de Formación que puede expresarse como:

$$F = \frac{P_t}{P_v} = \frac{a}{\phi^m}$$

donde:

F es el factor formación.

a coeficiente que varía de 0.81 para arena a 1.0 para rocas compactas.

## V.4 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACION.

### V.4.1 Clasificación de las Obras de Captación.

La finalidad de una captación es la de obtener el suministro máximo con el mínimo descenso y sin deterioro de las instalaciones, en particular de las partes captantes dentro del acuífero.

La producción de una obra de captación es función de las condiciones:

• Del flujo de aguas subterráneas, de una parte, en el acuífero hacia la obra de captación, así pues, de la permeabilidad horizontal o de la transmisibilidad y por otra parte, a través de los filtros y en las tuberías. De aquí la importancia del método de captación.

• De la potencia del acuífero. Es el porqué debe captarse al máximo de espesor de acuífero.

Se debe considerar el conjunto captación-acuífero como un complejo único de producción que determina el caudal de explotación. De ahí el interés para la determinación del caudal máximo por los ensayos de bombeo.

Las obras de captación pueden clasificarse en tres tipos principales (fig. 5.1):

- Obras horizontales: zanjas, drenes y galerías.
- Obras verticales: pozos y sondeos.
- Obras mixtas: Pozos con drenes radiales o galerías drenantes laterales, galerías con pozos.

Es necesario distinguir igualmente las obras completas o incompletas, las primeras captan toda la altura del acuífero.

El tipo de obra se adapta a la estructura y a las características del acuífero. Las obras horizontales se utilizan para los acuíferos poco profundos, delgados y de débil permeabilidad horizontal. Las obras verticales son convenientes en acuíferos de escasa, media y gran profundidad, potentes y con buena permeabilidad horizontal. Las obras mixtas captan los acuíferos de escasa permeabilidad y heterogéneos.

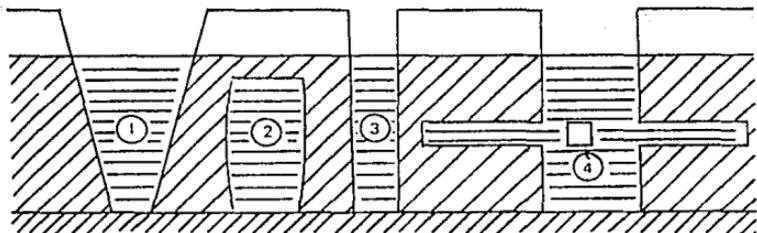


Fig. 3.1 Principales tipos de obras de captación. Trincheras 1, galerías 2, pozos o sondeos completos 3 y pozos con drenes radiales 4.

#### V.4.2 Zanjas, Drenes y Galerías.

En algunas ocasiones conviene, para explotar las aguas subterráneas, en lugar de excavar pozos, abrir galerías, es decir, vías artificiales dirigidas en sentido prácticamente horizontal, por las que discurre el agua captada, bien directamente hasta el exterior o bien hasta un pozo en el que se efectúa la elevación.

El plan de trabajo ha de hacerse a la vista, no sólo de la profundidad probable del agua, sino también según las características topográficas del terreno en que los trabajos van a llevarse a cabo.

Primeramente, y según el fin que se persiga, hay que pronunciarse

por la ejecución de zanjas (trincheras colectoras), drenes (galerías filtrantes), de galerías de captación en socavón o de galerías en el fondo de pozos.

Se estudiará después la dirección que resulta más conveniente, la rasante o pendiente del piso y finalmente la sección útil, en la que influye el espesor probable del revestimiento, si la naturaleza del terreno lo hace preciso.

Una vez planteados todos estos extremos, debe procederse, cualquiera que sea el sistema elegido, a la excavación de la galería y en caso necesario a su entubado y revestimiento.

#### A) Zanjas (Trincheras colectoras).

Cuando se trata de captar aguas someras, pueden practicarse trincheras o zanjas de profundidad suficiente para alcanzar la formación impermeable, sirviendo, por tanto, de camino para captar y dar salida a las aguas que sobre tal capa se apoyan. La sección normal de las trincheras es trapezoidal, unas veces con el talud simple y otras escalonado. Esta última disposición es muy práctica para grandes secciones y sobre todo cuando las diferencias entre los caudales de estiaje e invernal que por ellas han de discurrir es muy importante.

La necesidad de excavar el terreno que se atraviesa, con su talud natural, invalida este sistema para profundidades totales superiores a ocho metros. La salida final se hace en estos casos, bien por gravedad o bien por elevación desde cámaras colectoras, en las que se reúnen las trincheras.

#### B) Drenes (Galerías filtrantes).

Si se trata de aprovechar los subálveos de los valles fluviales, puede procederse a la construcción de galerías filtrantes, transversales respecto al cauce del río, dando a su solera, que debe descansar sobre la capa impermeable, una cierta inclinación hacia un pozo de elevación situado en la ribera.

Las galerías filtrantes pueden ejecutarse a cielo abierto en estiaje, si el caudal y el espesor de la capa permeable lo consienten, tapando posteriormente las trincheras abiertas por medio de elementos filtrantes, tales como gruesas piedras, sillares, drenes, etc. Normalmente esto no es posible, y han de llevarse a cabo en la forma que seguidamente se describirá para las galerías de captación.

Las dimensiones que se dan en tal caso a la sección útil oscilan entre 0.80 a 1.20 metros de anchura y 1.20 a 2 metros de altura, debiendo considerarse, además, el espesor del revestimiento, si resulta preciso. La pendiente del piso de las galerías filtrantes oscila del 1 por 100 al 1 por 1000.

### C) Galerías.

La galería de captación propiamente dicha es el socavón, es decir, un camino que se abre al agua subterránea, aprovechando la configuración topográfica del lugar, para hacerla surgir hasta el exterior por su propio peso.

Es siempre necesario, al realizar un socavón, atravesar, a partir de su emboquillado exterior o boca de entrada, a las formaciones impermeables, que impiden que el agua mane de modo natural. Cuando se alcanza, por fin, la capa permeable, funciona el socavón como cualquier manantial o fuente.

En tanto las circunstancias del terreno lo permitan, debe hacerse la excavación en trinchera, recubriéndola después en forma análoga a la indicada para las galerías filtrantes o dejándola sin tapar, si no son de temer aterramientos posteriores.

En el caso que no sea posible trabajar a cielo abierto y una vez emboquillada la galería, se procede a su excavación, empleando preferentemente secciones visitables, es decir, que permitan con cierta comodidad el paso del excavador.

Las dimensiones útiles óptimas son de 1.80 x 0.80, pero la

anchura a veces se hace menor, aunque con ello se dificulta el paso, o alcanza incluso innecesariamente hasta 1.30. También en ocasiones, dificultando el trabajo, se disminuye la altura o por el contrario se exagera, encareciendo inútilmente la excavación hasta 2.5 metros.

Es siempre conveniente reducir al mínimo la pendiente del suelo o piso de la galería, con objeto de aprovechar la altura disponible; pues una galería muy inclinada tiene el peligro de obligar a empujillar excesivamente abajo, dejando innecesariamente fuera de riego determinadas extensiones de terreno o por el contrario puede pasar por encima de la capa acuífera sin alcanzarla. Basta normalmente con pendientes del 1 al 5 por 1000.

Es fundamental en estos trabajos la elección de la orientación o dirección que ha de tener la excavación para llegar al lugar deseado, sea la zona favorable de explotación marcada por prospección, sea el pozo o la lumbrera de ensayo practicada y cuyas aguas se han de descolgar y aprovechar por medio de socavón.

Para facilitar el trabajo conviene ejecutar lumbreras a distancias variables de 40 a 70 metros, por las que se efectúa la saca de escombros. Si el terreno es muy abrueto, puede, no obstante, en algunos casos, resultar más económico efectuar la saca por la boca de la galería.

#### V.4.3 Pozos, y Pozos con Drenos Radiales.

##### A) Pozos

El pozo es un hoyo vertical de gran diámetro y en general poco profundo. Su diámetro varía de 1.2, 1.5 a 5 ó 6 metros con un promedio de 3 a 4 m. Su profundidad normal, de algunas decenas de metros, puede alcanzar excepcionalmente 100 m, que es considerado un máximo.

Las paredes del hoyo están sostenidas por un revestimiento, el entibado (Fig. 512) construido de obra con ladrillos o piedras, de troncos, ras o ramos armados, más raramente de madera o de metal. Los

pozos modernos están revestidos con anillos de hormigón armado prefabricados. La abertura superior de la obra está protegida por un brocal o una losa hermética equipada con un respiradero removable (fig. 5.2). Entre el revestimiento y el terreno se coloca desde el nivel del suelo y en una profundidad suficiente, arcilla u hormigón a fin de asegurar la estanqueidad y evitar las infiltraciones de aguas de superficie polucionadas, si está el pozo en un lugar muy frecuentado.

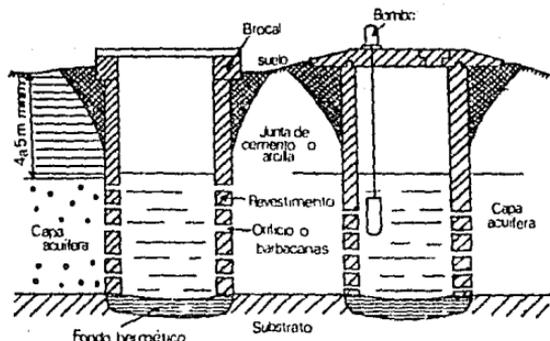


Fig. 5.2 Tipos de pozos. A la izquierda, con brocal; a la derecha, con una placa hermética.

#### 1) Parte captante del pozo.

El pozo pueda captar las aguas subterráneas, sea lateralmente, sea por el fondo o bien por los dos sitios a la vez (fig. 5.3).

En la captación lateral la parte captante en la base del pozo debe hundirse en el acuífero, por lo menos 5 ó 7 metros por debajo de la superficie piezométrica. Se emplean unos orificios, las barbacoas, en las paredes laterales. Su forma y su sección son estudiadas en función de las características físicas de la roca almacén.

A veces se instala en el fondo del pozo una columna de captación

de diámetro inferior al del hoyo, colocada por debajo de la base del revestimiento. Esta columna perforadora es generalmente de hormigón armado, a veces de plancha de hierro o de acero especial.

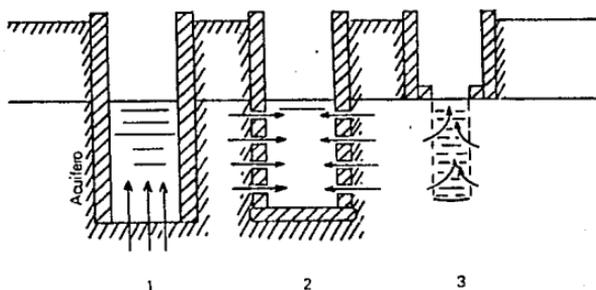


Fig. 5.3 Parte captante de los pozos. Captación por el fondo 1, captación lateral 2, captación por sondeo en el fondo de los pozos 3.

En la base del pozo se coloca mecánicamente alrededor del revestimiento un relleno de gravas calibradas.

En la captación por el fondo del pozo sólo la pared lateral está sostenida por revestimiento continuo. Frecuentemente las aguas subterráneas llegan a la obra por la pared lateral y el fondo.

#### (f) Tipos de construcción de pozos.

Se pueden distinguir tres tipos de construcción de pozos en función del terreno a excavar:

- Los pozos ahondados por excavación.
- Los pozos profundizados por revestimiento progresivo.
- Los pozos perforados.

(iii) Pozos ahondados por excavación.

Son las obras ahondadas por excavación en seco o por abatimineto, en los terrenos coherentes. La mecanización de las operaciones de excavación y de evacuación de escombros es la norma. Poco profundos en general, pueden algunas veces alcanzar hasta un centenar de metros. Según la cohesión de los terrenos atravesados y la importancia de las llegadas de agua, pueden utilizarse dos procedimientos de revestimiento de las paredes del orificio (fig. 5.4). En las rocas de buena cohesión o con débiles llegadas de agua se excava en toda su profundidad y se reviste empezando por abajo y hacia arriba (fig. 5.4a). Con los terrenos de mala cohesión, el revestimiento de las paredes se hace a medida que se avanza (fig. 5.4b), el pozo se excava aproximadamente 1 m (fig. 5.4b 1) y luego se reviste (fig. 5.4b 2); se excava de nuevo (fig. 5.4b 3) y luego se construye el revestimiento de la parte recién excavada.

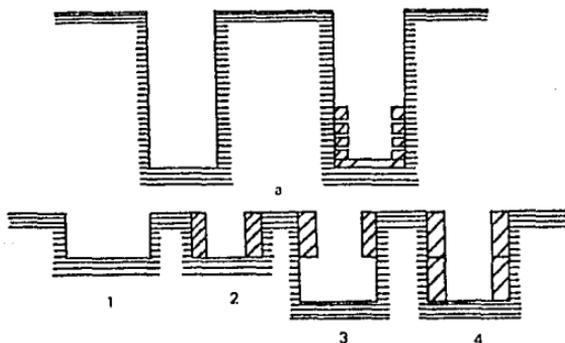


Fig. 5.4 Esquema de ahondado y construcción de pozos por excavación.

(iv) Pozos profundizados por revestimiento progresivo.

En las formaciones incoherentes o muy acuíferas donde la excavación es difícil: aluviones, arenas movedizas, se procede por

revestimineto progresivo (fig. 5.5). El revestimiento es construido por anillos sucesivos de hormigón armado en general prefabricados. En un primer avance del hoyo se coloca el primer anillo, se excava en el interior y va bajando por su propio peso. Un segundo anillo, colocado encima, se hunde igualmente por excavación y así sucesivamente. El frotamiento con las paredes limita la profundidad a unos 20-30 m. Más allá es necesario poner en obra unos medios excepcionales muy costosos.

#### v) Pozos perforados.

Estos pozos, construidos mecánicamente con unos aparatos de perforación de gran diámetro, se parecen mucho a los sondeos.

Los pozos perforados con barrena de mano o mecánica son un caso particular. Son utilizados para la explotación de acuíferos con superficie piezométrica poco profunda y para pequeños suministros. Son entubados.

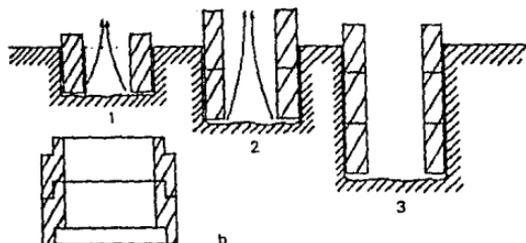


Fig. 5.5 Esquema de excavación y construcción de pozos por revestimiento progresivo. Excavación y colocación del primer anillo de revestimiento 1; colocación del 2o. anillo 2; colocación del 3er. anillo 3; anillo de revestimiento prefabricado.

#### B) Pozos con drenes radiales.

La superficie de drenaje de un pozo puede ser aumentada considerablemente con la colocación en el acuífero de drenes radiales horizontales o ligeramente inclinados, partiendo de las paredes

laterales del pozo. Se pueden alcanzar así los 1000 m<sup>2</sup> de superficie. Por otra parte, los drenes, colocados en los horizontes más permeables, aumentan el rendimiento y el caudal máximo. Este tipo de obra que permite extraer suministros importantes, de 500 a 1000 m<sup>3</sup>/hora y más (80000 m<sup>3</sup>/día) de rocas incoherentes o fisuradas o poco permeables, observa un considerable progreso en nuestros días. Se utiliza frecuentemente en explotación de los acuíferos de aluviones.

#### (i) Descripción de la obra.

Los pozos con drenaje radial, tipo, se componen de un pozo central colector de diámetro grande, un promedio de 3 a 4 m, con paredes y fondo impermeables (fig. 5.6). Pero se puede bajar hasta un diámetro de 1.20 m. Lateralmente, en la base, los drenes radiales, en uno o varios niveles, adentran en el acuífero. Son en general tubos filtrantes de pequeño diámetro, 10 a 30 cm, pudiendo alcanzar de 50 a 150 m de longitud. Su abertura en el pozo está cerrada por una compuerta que puede ser maniobrada desde la cabeza del pozo.

#### (ii) Técnica de construcción.

La ejecución de la captación debe ser precedida de un estudio hidrogeológico muy detallado, teniendo por finalidad esencial la localización de los acuíferos en los que serán instalados los drenes y la determinación de sus características: granulometría, permeabilidad y factores de flujo.

Lo esencial en la técnica de construcción consiste en introducir en el acuífero unos tubos filtrantes a partir de la base del pozo colector estanque. El pozo central se abre con gran diámetro por revestimiento progresivo hasta el substrato impermeable. Está completamente hormigonado o cimentado. Los drenes son colocados por tres procedimientos que caracterizan el tipo de obra:

- Perforaciones horizontales.
- Tubos hincados en el acuífero.
- Desarrollo en estrella.

iii) Perforaciones horizontales.

Los drenes constituidos por unos tubos filtrantes son colocados por perforación horizontal. Es el único procedimiento posible en las rocas compactas. Cada sondeo horizontal de 10 a 30 cm de diámetro y de 50 a 100 m de longitud, es ejecutado por una perforadora instalada en el fondo del pozo.

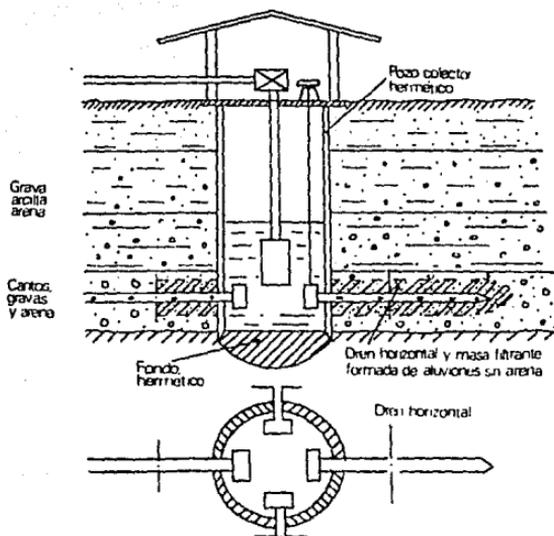


Fig. 5.6 Esquema tipo de pozos con drenaje radial.

iv) Tubos hincados en el acuífero.

En los terrenos poco coherentes, aluviones por ejemplo, unos tubos metálicos son hincados, a partir de un pozo central mediante una prensa hidráulica, en el acuífero (fig. 5.7). Este dispositivo puede ser instalado en un pozo de 1.50 m de diámetro.

A partir de las paredes laterales del pozo central una prensa hidráulica hince un tubo provisional, de acero, acabada con una cabeza de perforación de la que su forma asegura la progresión rectilínea y las aberturas permiten la evacuación continua de los escombros de tierra. Está equipada de una válvula asegurando el cierre del tubo. En el interior va colocado un tubo de inyección de agua a presión o de aire comprimido. La extracción de muestras permite el análisis granulométrico. La descompresión del terreno alrededor del tubo provisional, favorece su progresión y provoca un principio de autofabricación de un relleno filtrante. La progresión está facilitada por la inyección de agua a presión o de aire comprimido por el tubo interno. Acabado el hincamiento del tubo provisional, máximo 100 m, la válvula de la cabeza perforadora asegura la obturación terminal. Se provoca la formación de una masa filtrante por inyección de agua. Un tubo con rejilla de acero especial de 15 a 20 cm de diámetro, se coloca en el interior del tubo provisional (fig. 5.7). Se retira el tubo provisional, dejando colocada la cabeza de perforación que ya es inútil. La abertura del tubo en el pozo está obturada por una compuerta.

v) Desarrollo en estrella.

Este procedimiento consiste en realizar una zona desprovista de elementos finos, pudiendo alcanzar de 25 a 30 m alrededor del pozo. Una obra tal, equivale a 3, 4 e incluso 5 pozos ordinarios según la granulometría y la potencia del acuífero. Incluso es posible descolmatar y regenerar las obras antiguas multiplicando por diez su producción.

La técnica más corriente consiste en hincar mediante tornillos hidráulicos en la base del pozo de 1.5 a 2 m de diámetro, tubos horizontales radiales filtrantes provistos de una cabeza de perforación. Por inyección de aire comprimido o de agua a presión se retiran los elementos finos de los terrenos, provocando así un dearenado enérgico. A continuación se retiran los tubos. La ventana de trabajo está equipada con una reja y sirve de barbacana.

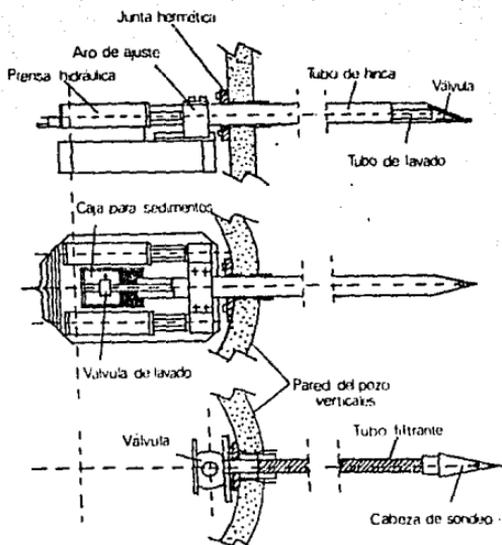


Fig. 3.7 Hincia de drenes en un acuífero. Arriba, hincia del tubo provisional que termina con la cabeza de sonda; en el centro, formación del relleno filtrante; abajo, la rejilla queda colocada después de la extracción del tubo provisional.

u) Características de los pozos con drenes radiales.

El caudal del colector con drenes radiales  $Q$  es:

$$Q = \frac{2 \pi K h \Delta}{2.3 \log (2R/r)}$$

donde:

- $Q$  - Es el caudal del colector, en  $m^3/s$ .
- $K$  - El coeficiente de permeabilidad medio, en  $m^3/s$ .
- $h$  - El espesor medio del acuífero captado durante el bombeo:  
 $h = (h_1 + h_2)/2$ .

- h<sub>1</sub> - El espesor útil.
- h<sub>2</sub> - El espesor medio a la altura del dren durante el bombeo.
- Δ - El descenso, en m.
- R - El radio de acción en m.
- r - El radio efectivo del pozo colector.

#### VIII) Ventajas del pozo con drenes radiales.

Los pozos con drenes radiales presentan numerosas ventajas frente a un solo inconveniente que es su alto presupuesto. Este último es ampliamente compensado por la mejora de las características de la obra.

- El estudio de la granulometría de los terrenos permite calcular con precisión la apertura de las rejillas.

- Posibilidad de captar selectivamente los horizontes más permeables; lechos de gravas en los aluviones heterogéneos; zonas fisuradas o trituradas de las rocas coherentes, calizas, areniscas, esquistos, granito; capas de alteración de las rocas cristalinas, etc.

- Aumento del caudal sin incremento de la velocidad real de flujo, lo que disminuye la colmatación por arrastre de finos y las pérdidas de carga.

- Disminución de los descensos.

- Cualidades físicas y bacteriológicas del agua captada. En los acuíferos aluviales sólo se capta la base de la formación, menos polucionada.

- Economías de equipo, de mantenimiento y de vigilancia por disminución del número de pozos; por tanto, de estaciones de bombeo, sifines y colectores.

#### V.4.4 Sondeos de Explotación.

El estudio hidrogeológico ha permitido determinar:

- El caudal explotable.
- Las características del acuífero: características físicas (granulometría), potencia, profundidad del yacimiento, nivel piezométrico y dinámica.

Las características técnicas del sondeo se fijan en función de estos datos. Estas obras se componen de entubados y filtros que sirven para mantener las paredes del orificio. La parte captante generalmente está rodeada por un empaque filtrante de grava obtenido por desarrollo artificial o natural. Las características técnicas se refieren esencialmente al diámetro de los entubados, de las rejillas y a las normas de las rejillas y de los empaques filtrantes.

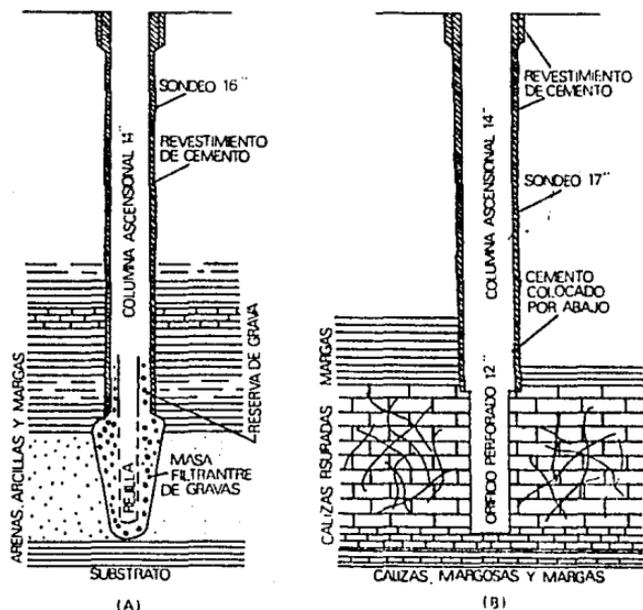


Fig. 5. ■ Esquema de un sondeo de explotación en rocas con masa de gravas (a) y esquema de sondeo de explotación en roca compacta (b).

Según las características físicas de la capa acuífera se puede distinguir dos grandes tipos de procedimientos de captación mediante sondeos (figs. 5.8):

- Sondeos en terrenos permeables por intersticios rocas incoherentes e incluso desmoronables.

- Sondeos en terrenos permeables por fisuras: rocas compactas y duras.

En las capas heterogéneas con alternancia de terrenos incoherentes y compactos se utilizan a veces captaciones mixtas.

La elección del procedimiento de captación se basa por tanto en un conocimiento preciso de la litología de los terrenos atravesados, de aquí la importancia de las investigaciones geológicas e hidrogeológicas para el establecimiento de los programas de explotación. Por ello generalmente están precedidos por sondeos de reconocimiento.

#### 1) Sondeos en terrenos incoherentes.

En los terrenos incoherentes, permeables por intersticios (gravas, aluviones y arenas), el sondeo se compone de dos partes: un entubado o columna ascensional y una parte filtrante o rejilla (fig. 5.8a). La rejilla puede estar localizada en la base del sondeo o en varios niveles, conforme a la situación de los acuíferos captados.

El equipo de la columna ascensional generalmente no presenta problemas particulares. La rejilla puede estar, ya sea enroscada en la extremidad de la columna ascensional y bajarse con ella, ya sea en general telescopada en el interior mediante una columna provisional (fig. 5.8a). En el último caso, el más frecuente, se evita el deterioro después de su colocación (sobre todo para las rejillas con gran superficie útil), produciéndose también una reducción de diámetro en la parte captante con relación al entubado. Es necesario tenerlo en cuenta en el programa del equipado del sondeo.

La realización de la parte filtrante, sector vivo y activo de la captación y la más delicada, será la que retendrá preferentemente la atención. Su papel es el de evitar la acumulación de arena en el agujero, que generalmente se debe a la ausencia o a la defectuosidad de los filtros de gravas o de las aberturas de las rejillas. Cuando son demasiado grandes dejan pasar los elementos finos y si son demasiado pequeñas provocan la colmatación de las gravas.

La parte filtrante se puede realizar mediante tres técnicas distintas (fig. 5.9a y 5.9b):

- Cámara en la capa acuífera.
- Rejilla simple con desarrollo natural.
- Rejilla con empaque de grava por desarrollo artificial.

Los dos últimos métodos implican operaciones especiales llamadas de desarrollo. La técnica empleada depende del material de perforación de que se dispone, de las características físicas (litología) de las rocas almacén y de las condiciones de yacimiento de las aguas subterráneas, libres, cautivas o artesianas.

(i) Tipos de material de perforación y métodos de captación.

Los aparatos en seco (percusión) imponen la cámara y no permiten el desarrollo de los acuíferos confinados. Por ello su empleo tiende a desaparecer. No se pueden utilizar en los acuíferos confinados.

Los aparatos a inyección, percusión y rotación, permiten la colocación de rejillas simples con desarrollo natural.

Los aparatos rotarios, aptos para realizar todo tipo de captaciones, son los únicos que se adaptan a la colocación de rejillas mediante empaque de gravas con desarrollo artificial.

(ii) Características litológicas del acuífero y modo de captación.

Las rejillas simples son apropiadas cuando las rocas almacén son areniscas y gravas con gran proporción de elementos groseros y

granulometría homogénea que permiten el desarrollo natural. El techo debe tener buena resistencia mecánica.

Los filtros con empaque de grava por desarrollo artificial son los únicos indicados para la captación de arenas movedizas, de terrenos con granulometría uniforme, de acuíferos con techo poco sólido, ya que la grava contiene las rocas del acuífero.

La captación con rejilla simple permite utilizar filtros de gran diámetro, ya que la reducción del diámetro en la base de la columna ascensional es pequeña, mientras que el desarrollo artificial exige un espacio importante para que puedan pasar las gravas.

iv) Formación de la cámara en el acuífero.

La formación de la cámara en el acuífero, que es el tipo más sencillo de captación, sólo puede realizarse en condiciones particulares, lo cual limita su utilización (fig. 5.9a), sólo es posible en sondeos de gran diámetro, en capas acuíferas de buena cohesión y con techo sólido y potente. La realización es más fácil en los acuíferos artesianos, puesto que esta condición favorece la evacuación de los escombros. Estas captaciones tienen la ventaja de tener una longevidad considerable y de no exigir la colocación de la rejilla y del empaque de gravas. Generalmente se realizan con aparatos en seco, pero a veces se utilizan rotaris.

v) Filtro simple con desarrollo natural.

Esta técnica se puede utilizar en capas acuíferas incoherentes con granulometría gruesa (arenas y gravas) y uniformes y con techo sólido y potente (fig. 5.9b). La ejecución de estas captaciones generalmente se hacen con aparatos de rotación e inyección, pero a veces se emplean rotaris. Estos tienen la ventaja de evitar o de limitar al máximo las reducciones de diámetro entre la columna ascensional y el filtro. De este modo se puede adaptar un entubado de 14" a una rejilla de 12" en lugar de una de 10".

La construcción de estas perforaciones se ha esquematizado en la figura 5.9b. Se baja la rejilla de 12", fijada mediante una rosca inversa, en el extremo de una columna provisional de 12", que se utiliza para el desarrollo natural. Se dezenrosca y se quita cuando se ha terminado el desarrollo y se deja el filtro colocado. El desarrollo natural forma una cámara vacía en la parte alta de la capa acuífera, lo cual implica que la altura de rejilla sobrepase el techo de la capa.

vii) Rejilla con empaque de gravas por desarrollo artificial.

En las arenas movedizas, las arenas finas, las rocas almacén con granulometría heterogénea y en los acuíferos con techo delgado o poco sólido, la única técnica posible es la del montaje de una rejilla y la colocación por desarrollo artificial de un empaque de gravas calibradas. Es la forma de captación más utilizada, ya que su precio elevado queda compensado por la seguridad y la duración del filtro (fig. 5.9c). El empleo de rotarias asegura el éxito y la seguridad de esta operación.

La columna ascensional se coloca, con cementación, como en los casos anteriores. Está anclada varios metros por encima del techo de la capa acuífera con el fin de asegurar el relleno máximo de la cámara por la grava. El inconveniente más importante es la reducción del diámetro entre la columna ascensional y la rejilla: 14-10", 12-8".

viii) Sondeos en terrenos compactos.

El objetivo perseguido es obtener la mayor superficie útil posible de captación para disminuir las pérdidas de carga, mucho más importantes en terrenos compactos, con permeabilidad de fisuras y fracturas, en que el régimen de flujo es en general turbulento. Por otra parte, se aumenta la densidad de intersección de las fisuras. De ello se deduce que se realizarán sondeos de gran diámetro en la capa acuífera y además mejoras de la permeabilidad o de la fisuración mediante tratamientos especiales de los cuales el más frecuente es el de la acidificación y de modo accesorio los explosivos. Otro método sería hacer una batería de sondeos en lugar de una sola perforación.

En la figura 5.2b se ha esquematizado la realización de un sondeo en terrenos compactos y fisurados. En general es necesario el montaje de una columna ascensorial en la parte superior de la capa acuífera, con cementación. Es imprescindible en los acuíferos confinados, en presencia de terrenos desmoronables o de mala calidad atravesados a partir de la superficie del suelo.

La parte filtrante es sencilla, está desprovista de rejilla salvo en rocas con fisuras rellenas de materiales finos o en presencia de intercalaciones de terrenos incoherentes.

Se efectúan captaciones mixtas cuando los materiales que se atraviesan, por encima del acuífero en roca compacta, encierran mantos contenidos en rocas almacén incoherentes. El primer acuífero se capta mediante una rejilla con empaque de gravas.

viii) El diámetro de los sondeos.

El diámetro de los sondeos se fija en función del que se prevé para los entubados, teniendo en cuenta las reducciones necesarias entre estas dos dimensiones. Evidentemente depende de la regularidad de la perforación ligada al tipo de aparato y de terreno, pero en promedio es de unas tres pulgadas. Ante todo lo más importante es el radio efectivo de sondeo, es decir, el de la parte filtrante, por ejemplo, el taladro de sonda aumentado con el empaque de gravas.

Está demostrado que el aumento del diámetro de sondeo no influye directamente de forma apreciable sobre el aumento del caudal. Así, el caudal aumenta un 18 % si se pasa de 20 a 60cm de diámetro y un 30 % si es de 20 a 100 cm. Esta mejora no es rentable comparada con la incidencia sobre el precio de adquisición.

El diámetro prácticamente viene determinado por:

- El montaje de una rejilla o de un empaque.
- Por el diámetro que ocupa la bomba y los aparatos de medición de nivel del agua.

- Eventualmente la estandarización de los diámetros de los entubados del equipo.

(x) Características de las rejillas.

Las rejillas son la esencial y más delicada parte de un sondeo de explotación. Sus características condicionan la producción y la longevidad de la obra. La finalidad esencial es evitar las pérdidas de carga en las rejillas y por ello evitar:

- El aumento de la velocidad de flujo del agua a la entrada del filtro.
- La turbulencia en los alrededores y en el interior.
- La colmatación por arena.
- La incrustación y la corrosión.

x) Dimensiones de las rejillas.

El diámetro de las rejillas está relacionado con el de la columna ascensional, teniendo en cuenta la reducción impuesta por la forma de desarrollo. Esta reducción varía entre 0 y 2 pulgadas en las captaciones para la formación de cámaras o desarrollo natural alcanzando 4 pulgadas en las rejillas con empaque de gravas artificiales. el diámetro de la rejilla, además, se fija en función de las pérdidas de carga.

La longitud de la rejilla, en principio debe ser ligeramente superior a la potencia de la capa acuifera captada y siempre debe sobrepasar el techo pero nunca debe quedar en seco. La experiencia demuestra que el costo de los metros de perforación suplementarios y de la rejilla es en general bajo en comparación con el aumento de producción. Esta longitud se justifica por el hecho de que el caudal de un acuifero es función de su potencia  $h$  y que el aumento de la superficie del filtro disminuye la velocidad de flujo del agua subterránea que los atraviesa. Así, esta superficie sólo se puede acrecentar de forma útil aumentando la longitud. De todos modos, es

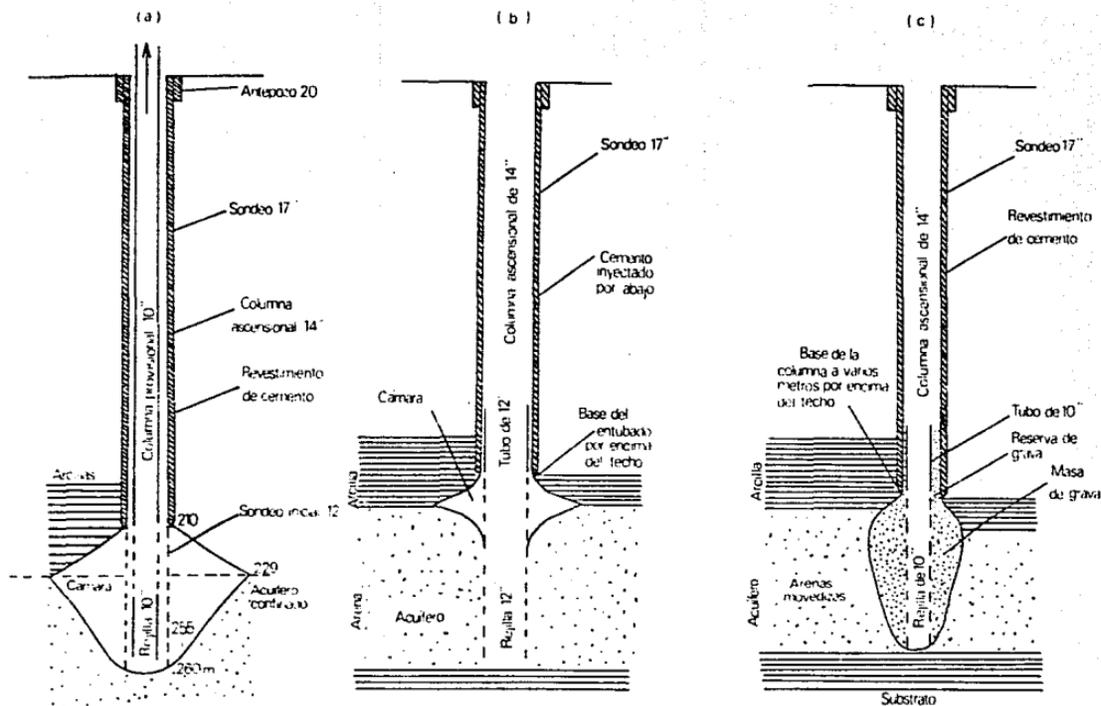


FIG. 5.9 a) Esquema de un sondeo de explotación en roca deleznable; b) Sonda de explotación en roca deleznable con captación por rejilla sencilla y c) Sonda de explotación en roca deleznable con captación por rejilla con masa filtrante de grava desarrollada artificialmente.

evidente que en los acuíferos potentes sólo se captarán los niveles más permeables (fig. 5.8b) La longitud mínima viene dada por la ecuación:

$$L = \frac{Q}{\pi D v_c}$$

donde:

L - Es la longitud de la rejilla, en m.

Q - El caudal de la perforación, en m<sup>3</sup>/s.

D - El diámetro de la rejilla, en m.

v<sub>c</sub> - La velocidad crítica del agua en m/s;  $v_c = 65 \sqrt{K}$ .

El elemento primordial de la rejilla son las perforaciones. El objetivo es obtener la abertura máxima compatible con la resistencia mecánica a los esfuerzos de tracción, de flexión y colapsamiento del tubo. Además, debe aguantar a la roca almacén en su sitio.

xi) Forma de las perforaciones de las rejillas.

Los tipos de perforaciones de las rejillas son los siguientes:

- |            |                                      |                       |                          |
|------------|--------------------------------------|-----------------------|--------------------------|
| - orificio | { circular<br>rectangular<br>oblongo | - ranura              | { vertical<br>horizontal |
| - persiana |                                      | - rejillas especiales |                          |

Para una superficie igual de vacíos las ranuras verticales ofrecen una mayor resistencia mecánica que las horizontales.

xii) Desarrollo y empaque de gravas.

El desarrollo de los sondeos consiste en la confección de un filtro de grava alrededor de la rejilla (figs. 5.8, 5.9a y 5.9b). Este filtro de 10 a 25 cm de espesor, se puede formar por desarrollo natural (autodesarrollo), con ayuda de los elementos groseros de la roca almacén, o mediante la colocación de gravas calibradas en el espacio anular entre la rejilla y el terreno por un procedimiento mecánico. Este último es el desarrollo artificial. Un tercer procedimiento consiste en la colocación de una rejilla con su manguito de grava prefabricado. La elección del método está condicionada por el material

de perforación y las características granulométricas del acuífero. De ahí la importancia del análisis granulométrico de los terrenos cuando se realiza el estudio hidrogeológico y cuando se ejecuta el sondeo.

El objeto del desarrollo, mediante la intercalación de un empaque de gravas entre la pared exterior de la rejilla y el terreno es:

- Evitar el arenamiento del sondeo oponiéndose al paso de los elementos finos.
- Disminuir las pérdidas de carga permitiendo una abertura mayor de las rejillas.
- Aumentar el radio efectivo del sondeo.
- Sostener la roca almacén y evitar los desprendimientos.
- Aumentar la permeabilidad en la zona de la rejilla.

x(ii) Realización del desarrollo.

En la mayoría de los casos la rejilla, de un diámetro menor al de la columna ascensional, se fija en el extremo de una columna provisional de trabajo mediante un tubo de 10 a 20 m de rosca inversa en su extremidad. Una vez terminada la operación se desenrosca y la parte alta de la rejilla se halla al mismo nivel que la base de la columna ascensional y el manguito penetra en el interior de ésta (figs. 5.8a y 5.9c). La cabeza de la columna provisional llega al nivel del suelo. Los elementos de la capa se arrastran a través de la rejilla y se evacúan al exterior mediante la utilización combinada de la aspiración de agua con ayuda del pistón, o de bombeo y del reflujo. El empleo alternativamente repetido de aspiración y reflujo es el que arrastra y espulsa mecánicamente los elementos finos.

x(iii) Desarrollo natural con rejilla simple.

La finalidad del desarrollo natural es extraer los granos finos de la roca almacén para crear detrás de la rejilla un empaque de gravas de granulometría decreciente a base de los elementos groseros que han permanecido en su lugar. La experiencia demuestra que la granulometría debe ser grosera.

En la figura 5.9b se esquematiza un ejemplo de desarrollo natural. En la realización de la operación la columna provisional de 12" alcanza el nivel del suelo. El desarrollo se efectúa por pistoneo o por bombeo en la columna, luego en la misma rejilla. A medida que se extraen los elementos finos, los granos gruesos se colocan alrededor de la rejilla. Se forma una cámara en la parte superior de la capa acuifera. Al final de la operación la columna provisional se desenroscó y se extrae del orificio.

#### xv) Desarrollo artificial con colocación de grava.

Esta operación consiste en colocar entre la rejilla y el terreno un empaque filtrante de grava de 10 a 25 cm de espesor. Este procedimiento es necesario si la granulometría de la roca almacén es uniforme, es decir, que el coeficiente de uniformidad sea menor de 2 ó 2.5 según los autores, si las relaciones entre los diámetros de los granos finos y gruesos son desfavorables o también en presencia de arenas finas.

Las gravas deberán ser silíceas, duras y limpias, de forma rodada, ovoidea y de diámetro uniforme. La granulometría de las gravas es función de la de la capa acuifera. El diámetro deberá ser suficientemente pequeño como para retener los elementos gruesos de la formación y suficientemente grande para no llenar los vacíos de ésta.

Este procedimiento consiste en eliminar los elementos finos de la roca almacén por bombeo o pistoneo y sustituirlos por gravas calibradas (Fig. 5.9c). El empaque de gravas debe sostener la formación y por tanto llenar todos los vacíos que existen entre la rejilla y las paredes de la cavidad, de ahí la determinación del volumen de este vacío. Se prevé un asentamiento con el tiempo. La cavidad creada de esta forma se rellena, en la base de la columna ascensional, con una reserva de grava. La rejilla, de un diámetro inferior al de la columna ascensional, facilita la introducción de la grava que no está afectada por el ascenso del agua en el espacio anular y constituye la reserva de grava. Cuando la operación ha terminado se asciende la columna provisional.

xv) Colocación mecánica del empaque de gravas.

El mayor inconveniente de los sondeos desarrollados con rejilla y empaque filtrante es la disminución de diámetro entre la columna ascensional y la rejilla (de 14" a 10", de 12" a 8") que hace necesario un entubado definitivo de gran diámetro y por tanto costoso. Además, a veces las operaciones de desarrollo artificial no son posibles debido al material de perforación de que se dispone o por la existencia de estructuras hidrogeológicas desfavorables. Por ejemplo, en una roca almacén formada por alternancias de capas permeables e impermeables o coherentes e incoherentes.

En estas condiciones se desciende la columna provisional de trabajo en el taladro de sonda. En el interior se coloca la columna ascensional definitiva provista de una rejilla, con lo cual acondiciona el espacio interanular. La grava se introduce por circulación de agua en este espacio con ayuda de tubos de inyección que alcanzan el fondo del pozo. Estos tubos van siendo agitados para facilitar la colocación de la grava. A medida que se va formando el empaque de gravas se van ascendiendo los tubos de inyección y la columna provisional.

xvi) Colocación de rejillas con empaque de gravas prefabricado.

La colocación de rejillas que llevan incorporado un manguito de gravas prefabricado evita las operaciones de desarrollo. La rejilla es de acero recubierto de caucho endurecido o de barniz y está envuelta por una capa de grava de cuarzo calibrada, de unos 10 ó 20 mm. Los granos están fijados entre ellos y sobre el tubo mediante un cemento especial muy resistente. Este procedimiento tiene muchas ventajas: buen reparto de las gravas alrededor de la rejilla, resistencia mecánica elevada, facilidad de colocación con poca reducción de diámetro, posibilidad de utilizar granulometrías verticales adaptadas a las variaciones litológicas de las capas acuíferas.

# Conclusiones.

- 1.- Al empezar a realizar una evaluación sobre una región determinada, el geohidrólogo no puede enfrentar esto a ciegas debe tener conocimiento de cuáles son los rangos, o valores, aproximados entre los cuales se van a encontrar las características hidrogeológicas para cualquier tipo de formación con la que se encuentre. Esto con la finalidad de que cuando obtenga la información de pruebas de laboratorio o de mediciones de campo, pueda discernir si los valores reportados pueden ser confiables o de lo contrario rechazarlos, sin olvidar que debe de tomar en cuenta su criterio que también es muy importante y que no siempre todas las formaciones cumplen con los valores conocidos.
- 2.- Es necesario por otra parte el conocimiento de los principios y conceptos básicos de la mecánica del movimiento del agua y subterránea, ya que apartir de éstos se han creado las herramientas analíticas para la realización de una evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos, por otra parte no se puede tratar de entender como funciona o se lleva a cabo un fenómeno sin tener los conocimientos básicos para comprenderlo.
- 3.- Realizar una evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos no implica solamente el tener conocimiento de la elaboración de un modelo conceptual de funcionamiento, de la ecuación de balance volumétrico, de los acuíferos como un sistema y sus interrelaciones, de la variación del almacenamiento, del volumen almacenado explotable; también implica que la información obtenida durante la exploración, la cual es fundamental para la etapa de evaluación, se haya procesado correctamente y además se conozca como es obtenida, además el geohidrólogo debe de confiar en sus conocimientos y su experiencia que también juega un papel muy importante.
- 4.- La evaluación de los recursos hidráulicos y subterráneos debe de llegar a la explotación racional de los recursos explotables o disponibles, o como actualmente se maneja dentro de la geohidrología a un desarrollo sostenible de una región con el

fin de permitir que se desarrolle cualquier actividad ya sea humana, industrial, agrícola, ganadera, etc., sin que el efecto que cause en la región, embalse subterráneo, o acuíferos, se convierta en un daño mayor o irreversible.

5.- La adecuada selección de los medios de captación (pozos, zanjas, galerías, etc.) depende de la evaluación previamente hecha, y de los medios de captación depende que se cumpla el objetivo de la evaluación. No hay que olvidar que para cada tipo de formación se debe de seleccionar la obra de captación que mejor se adapta a ella, no se trata de adaptar la formación las obras de captación menos costosas ya que cada tipo de obra de captación tiene sus ventajas y desventajas sobre una u otra formación acuífera.

6.- En la exploración de las aguas subterráneas se tienen varios métodos de los cuales se presenta una breve descripción por lo extenso que son, ya que estos métodos por sí solos pueden constituir un tema de tesis y con la presente no se pretende que quien la estudie se convierta en un experto en todas las áreas de la geohidrología, lo cual sería imposible. Algunos de los métodos empleados en la exploración del agua subterránea representan por sí solos una rama dentro de las ciencias de la tierra, además de que existen especialistas en estos métodos de los cuales el geohidrólogo debe de apoyarse para realizar su trabajo.

7.- En el presente trabajo se tocaron temas en los cuales el ingeniero petrolero no tiene ningún problema en desarrollarlos y entenderlos y en general para todo no tendrá ninguna dificultad al desempeñarse en esta área, ya que los conocimientos que adquiere son aplicables tanto al petróleo como a el agua subterránea, lo cual se presenta como una opción para su desarrollo profesional en la evaluación y explotación del agua subterránea.

## BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Astier, Jean Louis  
"Geofísica aplicada a la hidrología".  
Traducido por Angel Río.  
† Edi. Paraninfo, Madrid. 1975.
- 2.- Castany, G.  
"Prospección y Explotación de las aguas subterráneas."  
Edi. Ediciones Omega, S.A.  
Barcelona, 1975.
- 3.- Castany, G.  
"Tratado práctico de las aguas subterráneas."  
Edi. Ediciones Omega, S.A.  
Barcelona, 1971.
- 4.- Custodio, E. y Llamas, M.R.  
"Hidrología Subterránea."  
Tomos I y II.  
Edi. Ediciones Omega, S.A.  
Barcelona, 1976.
- 5.- Davis, Stanley N. y De Wiest, Roger J.M.  
"Hidrogeología."  
Traducción de Fco. Javier Martínez Gil.  
Edi. Ediciones Ariel.  
Barcelona, 1971.
- 6.- Domenico, Patrik A.  
"Concepts and models in groundwater hydrology."  
Edi. McGraw-Hill.  
New York. 1972.

- 7.- Freeze, R.A. y Cherry, J.A.  
"Groundwater."  
Edi. Prentice-Hall, Inc.  
Englewood Cliffs, N.Y., U.S.A., 1979.
- 8.- Lerner, David, et al.  
"Groundwater Recharge."  
International Association of Hydrogeologists. Vol. VIII.  
Edi. Board, 1990.
- 9.- Murcia, Viudas A.  
"Aguas Subterráneas. Prospección y alumbramiento para riego."  
Manuales técnicos, Serie I, No. 16. Edi. Ministerio de Agricultura.  
Madrid, 1967.
- 10.- Sharma, M.L.  
"Groundwater Recharge."  
Rotterdam, 1989.
- 11.- Walton, William C.  
"Groundwater Resource Evaluation."  
McGraw-Hill Series in water resources and environmental  
engineering.  
Edi. McGraw-Hill Book Company.  
U.S.A., 1970.
- 12.- Ward, R.C.  
"Principles of Hydrology."  
Edi. McGraw-Hill Book Company.  
United Kingdom, 1975.