



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“LA RECARGA ARTIFICIAL COMO POSIBLE
SOLUCIÓN A LA SOBREEXPLOTACIÓN DEL
ACUÍFERO VALLE DE TOLUCA”**

T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA:

JORGE ALBERTO HERNÁNDEZ ROA

ASESOR: ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO

AGOSTO DE 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

* **DEDICATORIAS**

A MIS PADRES Y HERMANOS:

Como un testimonio de eterno agradecimiento por el apoyo moral y estímulos brindados a lo largo de mi vida. Siempre he contado con ustedes en las buenas y en las malas. Gracias por su apoyo incondicional y por sus sabios consejos...

A MIS AMIGOS Y PROFESORES DE LA UNIVERSIDAD:

Por compartir sus conocimientos, consejos y enseñanzas...

* **AGRADECIMIENTOS**

AL ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO:

Por sus opiniones, puntos de vista y el tiempo dedicado para que el presente trabajo tomara forma...

A LA DRA. MARÍA VICENTA ESTELLER:

Por su apoyo y contribución en distintas fuentes de documentación y exhortación en salir adelante...

AL ING. ALEJANDRO LEÓN RAMÍREZ:

Por sus comentarios y sugerencias antes, durante y después de los seminarios de tesis...

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE GEOHIDROLOGÍA	
1.1. El Ciclo Hidrológico	4
1.2. Generalidades de Geohidrología	6
1.2.1. El Subsuelo como Modelo Hidrogeológico	
1.2.2. Importancia de las Rocas en la Transmisión de Agua	
1.2.3. Estudios Geohidrológicos	
1.3. Concepto de Acuífero	10
1.4. Propiedades Geohidrológicas de Suelos y Rocas	10
1.4.1. Porosidad	
1.4.1.1. Porosidad Interconectada o efectiva	
1.4.2. Permeabilidad	
1.4.3. Fracturamiento	
1.4.4. Medio Granular	
1.5. Función Almacenadora de un Acuífero	15
1.5.1. Contenido de Agua y Grado de Saturación	
1.5.2. Rendimiento Específico	
1.5.3. Retención Específica	
1.5.4. Coeficiente de Almacenamiento	
1.6. Función Transmisora de un Acuífero	17
1.6.1. Conductividad Hidráulica	
1.6.2. Ley de Darcy	
1.6.3. Transmisividad	
1.6.4. Velocidad y Dirección del Flujo del Agua Subterránea	
1.6.5. Ecuación de Balance del Agua Subterránea	
1.7. Generalidades de Hidrogeoquímica	23
1.7.1. Procesos Hidrogeoquímicos	
1.7.2. Muestreo	
1.7.3. Análisis e Interpretación de Resultados	
1.7.3.1. Isótopos y Trazadores	
1.8. Ejemplos de Aplicación	28
CAPÍTULO 2. APROVECHAMIENTO DE AGUA SUBTERRÁNEA	
2.1. Propiedades de los Acuíferos	40

2.1.1. Acuíferos Libres	
2.1.2. Acuíferos Confinados	
2.1.3. Acuíferos Semiconfinados	
2.2. Métodos para la Localización de Acuíferos	44
2.1.2. Exploración Indirecta	
2.1.3. Exploración Directa	
2.3. Piezometría	47
2.4. Calidad del Agua Subterránea	47
2.4.1. Toma de Muestras y Características de Calidad.	
2.4.1.1. Análisis Físicos, Químicos y Bacteriológicos	
2.5. Hidráulica de Pozos	50
2.5.1. Clasificación de los pozos	
2.5.2. Flujo a un pozo	
2.5.3. Pruebas de Bombeo	
2.5.3.1. Método de Theis	
2.5.3.2. Método de Cooper-Jacob	
2.5.3.3. Métodos en acuíferos semiconfinados y libres	
2.5.3.4. Interferencia entre pozos de bombeo	
2.5.3.5. Pozo de bombeo en un flujo uniforme de aguas subterráneas	
2.6. Diseño de Pozos de Extracción de Agua Subterránea	59
2.7. Perforación de Pozos	62
2.7.1. Perforación por Percusión	
2.7.2. Perforación por Rotación	
2.8. Aforo de Pozos	67
2.8.1. Desarrollo del Pozo	
2.8.2. Medición del Caudal de Extracción	
2.8.3. Ejecución de la Prueba de Aforo	
2.9. Equipo de Bombeo	71
2.9.1. Tipos de Bombas	
2.9.2. Información requerida para seleccionar la Bomba	
2.10. Ejemplos de Aplicación	76
 CAPÍTULO 3. SOBREEXPLOTACIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA	
3.1. Disponibilidad de Agua en México	96
3.2. Crisis del Agua en México	101

3.3. Sobreexplotación de Acuíferos	103
3.3.1. Ejemplo de Sobreexplotación de Agua Subterránea	
3.4. Consecuencias de la Sobreexplotación de Acuíferos	105
3.5. Contaminación y Alteración de la Calidad Natural del Agua	107
3.5.1. Fuentes de Contaminación	
3.5.2. Movimiento de Contaminantes	
3.5.2.1. Intrusión de Agua Salada	
3.5.2.2. Nitratos	
3.5.2.3. Pesticidas	
3.5.2.4. Disposición en Rellenos Controlados	
3.5.2.5. Desechos Nucleares	
3.5.2.6. Hidrocarburos	
3.6. Remoción de Contaminantes	124

CAPÍTULO 4. RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS

4.1. Conceptos Generales	126
4.1.1. Objetivos de la Recarga Artificial	
4.2. Elementos que determinan la Viabilidad de un Proyecto de Recarga Artificial	130
4.3. Agua de Recarga en Origen	133
4.3.1. Evaluación de aportaciones y Determinación de Excedentes Hídricos	
4.3.2. Análisis de las Características de Calidad y Variabilidad Temporal	
4.4. Acuífero Receptor	136
4.5. Métodos de Recarga Artificial	137
4.5.1. Sistemas de Recarga en Superficie	
4.5.2. Sistemas de Recarga en Profundidad	
4.5.3. Sistemas Combinados	
4.6. Mecanismo Hidrodinámico de la Recarga Artificial	153
4.7. Ventajas e Inconvenientes de los distintos Sistemas de Recarga	155
4.8. Tamaño y Diseño de las Instalaciones para la Recarga Artificial	157
4.8.1. Necesidad y Tipo de las Instalaciones Auxiliares	
4.8.2. Métodos y Equipos de Control y Seguimiento	

4.8.3. Instalaciones de Transporte de Agua de Recarga	
4.9. Principales problemas que se presentan en la Recarga Artificial	160
4.9.1. Colmatación	
4.9.2. Dispositivos y Procedimientos utilizados en la lucha contra la Colmatación	
4.9.3. Problemas Constructivos y de Funcionamiento de los Pozos de Recarga	
4.10. Calidad del Agua para la Recarga	170
4.10.1. Criterios para la Protección del Agua Subterránea	
4.11. Modelación Matemática	174
4.12. Aspectos Económicos y Legislativos	176
4.13. Ejemplos de Aplicación	181

EJEMPLO DE CASO: ACUÍFERO VALLE DE TOLUCA

5.1. Generalidades	203
5.2. Descripción del Área de Estudio	205
5.2.1. Localización	
5.2.2. Coordenadas de su poligonal	
5.2.3. Extensión y Vías de Comunicación	
5.2.4. Municipios	
5.3. Estudios Técnicos realizados	208
5.4. Fisiografía	210
5.4.1. Geomorfología	
5.4.2. Clima	
5.5. Rasgos Hidrológicos	213
5.5.1. Cuenca y subcuencas	
5.5.2. Infraestructura Hidráulica	
5.5.3. Hidrografía	
5.6. Geología	215
5.6.1. Estratigrafía	
5.6.2. Geología Estructural	
5.7. Hidrogeología	219
5.7.1. Tipo de Acuífero	
5.7.2. Medio Poroso y Medio Fracturado	

5.7.3. Definición del Sistema Acuífero	
5.7.4. Parámetros Hidráulicos	
5.7.5. Piezometría	
5.7.6. Comportamiento Hidráulico	
5.8. Hidrogeoquímica y Calidad del Agua Subterránea	225
5.8.1. Efectos de la Extracción de Agua en la Química del Acuífero	
5.9. Situación actual del Recurso Hídrico y Aspectos Socioeconómicos	232
5.9.1. Balance de Agua Subterránea	
5.9.2. Disponibilidad	
5.9.3. Aspectos Socioeconómicos	
5.9.3.1. Población	
5.9.3.2. Cobertura de Servicios	
5.10. Usos del Agua Subterránea	239
5.10.1. Situación Administrativa del Acuífero	
5.11. Contaminación del Acuífero	241
5.11.1. Fuentes Puntuales de Contaminación	
5.11.2. Fuentes No Puntuales de Contaminación	
5.12. Efectos Ambientales de la Sobreexplotación del Acuífero	244
5.13. Distribución geográfica de las Reservas de Agua	248
5.13.1. Sistema de Captación de agua subterránea del Acuífero Valle de Lerma	
5.13.2. Sistema de Abastecimiento a la zona conurbada de Toluca	
5.14. Definición de las Zonas donde es Aplicable la Recarga Artificial	250
5.14.1. Características del Medio Físico	
5.14.2. Características del Sistema Hidráulico	
5.14.3. Características del Comportamiento Hidráulico	
5.14.4. Características del Agua Disponible	
5.14.5. Características del Entorno Social	
5.14.6. Zonas Favorables para un proyecto de Rec. Artificial	
5.15. Posibles Sistemas de Recarga Artificial aplicables	264
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	266
ANEXO	272
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	299

INTRODUCCIÓN

Es conocida por todos la importancia que el agua tiene en el desarrollo de la vida en la Tierra, y por supuesto, del ser humano. Más del 70% del cuerpo humano está compuesto por agua y actualmente es necesaria para el desarrollo de muchas de las actividades que el hombre desempeña. Sin embargo, el uso indiscriminado del agua ha provocado la escasez de este recurso en varias regiones del planeta. En muchos lugares, las personas deben caminar muchos kilómetros para obtener un poco de agua. Por otro lado, es muy evidente que las fuentes de agua superficial, llámense ríos, lagos, lagunas, etc., se encuentran cada vez más explotadas, o contaminadas por la actividad industrial del hombre, por ese motivo de unas décadas a la actualidad el agua subterránea ha adquirido una gran atención en todo el mundo, y México no es la excepción.

En nuestro país más del 50% del territorio presenta un clima seco o semiseco, por tal razón el agua subterránea representa un recurso de vital importancia para el desarrollo económico y social para estas regiones, y en general para todo el país.

Actualmente, según la Comisión nacional del Agua, el subsuelo es la fuente que sostiene el riego de unos dos millones de hectáreas, la tercera parte de la superficie total bajo riego; suministra cerca del 70% del volumen de agua que requieren las ciudades para uso público-urbano, en donde se concentran unos 60 millones de habitantes; abastece a la mayoría de las instalaciones industriales, y satisface casi la totalidad de las demandas de agua de la población rural. La reserva de agua almacenada en los acuíferos regionales, es un recurso que ha propiciado el desarrollo de las zonas áridas y que permite compensar las variaciones estacionales de la precipitación pluvial y del escurrimiento superficial, fundamentalmente durante las sequías naturales que afectan algunas regiones de nuestro país.

Año con año la demanda de agua subterránea aumenta, y al mismo tiempo su renovación disminuye debido ha muchos factores relacionados con la explosión demográfica principalmente. En los últimos 40 años la reserva de cerca de 100 acuíferos fue minada por sobreexplotación y se sigue disminuyendo al ritmo actual de unos 5,400 millones de metros cúbicos por año. Entre los impactos ecológicos generados en las décadas de 1960 a 1980 debido a la sobreexplotación se tienen: el agotamiento de manantiales, la desaparición de lagos y humedales, la disminución del caudal de ríos, la eliminación de vegetación nativa, la pérdida de ecosistemas, entre otros.

En las zonas de acuíferos sobreexplotados, está comprometido el desarrollo sostenible para todos los sectores, con serias repercusiones sobre la economía nacional. Por otra parte, a futuro se espera un importante incremento en la demanda de agua, principalmente para usos público-urbano e industrial, y a causa de los cambios climáticos globales, podrían ocurrir sequías más severas, prolongadas y frecuentes. Lo anterior reclama una administración más racional de la reserva de agua subterránea, considerando su lenta renovación y otras restricciones físicas, económicas y ambientales, para propiciar su aprovechamiento racional y prevenir su sobreexplotación. Por ello, el enfoque actual en la gestión de las aguas subterráneas tiende a una estrategia integral que incluye, entre otros aspectos: el manejo de la demanda en todos los sectores, el reúso, la participación activa de los usuarios en la gestión del agua, el diseño de estrategias para recuperar los acuíferos sobreexplotados y la aplicación de nuevas tecnologías para preservar e incrementar la reserva de agua subterránea.

Lo mencionado anteriormente refleja la importancia que ha adquirido el agua subterránea en la actualidad para el ser humano y para el desarrollo sostenible del país; por esta razón se debe garantizar un abastecimiento puntual, constante y de calidad del vital líquido a todos los sectores que lo requieran. Para esto se han ideado muchas técnicas novedosas, algunas muy costosas y otras no tanto, pero todas con el objetivo de solucionar, o por lo menos atenuar el problema de la sobreexplotación de acuíferos, una de ellas es la recarga artificial, que es el tema central que trataremos en este trabajo.

Por otro lado, hace algunas décadas, el tema del agua subterránea era sólo conocido por especialistas en Geohidrología, y desconocido para el resto de las personas, sin embargo, en los últimos tiempos cada vez más gente está interesada en el tema. El presente trabajo se enfoca en el problema actual de sobreexplotación de acuíferos y los diferentes métodos de recarga artificial para tratar dicho problema (estudiando el caso específico del Acuífero Valle de Toluca).

En este trabajo se muestra el procedimiento, los trabajos que se efectúan en campo y los estudios necesarios para decidir si es factible construir una obra de captación de agua subterránea. Se requiere de algunas ciencias como la Geología, la Geofísica, la Química, la Mecánica de Suelos, entre otras, para el estudio del agua subterránea, que permita de forma integral al ingeniero tener el conocimiento y la habilidad para evaluar una obra de este tipo.

En esta tesis se muestra el procedimiento para la extracción del agua subterránea, desde la localización del sitio hasta la perforación de los pozos de extracción, sin embargo el tema principal que se trata son los problemas que causan la sobreexplotación de los acuíferos y sus consecuencias, así como analizar la recarga artificial como una de las alternativas que existen para solucionar dicho problema enfocándolo en un caso real.

A continuación se describe la estructura de la tesis:

En el capítulo 1 se proporcionan los conceptos básicos de Geohidrología para lo cual se definen los tipos de roca que pueden constituir un acuífero, así como los parámetros o propiedades hidrogeológicas e hidrogeoquímicas más importantes para su estudio, incluyendo algunos ejemplos para su mejor comprensión.

En el capítulo 2 se describen los principales tipos de acuíferos, los métodos de localización de agua subterránea y las condiciones de calidad que debe tener la misma para su consumo; así como la manera en que se lleva el proceso de construcción de un pozo de extracción, desde su diseño, la selección del equipo adecuado, hasta su funcionamiento, incluyendo ejemplos de aplicación.

El capítulo 3 explica la problemática que se vive en México debido a la falta de agua y como ésta escasez ha ocasionado problemas de contaminación y sobreexplotación del agua subterránea; se explica en que consisten ambos fenómenos, las causas que lo producen y las consecuencias que podrían ocasionar si no se les soluciona o se les da tratamiento adecuado.

El capítulo 4 muestra los diferentes métodos de recarga artificial que existen para combatir el problema de sobreexplotación, las ventajas y desventajas de los mismos; los aspectos económicos, legislativos y sociales que intervienen en un proyecto de esta especie; así como los problemas que se pueden presentar durante el funcionamiento de una planta de recarga, incluyendo ejemplos de aplicación.

Finalmente, en el capítulo 5 se explica la problemática de sobreexplotación que presenta el ejemplo de caso del Acuífero Valle de Toluca, proponiendo para su solución la aplicación de sistemas superficiales de recarga artificial.

CAPÍTULO 1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE GEOHIDROLOGÍA

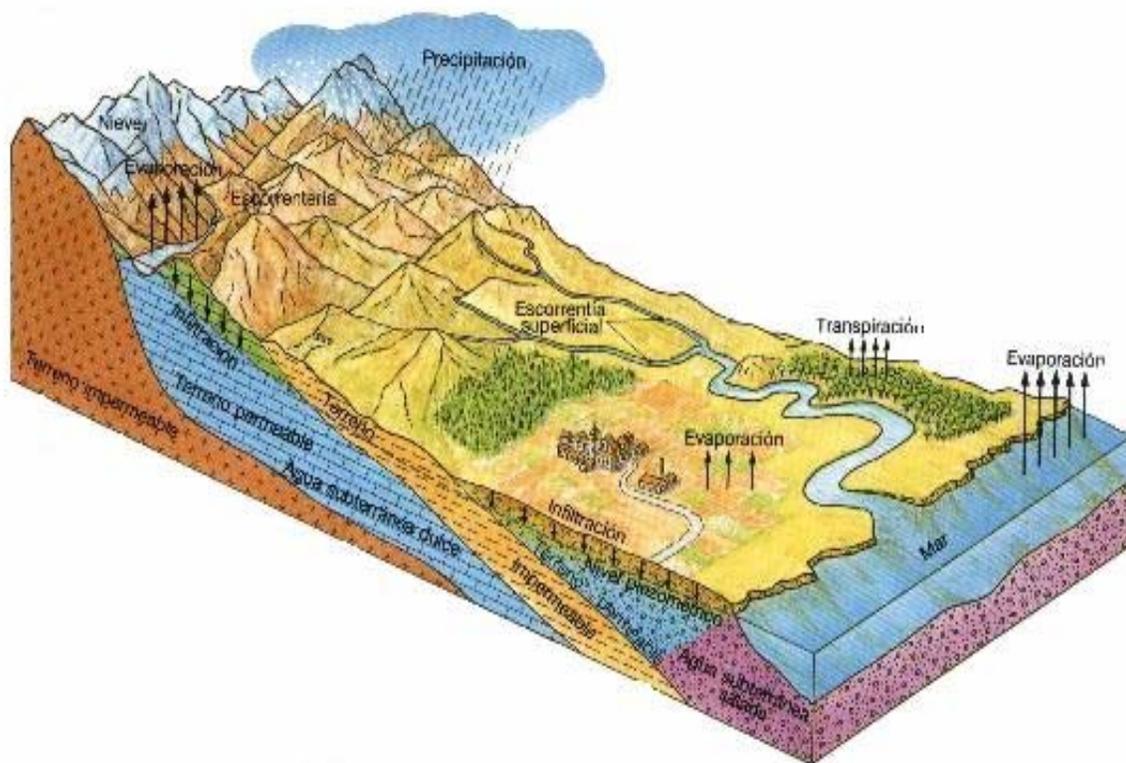
Se tiene la creencia que el agua subterránea forma lagos o ríos localizados debajo del suelo a lo largo de conductos subterráneos de gran tamaño, siendo este tipo un caso especial de acuíferos formados por rocas carbonatadas o volcánicas. Generalmente, la mayoría de las aguas subterráneas circulan y se almacenan en oquedades, fisuras y poros dentro del subsuelo (como si éste se asemejara a una “esponja”).

1.1. EL CICLO HIDROLÓGICO

En la naturaleza el agua está en continuo movimiento de tipo cíclico. En él pasa del mar a la atmósfera y de ésta nuevamente a la tierra (Figura 1.1). En realidad, el ciclo del agua incluye la transferencia entre diversos depósitos temporales del agua en sus tres estados físicos: hielo, agua y vapor.

El océano es el mayor receptáculo, pero las moléculas de agua pueden residir mucho tiempo en témpanos de hielo o en los espacios porosos de las rocas.

Figura 1.1. Representación del ciclo del agua



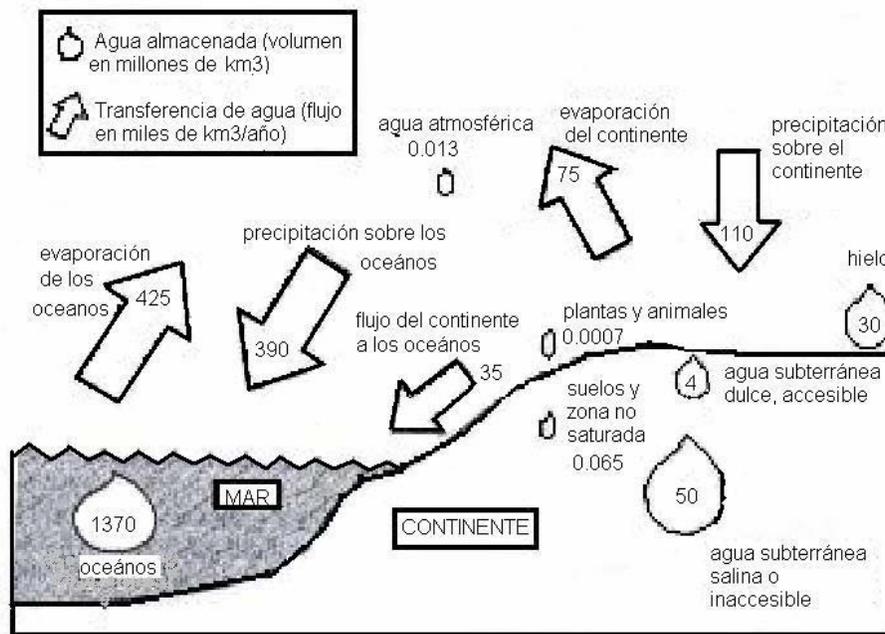
FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

El agua de precipitación, bien en forma de lluvia, nieve, etc., al alcanzar la superficie del terreno, se distribuye recorriendo diferentes caminos. Estos se analizan a continuación ⁽²⁸⁾:

1. El agua que llega al suelo, se evapora en mayor o menor medida, según sean las condiciones climáticas: temperatura, vientos y grado de humedad de la atmósfera, y constituye el agua de *evaporación*. Otra parte del agua humedece el terreno, y es absorbida por las raíces de las plantas y transpirada, y devuelta a la atmósfera a través de las hojas. Esta agua se llama de *transpiración*. Al conjunto de ambas se le da el nombre de *agua de evapotranspiración*.
2. Otra parte del agua de lluvia discurre sobre el suelo a favor de la pendiente del terreno, y va a nutrir los barrancos, arroyos y ríos. A esta agua se le denomina *escurrimiento superficial*.
3. El agua, que no escurre por la superficie del terreno y no es evapotranspirada por el suelo y/o las plantas, se infiltra en el terreno, hasta llegar a una capa impermeable que la retiene; acumulándose por encima de ésta y saturando los huecos del terreno. Esta agua circula, en general muy lentamente por el subsuelo y reaparece en la superficie a través de manantiales, ríos o indirectamente en el mar, y se le denomina *escurrimiento subterráneo*.

En la Figura 1.2 se observa que la atmósfera y los ríos contienen una mínima porción de los recursos de agua existentes, pero no debe olvidarse que su tránsito es indispensable para el mantenimiento de la vida.⁽³⁰⁾

Figura 1.2. Balance del agua en el mundo



FUENTE: PRICE, (2003)

Las corrientes acuáticas, tanto superficiales como subterráneas, llegan tarde o temprano al mar, para cerrar así el ciclo hidrológico, pero al hombre le interesa que el escurrimiento sea lento para aprovechar al máximo las reservas continentales de agua.

El ciclo hidrológico se considera como el concepto fundamental de la hidrología. Gracias a él, los organismos no agotan el agua, porque luego de penetrar en sus cuerpos y cumplir las funciones correspondientes, vuelve a salir en estado líquido (orina, sudor) o en forma de vapor (transpiración)⁽⁶⁾.

1.2. GENERALIDADES DE GEOHIDROLOGÍA

La Geohidrología o Hidrología Subterránea, es la rama de la Hidrología que trata del agua subterránea, su yacimiento y movimiento, sus recargas y descargas; de las propiedades de las rocas que influyen en su ocurrencia y almacenamiento, así como de los métodos empleados para la investigación, utilización y conservación de la misma.⁽⁵⁾

❖ *Agua subterránea*

Conviene separar el agua del subsuelo en dos zonas por tener diferente comportamiento y pertenecer a diferentes áreas de interés; estas zonas son, la de aeración y la saturada. La primera va desde el nivel de la superficie del terreno hasta la superficie freática, que es aquella donde las partículas de agua tienen la presión atmosférica. En la zona de aeración actúan fuerzas capilares que disminuyen la presión del agua. La zona saturada está bajo el nivel freático con presiones mayores que la atmosférica. Ésta es la zona de mayor interés en Geohidrología.⁽¹⁸⁾

Aunque en realidad, toda el agua que se encuentra en forma natural por debajo de la superficie terrestre se llama *agua subsuperficial*, independientemente de que esté en la zona saturada o en la no saturada (se incluye el adjetivo “natural” para excluir de la definición el agua en tuberías, por ejemplo). El agua en la zona saturada, es decir, la que se encuentra debajo del nivel freático, se llama *agua subterránea*.⁽³⁰⁾

1.2.1. EL SUBSUELO COMO MODELO HIDROGEOLÓGICO

Uno de los principales objetivos del estudio geológico de una región es lograr un modelo tridimensional del subsuelo; esto significa el entendimiento de la distribución de los diferentes tipos de roca, tanto horizontal, como verticalmente.⁽¹⁸⁾

El propósito de un estudio geohidrológico es determinar que partes de este modelo tridimensional se encuentran saturados de agua y entender los factores geológicos que decidieron la distribución de estos cuerpos y obtener la geometría de las superficies de las zonas saturadas o su potencial equivalente de acuerdo a las deducciones que en cuanto a dirección y cantidad de flujo se pueden inferir.

Mientras que un modelo geológico es estático, excepto en áreas tectónicamente activas, ya que se considera que la distribución espacial de las diferentes unidades de rocas en el subsuelo permanecen constantes (al menos durante el tiempo de estudio), el modelo hidrogeológico tiene que considerarse como dinámico ya que cada partícula de agua se encuentra en movimiento y es de esperarse que cambie su lugar en relación a las partículas de roca que se hallan a su alrededor, así como de acuerdo a la geometría y localización dentro de la superficie de la zona saturada, cambiando como una función del tiempo, así al incluir la dimensión del tiempo dentro del modelo hidrogeológico habrá que considerarlo como un modelo de cuatro dimensiones.⁽¹⁸⁾

Además del interés en la distribución y cambios en la localización de las partículas de agua, la investigación geohidrológica está también interesada en la calidad química del agua como parte constituyente del modelo. Esta calidad, cuantitativamente expresada, puede considerarse como una dimensión adicional en el modelo hidrogeológico.⁽⁵⁾

1.2.2. IMPORTANCIA DE LAS ROCAS EN LA TRANSMISIÓN DE AGUA

Las rocas son mezclas de varios minerales o compuestos que varían mucho en composición. Los geólogos clasifican a las rocas en tres grupos básicos: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las **rocas ígneas** son aquellas que se formaron por el enfriamiento del magma; se clasifican de acuerdo a su composición, color y origen. Este tipo de rocas son las menos favorables desde el punto de vista geohidrológico, pero aún así, en grandes regiones ellas forman la única roca fuente, por lo que hay que saber acerca de ellas, para poder determinar la existencia de agua subterránea.⁽⁵⁾

Las **rocas sedimentarias** son las que expuestas a los agentes del intemperismo, son reducidas a partículas fragmentadas que pueden ser transportadas por el viento, agua y hielo; cuando dichos agentes dejan de actuar, estas partículas se denominan *sedimentos*. Los sedimentos se depositan en estratos que al ser consolidados y cementados forman las rocas sedimentarias. Aún cuando las rocas sedimentarias constituyen sólo el 5% de la corteza terrestre, el 90% de los acuíferos se encuentran en ellas.⁽⁵⁾

Las **rocas metamórficas** son el producto del metamorfismo a través de altas temperaturas y presiones actuando sobre las rocas sedimentarias y con menos frecuencia en las rocas ígneas que se encuentran a grandes profundidades. Éstas rocas forman un grupo que es más o menos negativo desde el punto de vista geohidrológico, sin embargo, mediante el conocimiento profundo de los diferentes fenómenos que hayan sucedido en una cierta región, es posible encontrar agua en este tipo de rocas.⁽⁵⁾

En el cuadro 1.1 se muestran algunas rocas más comunes que dan origen a los suelos.

Cuadro 1.1. Rocas más comunes que dan origen a los suelos

Ígneas	Sedimentarias	Metamórficas
Granito	Arenisca	Gneis
Riolita	Conglomerado	Esquistos
Obsidiana	Dolomita	Cuarcita
Sienita	Lutitas	Mármol
Diorita	Caliza	Pizarra
Gabro	Halita	
Basalto	Yeso	

FUENTE: FUENTES REYES, (2000)

1.2.3. ESTUDIOS GEOHIDROLÓGICOS

Al iniciar un estudio geohidrológico, se debe definir su alcance.

Es claro que el objeto final de una serie de estudios sobre un acuífero es llegar a conocerlo de tal manera que puedan predecirse los efectos de cualquier tipo de manejo que para él se proponga, e incluso tener definido en todo momento la mejor política de explotación. Sin embargo, llegar a tales objetivos tomará en general varios años y convendrá separar el estudio en varias etapas con objetivos parciales. Al definir éstos deberá aclararse con qué recursos económicos, de personal y en que tiempo se planea lograrlos, o sea, hacer el programa de estudio.

Existen varias propuestas de clasificación, casi todas formadas por tres niveles y con poca variación entre ellas. La nomenclatura para los tres niveles es:⁽⁵⁾

I. Estudios preliminares o de reconocimiento.

Tienen como objetivo la localización de los acuíferos, con una primera estimación de sus dimensiones, sus zonas de recarga y descarga y de sus parámetros hidrológicos (permeabilidad y coeficiente de almacenamiento). La geología regional afinada con ayuda de la fotointerpretación geológica con criterio geohidrológico son las principales disciplinas de ayuda en este tipo de estudios.

II. Estudios de cuantificación.

Tienen como objetivo cuantificar los términos del balance de aguas subterráneas en el acuífero y lograr un conocimiento detallado de sus fronteras y de la calidad de su agua.

Para lograrlo, estos estudios deben basarse en: ⁽⁵⁾

- a) Estudios geofísicos de sondeos eléctricos y/o geosísmicos, según se juzgue conveniente, con interpretación basada en perforaciones de exploración.
- b) Mapas de curvas equipiezométricas y curvas de profundidad al nivel freático, que requieren de la nivelación de los brocales de los pozos de observación, para varias fechas durante al menos un año.
- c) Aforos de las corrientes superficiales con alguna interacción con el acuífero.
- d) Estimación de la extracción por bombeo del acuífero con su distribución espacial (por pozos) y para los periodos entre observaciones piezométricas (entre las fechas de los mapas de las curvas equipiezométricas).
- e) Datos de transmisividad del acuífero obtenidos con pruebas de bombeo, en especial cerca de sus fronteras.
- f) Estudio hidrogeoquímico del agua del acuífero (muestreo y análisis).

Con la información anterior preparada, deberá obtenerse una cuantificación de los términos del balance de agua subterránea del área o del acuífero estudiado para el periodo con información, en intervalos máximos de un año y una evaluación de la calidad del agua subterránea y de sus usos potenciales.

Este tipo de estudios debe terminar con un diagnóstico sobre la situación del acuífero, recomendaciones generales sobre la forma de explotarlo (espaciamiento entre pozos, tiempos y volúmenes de bombeo, etc.) para satisfacer demandas específicas y un plan de mediciones periódicas y de continuación del estudio.

III. Estudios de detalle.

Las bases para este tipo de estudio deben ser: ⁽⁵⁾

- a) El reconocimiento profundizado de las características físicas del acuífero y de sus fronteras por medio de la revisión y ampliación de las exploraciones con perforación y geofísica de la zona.
- b) El conocimiento detallado de las características hidráulicas del acuífero; almacenamiento, Transmisividad y su conexión con estratos adyacentes, que se logra con la realización e interpretación de pruebas de bombeo de larga duración (96 horas como mínimo) y del análisis de comportamiento histórico del acuífero.
- c) La recopilación y análisis del comportamiento histórico a niveles piezométricos y de la calidad del agua de los pozos en el acuífero, análisis que debe relacionarse con la historia de los volúmenes de bombeo, con los escurrimientos superficiales y/o lluvias cuando hay conexión con la superficie y con los niveles piezométricos

y características de estratos adyacentes cuando el acuífero estudiado tiene intercambio de agua con ellos.

1.3. CONCEPTO DE ACUÍFERO

Se llama **acuífero** a la unidad o formación geológica comprendida dentro de la zona de saturación, semejante a un recipiente o depósito subterráneo natural, puede estar formado por capas, estratos o cualquier otro material, que se caracterice por almacenar, filtrar, liberar y transmitir agua de buena calidad y en cantidades significativas a ser aprovechable mediante pozos y manantiales.⁽⁵⁾

Existen otras formaciones geológicas que no se pueden llamar propiamente acuíferos debido a sus propiedades geohidrológicas, los más comunes son:⁽¹⁸⁾

Acuícludo: Es una formación geológica capaz de almacenar agua en su interior, está constituida por horizontes impermeables y por lo tanto no es factible su explotación, porque el agua que almacena no la transmite en cantidades aceptables, podemos mencionar como ejemplo las arcillas, limos, pizarras, lutitas cementadas, entre otros.

Acuíardo: Es un depósito de agua subterránea que almacena y transmite lentamente cantidades significativas de agua, por lo que no es recomendable para emplazamiento de captaciones de agua subterránea; algunos ejemplos de acuíardos son las arenas arcillosas, arcillas y limos arenosos. Éstos son significativos en un balance regional, ya que contribuyen a la recarga de los acuíferos en forma vertical.

Acuífugo: Es una formación geológica que por sus propiedades no puede contener agua y por lo tanto no puede transmitirla, como ejemplo tenemos a las rocas metamórficas y volcánicas no intemperizadas y compactas tales como esquistos, basaltos, granitos y otros.

1.4. PROPIEDADES GEOHIDROLÓGICAS DE SUELOS Y ROCAS

Se entiende por propiedades hidrogeológicas a las características hidráulicas de las rocas, que determinan las cantidades de agua que pueden almacenar, ceder y transmitir; dependen de factores litológicos tales como granulometría, grado de compactación, fracturamiento, entre otros.⁽⁸⁾

1.4.1. POROSIDAD

La porosidad indica es definida como la relación entre la cantidad de poros o vacíos que una roca o acuífero pueda tener con respecto su volumen total ⁽¹²⁾. En forma matemática se expresa como sigue:

$$n = \frac{V_V}{V_T} \times 100 \quad 0 \leq n \leq 100 \quad \text{Ec (1.1)}$$

donde

- n = Porosidad en %
- V_V = Volumen de vacíos en m^3
- V_T = Volumen total de la muestra en m^3

La porosidad representa la cantidad de agua que un acuífero o formación geológica puede almacenar, pero no indica cuánta agua es aprovechable por gravedad mediante pozos o manantiales⁽⁵⁾. Está ligada y queda en función de la forma, distribución o acomodamiento, tamaño y grado de compactación de las partículas o granos de material que constituyen el acuífero.⁽⁸⁾

En la zona saturada de un suelo o roca, desde el punto de vista de la capacidad de ceder agua por gravedad y la capacidad de retener agua contra la gravedad, la porosidad se integra por dos conceptos que serán descritos posteriormente*:⁽⁵⁾

$$n = S_y + S_r \quad \text{Ec (1.2)}$$

donde

- n = Porosidad en %
- * S_y = Rendimiento específico en %
- * S_r = Retención específica en %

Existen dos tipos de porosidad; la *primaria* es el resultado de la forma y de las condiciones en que la roca se formó producto de rasgos estructurales ocasionados en ella por procesos tectónicos y/o geológicos; y la *secundaria*, por la saturación de la roca por fenómenos de intemperismo, erosión y depositación.⁽²⁴⁾

En la tabla 1.1 se muestra la porosidad de algunos suelos y rocas más comunes. En materiales finos como arcilla y limos, se almacena más agua que en materiales gruesos, sin embargo esto no significa que pueda disponerse de ella, pues está en función de la interconexión entre poros y del tamaño de los mismos.⁽⁸⁾

Tabla 1.1. Rangos de porosidad de materiales más comunes

MATERIALES	POROSIDAD N (%)
A) Rocas	
Rocas Cristalinas Densas	0-5
Rocas Cristalinas Fracturadas	0-10
Lutita	5-10
Arenisca	5-20
Dolomía o Caliza	0-20
Basalto Fracturado	5-50
Caliza Cárstica	5-50

B) Depósitos no consolidados	
Grava	25-40
Limo	35-50
Arena	25-50
Arcilla	40-70

FUENTE: CHÁVEZ GUILLÉN, (1987)

1.4.1.1. POROSIDAD INTERCONECTADA O EFECTIVA (n_e)

En estudios de aguas subterráneas, interesa la *porosidad interconectada ó efectiva*, n_e , la cual se refiere a la magnitud del poro, al espacio disponible para la transmisión del fluido. Relaciona el volumen de los poros interconectados (excluyendo los poros completamente aislados) con el volumen total. Se determina de la siguiente forma:

$$n_e = \frac{w_s - w_d}{w_s - w_a} n \quad \text{Ec. (1.2.1)}$$

donde:

w_s = peso de la muestra saturada de agua, en gr

w_d = peso de la muestra después del drenado por gravedad, en gr

w_a = peso de la muestra secada al aire, en gr

En la zona de saturación los vacíos están llenos de agua por lo que la porosidad da una medida de la cantidad de agua almacenada en el material. Para suelos arenosos, Verruijt (1982) considera que la porosidad es cercana entre los 0.35 y 0.45; mientras que para arcillas naturales la porosidad usualmente esta en rango de 0.40 a 0.60, pero en casos excepcionales puede ser mayor.

La porosidad efectiva que es la que realmente contribuye al flujo del agua subterránea, en las arcillas se considera más pequeña que la porosidad total “n”, pero en las arenas las dos porosidades son casi iguales. Muchas rocas, cristalinas en particular, tienen una alta porosidad total, estando la mayor parte de los poros incomunicados.

En la siguiente tabla se presenta la porosidad efectiva para varias formaciones.

Tabla 1.2. Rango de valores de porosidad total y efectiva de algunos materiales

Material	Porosidad Total (%)	Porosidad Efectiva (%)
Anhidrita	0.5 – 5	0.05 – 0.5
Yeso ⁽¹⁾	5 – 40	0.05 – 2
Caliza, dolomita ⁽¹⁾	0 – 40	0.1 – 5
Arenisca ⁽¹⁾	5 – 15	0.5 – 10
Pizarra ⁽¹⁾	1 – 10	0.5 – 5
Sal ⁽¹⁾	0.5	0.1

Granito ⁽²⁾	0.1	0.0005
Roca cristalina fracturada ⁽²⁾	---	0.00005 – 0.01

⁽¹⁾ Datos de Croff y otros (1985).

⁽²⁾ Datos de Norton y Knapp (1977).

FUENTE: ATHALA, (2004)

Todd (1980), menciona que para medios porosos no consolidados y para la mayoría de las rocas consolidadas, las 2 porosidades, total y efectiva, son idénticas.

Kashef menciona que la porosidad de un suelo se considera grande si $n > 20\%$ ($e > 0.25$), media si $5\% < n < 20\%$ ($e = 0.05$ a 0.25), y muy pequeña si $n < 5\%$ ($e = 0.05$). Excepcionalmente, valores grandes de porosidades, entre 80 y 95%, se han registrado en aluviones depositados de agua dulce

Peyton (1986) encontró que en una arcilla lacustre, las moléculas de agua pueden pasar a través de todos los poros estrechos, y por lo tanto la porosidad efectiva sería la misma que la porosidad total. Esto sugiere que por lo menos en los sedimentos todos los poros están interconectados y no es necesario preocuparse por la porosidad efectiva con respecto al flujo del agua.

1.4.2. PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un material es una medida de su capacidad para transmitir agua u otro fluido a través de sus intersticios⁽¹⁹⁾. Es la propiedad de un material poroso para transmitir agua, de tal manera que permite el paso o infiltración de ésta, a través de espacios vacíos (poros) interconectados entre sí y depende del tamaño de los poros e interconexión de los mismos, abertura de fisuras, tamaño de conductos y de los granos del material. Se mide en unidades de velocidad (longitud / tiempo) o en darcys (un darcy = 10^{-8} cm/s).⁽¹²⁾

La permeabilidad es un parámetro muy importante, porque es indispensable para cuantificar el caudal del agua que circula a través del elemento permeable, de esto depende el rendimiento de las captaciones y la velocidad de circulación del agua subterránea.⁽²⁴⁾

❖ **Permeabilidad horizontal o efectiva**

Se le denomina así al caso donde se pueda presentar más de un fluido, de modo que no se mezclen, circulando simultáneamente a través de un medio poroso de modo que cada uno establezca su propia trayectoria de flujo. En esta situación existe una permeabilidad para cada flujo, excepto cuando alguno de ellos entra en contacto con otro de los demás.⁽²⁴⁾

❖ **Permeabilidad vertical a través de los estratos**

Se presenta en rocas sedimentarias estratificadas; regularmente la permeabilidad vertical entre cada uno de los estratos es diferente de acuerdo a las características de cada capa; asimismo, la horizontal es distinta a la vertical, es decir, la permeabilidad en un punto dado varía según la dirección considerada (anisotropía), en esta situación se obtiene un coeficiente de permeabilidad que equivale a todas las capas de interés.

1.4.3. FRACTURAMIENTO

Las fracturas son rupturas que se forman por el escape de esfuerzo que se ha acumulado en las rocas, ya sea independientemente de los pliegues o asociados con ellos, incluyen fallas y/o juntas ⁽²⁾.

Una *falla* es la superficie de ruptura de una roca en la cual ha habido movimiento diferencial. En cambio, una *junta* es la ruptura de una masa de roca que no muestra ningún movimiento relativo de la roca fracturada a lo largo de la rotura. ⁽¹⁸⁾

Los movimientos tectónicos producen fracturas y fisuras en las rocas, ocasionando la formación de acuíferos, aunque también pueden mejorar, dañar o destruir los ya existentes.

Para tener una mejor idea de los efectos que tiene el fracturamiento en las rocas veamos el cuadro 1.2.

Cuadro 1.2. Consecuencias producidas por el fracturamiento en algunas rocas

Roca	Efecto del Fracturamiento y otras características
Calizas y dolomías	Crea porosidad, además agranda algunas de sus aberturas hasta formar canales por disolución. Es buen acuífero siempre y cuando los canales de disolución se desarrollen. La mayoría de estas rocas contienen muy poco o nada de aberturas conectadas cuando se acaban de formar como sedimentos marinos.
Lutitas y limonitas	Puede suministrar en ciertas áreas pequeñas cantidades de agua para una obra de captación. No constituyen buenos acuíferos.
Basalto	Ruptura del derrame basáltico. Los derrames basálticos constituyen acuíferos favorables. Pueden contener agua en las fisuras, grietas, vesículas interconectadas y zonas brechosas de las capas sucesivas.
Riolita	Representan capacidad transmisora significativa. Constituyen un mal acuífero debido a sus características hidráulicas desfavorables.

Metamórficas	Se puede obtener agua de las grietas y roturas que se forman en la parte superior de la formación geológica donde el material se ha meteorizado.
--------------	--

FUENTE: REXFORD D. S. y ULRIC P. G., (1989)

1.4.4. MEDIO GRANULAR

Las rocas granulares (arenisca, conglomerado) varían de tamaño de partículas, grado de acomodación, se hallan ampliamente distribuidas y poseen buenas características de almacenamiento y transmisión de agua, consideradas globalmente como los mejores acuíferos. Los materiales finos son poco permeables. Las formaciones arcillosas suelen constituir acuícludos.⁽⁸⁾

❖ *Acuíferos aluviales*

La granulometría, grado de compactación y cementación rigen las características hidráulicas de los materiales aluviales. Los de grano grueso, gravas y arenas, forman acuíferos más favorables en cuanto a su permeabilidad y rendimiento específico.

Los materiales aluviales constituyen acuíferos menos favorables cuando están confinados o semiconfinados, debido a su bajo coeficiente de almacenamiento. La mezcla de materiales gruesos y finos funciona como acuífero de gran porosidad y baja permeabilidad que ceden cantidades importantes de agua a los acuíferos adyacentes.⁽⁸⁾

1.5. FUNCIÓN ALMACENADORA DE UN ACUÍFERO

Al hablar de la función almacenadora de un acuífero nos referimos a las propiedades que éstos tienen para retener el agua subterránea. Esta función es muy importante para determinar la utilidad de un acuífero para el hombre, ya que en función de la capacidad de almacenamiento del acuífero se determinan algunos parámetros de explotación.

1.5.1. CONTENIDO DE AGUA Y GRADO DE SATURACIÓN

La cantidad de agua que llena los poros o intersticios de un suelo o roca recibe el nombre de *contenido de agua* y se define como la relación entre la masa de agua y la sólida⁽⁵⁾, es decir:

$$\omega = \frac{W_w \times 100}{W_s} \quad 0\% \leq W \leq 100\% \quad \text{Ec (1.3)}$$

donde

- ω = Contenido de agua en %
- W_w = Masa del agua presente en los vacíos del suelo o roca, en Kg
- W_s = Masa de los sólidos, en Kg

Cuando los poros de un material se encuentran parcialmente llenos de agua, se dice que tiene un *grado de saturación* y se expresa como la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos. Se calcula con la siguiente expresión:⁽⁵⁾

$$G_s = \frac{V_w \times 100}{V_v} \quad 0\% \leq G_s \leq 100\% \quad \text{Ec (1.4)}$$

donde

- V_w = Volumen de agua en cm^3 , m^3 u otro
- V_v = Volumen de vacíos en cm^3 , m^3 u otro
- G_s = Grado de saturación en %

Si el grado de saturación G_s es igual a 0% no hay agua, si es de 100% están saturados de agua los poros de la roca (la porosidad n calculada representará el total de agua que llena los poros, o sea que $V_v = V_w$).⁽⁵⁾

1.5.2. RENDIMIENTO ESPECÍFICO

Es definido como la cantidad de agua cedida de un material o formación saturada que puede obtenerse por volumen unitario, cuando se libera y escapa por efecto de la gravedad. Se obtiene con la siguiente expresión:⁽²³⁾

$$S_y = \frac{V_{w_L}}{V_T} \quad \text{Ec (1.5)}$$

donde

- V_{w_L} = Volumen de agua liberada, en m^3
- V_T = Volumen total, en m^3
- S_y = Rendimiento específico, adimensional

El rendimiento específico depende sobre todo del tamaño del grano, forma y distribución de los poros y compactación de la formación. Los valores del rendimiento específico para acuíferos aluviales están en el rango de 10 a 20% y para arenas uniformes cerca de 30%. Se relaciona principalmente con los acuíferos libres o freáticos.⁽⁵⁾

1.5.3. RETENCIÓN ESPECÍFICA

Es la cantidad de agua retenida por un material contra la gravedad por unidad de volumen total; es agua retenida por fuerzas moleculares y capilares. Se determina de la siguiente forma:⁽⁵⁾

$$S_r = \frac{V_R}{V_T} \quad \text{Ec (1.6)}$$

donde

V_R = Volumen de agua retenida, en m^3
 V_T = Volumen total, en m^3
 S_r = Retención específica, adimensional

1.5.4. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Es la cantidad de agua liberada por una columna de área horizontal unitaria y altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando la carga hidráulica decrece en una unidad. Es adimensional, indica cuánta agua puede ser aprovechada por bombeo o drenaje natural.⁽⁵⁾

El *coeficiente de almacenamiento específico* (S_s) es la cantidad de agua que cede y/o toma un volumen unitario de material confinado cuando desciende una unidad el nivel del agua, regularmente se da en unidades de $1/m$.⁽⁸⁾

Las ecuaciones para obtener el coeficiente de almacenamiento son:

$$\text{Para acuíferos libres} \quad S = S_y \quad \text{Ec (1.7)}$$

$$\text{Para acuíferos confinados} \quad S = S_s \cdot b \quad \text{Ec (1.8)}$$

donde

S = Coeficiente de almacenamiento, adimensional
 S_y = Rendimiento específico, adimensional
 S_s = Coeficiente de almacenamiento específico, en $1/m$
 b = Espesor del acuífero confinado, en m

1.6. FUNCIÓN TRANSMISORA DE UN ACUÍFERO

En función de la capacidad transmisora del acuífero se determinan algunos parámetros de explotación, como por ejemplo el equipo de bombeo a utilizar.

1.6.1. CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

La conductividad hidráulica es la cantidad de agua que circula a través de una sección de área unitaria normal al sentido del flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario. Tiene unidades de velocidad (m/s, m/día) y depende de las características del medio poroso y de las propiedades del fluido.⁽⁸⁾

1.6.2. LEY DE DARCY

El flujo a través de medios porosos, de gran interés en Geohidrología, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henry Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo de agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos.⁽¹⁸⁾

Henry Darcy, al realizar experimentos de filtrado con agua sobre columnas de materiales de arena con área normal al flujo (A), longitud (L) y con una diferencia de carga de agua entre la entrada y la salida de la columna (h_L), encontró que el gasto o caudal de descarga (Q) se daba siempre como:

$$\frac{Q}{A} = K \frac{h_L}{L} \quad \text{Ec (1.9)}$$

Donde K fue el mismo para el mismo material y lo llamó **coeficiente de permeabilidad**; que actualmente se conoce también como **conductividad hidráulica**.

Esto se ha utilizado para definir en términos simples la conductividad hidráulica de un suelo como la descarga del agua (Q) a través de un área (A) del mismo, sujeta a un gradiente hidráulico unitario ($h_L/L=1$).

En el valor numérico de K se reflejan las propiedades físicas del suelo y del agua, y en cierta medida ese valor indica la mayor o menor facilidad que el suelo permite que el agua fluya a través él. Esta facilidad depende de propiedades físicas del suelo como la porosidad, y de algunas propiedades del agua tales como densidad y viscosidad, que dependen de la temperatura.

Un parámetro muy importante dentro de esta ley es el **gradiente hidráulico** (i), que se define como la pérdida de carga hidráulica (h_L) que se presenta por longitud (L) de trayectoria de flujo subterráneo, y de la ecuación 1.9 la parte que representa es:

$$i = \frac{h_L}{L} = \frac{H_1 - H_2}{L} \quad \text{Ec (1.10)}$$

donde

i = Gradiente hidráulico, adimensional
 H_1 = Carga hidráulica inicial, en m

H_2 = Carga hidráulica final, en m
 L = Longitud entre los puntos inicial y final, en m

De la ecuación 1.9, la razón Q/A representa una descarga de agua por sección unitaria y que se conoce como la velocidad aparente de Darcy, se utiliza la palabra “aparente” ya que el área A es el área bruta sin descontar las partículas sólidas. La expresión que la representa es:

$$V = Ki \quad \text{Ec (1.11)}$$

donde

V = Velocidad aparente (Darcy) de flujo en, m/s
 K = Conductividad hidráulica, en m/s
 i = Gradiente hidráulico, adimensional

Algunos autores utilizan la letra “ q ” para representar la velocidad aparente de Darcy para no confundirla con la verdadera velocidad del agua en los poros.

La velocidad real media (V_m), también conocida como velocidad intersticial o de poro, con la cual se mueve el agua a través de los poros, se puede determinar aproximadamente con la siguiente expresión:

$$V_m = \frac{V}{n_e} \quad \text{Ec (1.12)}$$

donde

V = Velocidad aparente (Darcy) de descarga de flujo en, m/s
 n_e = Porosidad efectiva del suelo o roca (ver sección 1.4.1.1)

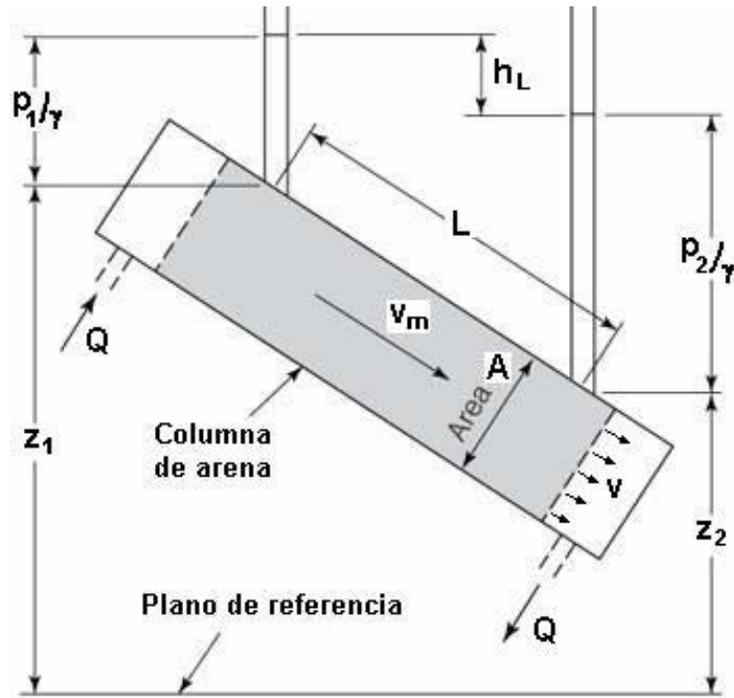
De las ecuaciones 1.9 y 1.10, la ley de Darcy se expresa mediante la ecuación (Figura 1.3):⁽³⁰⁾

$$Q = AK \left(\frac{H_1 - H_2}{L} \right) \quad \text{Ec (1.13)}$$

donde

Q = Caudal o gasto que se descarga, en m^3/s
 A = Área de la sección, en m^2
 $H_1 = P_1 / \gamma + Z_1$
 $H_2 = P_2 / \gamma + Z_2$
 P_1 = Presión del agua
 γ = Peso específico del agua
 P / γ = Carga de presión
 Z = Carga de posición (elevación)

Figura 1.3. Verificación experimental de la ley de Darcy



FUENTE: PRICE, (2003)

La velocidad de flujo de Darcy es directamente proporcional al gradiente hidráulico ($V \approx i$), y la aplicabilidad de la ley de Darcy, es válida para flujo laminar en medios porosos.

La validez de la Ley de Darcy del flujo en medios porosos se determina en base al número de Reynolds y se obtiene con la ecuación:⁽⁸⁾

$$N_R = \frac{(V)(d_m)}{\nu} \quad \text{Ec (1.14)}$$

donde

- N_R = Número de Reynolds, adimensional
- V = Velocidad de flujo (Darcy), en m/s
- d_m = Diámetro medio de los granos del suelo, en m
- ν = viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

Si N_R es < 1 el régimen del flujo es laminar, si N_R es > 10 el régimen del flujo es turbulento, si $1 < N_R < 10$ el flujo se encuentra en transición entre el régimen laminar y turbulento. Regularmente, la mayoría de los flujos a través de los materiales de suelo es laminar, por lo tanto la Ley de Darcy es aplicable en la mayoría de los casos.

1.6.3. TRANSMISIVIDAD

Es la cantidad de agua que se filtra a través de una sección vertical del acuífero de un metro de ancho y altura igual al espesor saturado o manto permeable bajo un gradiente hidráulico unitario. Parámetro que indica cuanta agua se mueve a través de la formación. Se estima a partir de la conductividad hidráulica de los materiales que conforman el acuífero y/o las pruebas de bombeo. Por medio de la transmisividad se determina el rendimiento de las captaciones de agua.⁽⁸⁾

La transmisividad de u acuífero se obtiene con la siguiente ecuación:⁽⁵⁾

$$T = K b \quad Ec (1.15)$$

donde

- T = Transmisividad, en cm²/s, m²/día, etc.
- K = Conductividad hidráulica, en cm/s, m/d, etc.
- b = Espesor del acuífero, en cm, m, etc

Si $T < 0.50 \text{ m}^3 / \text{hora} / \text{m}$ de ancho, el acuífero puede suministrar agua para usos domésticos o similares; para el caso de $T \geq 5.00 \text{ m}^3 / \text{hora} / \text{m}$ de ancho, el acuífero produce agua para propósitos de usos municipales, industriales, de riego u otros.⁽⁵⁾

1.6.4. VELOCIDAD Y DIRECCIÓN DEL FLUJO DEL AGUA SUBTERRÁNEA

El agua se mueve en el acuífero de las zonas de recarga a las de descarga, siguiendo trayectorias de menor resistencia y a una velocidad que depende de la permeabilidad de las rocas y del gradiente hidráulico. La velocidad puede variar desde unos cuantos centímetros por año, como sucede en las arcillas, hasta kilómetros, como en las rocas volcánicas y calizas. Como se mencionó anteriormente, el agua circula a través de espacios vacíos como son: poros, fisuras, fracturas, entre otros.⁽⁸⁾

La dirección del flujo se determina mediante la *piezometría* (la cual se describirá en la sección 2.3), para ello se requieren los siguientes datos:

- Nombre del piezómetro,
- Profundidad del nivel freático,
- Altura del brocal del pozo,
- Topografía del terreno y
- Tipo de material que conforma el subsuelo.

Para determinar la dirección del flujo se coloca un conjunto de piezómetros en diversos puntos estratégicos alrededor del pozo principal, a este procedimiento se le conoce como “piezometría”.

Se presenta una aplicación en el ejemplo 1.8.7, y en el ejemplo 1.8.8 se muestra la determinación de la transmisividad de un acuífero en base a una red de flujo regional.

1.6.5. ECUACIÓN DE BALANCE DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Todavía es muy común determinar la recarga de un acuífero estableciendo balances que incluyen procesos superficiales como la lluvia y la evapotranspiración. Se enfatiza aquí que éste es un procedimiento poco recomendable que en general conduce a resultados irreales. Se recomienda en cambio, establecer el balance de volúmenes de agua ligados directamente al acuífero o acuíferos en estudio.

La ecuación de balance de agua subterránea (conservación de la masa), para un volumen fijo de acuífero en un intervalo de tiempo expresa, en su forma conceptual más simple y general, que el cambio en la masa de agua almacenada en el volumen es igual a la entrada neta de masa en el intervalo.

En el rango de temperaturas y presiones normales del agua en un acuífero, su densidad no sufre variaciones de consideración para fines prácticos, por lo que pueden trabajarse con volumen en lugar de masa.⁽¹⁸⁾

La ecuación de balance de agua subterránea se representa como (Figura 1.4):

Variación de almacenamiento = Recarga – Descarga, es decir,

$$G_y + R_y + G_x - D - B - E_v = (\pm)\Delta V$$

donde

G_y = Entrada horizontal del flujo subterráneo

R_y = Entrada vertical del flujo subterráneo

G_x = Descarga de flujo subterráneo horizontal

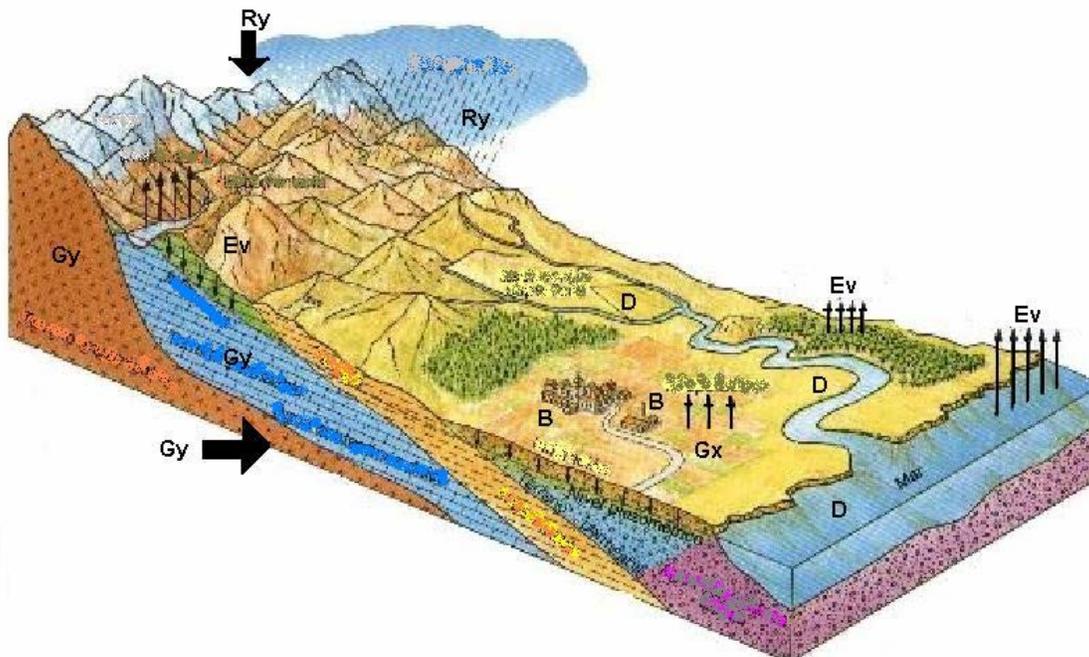
D = Descarga hacia un cuerpo superficial como ríos, lagos, etc

B = Extracción de agua subterránea por bombeo

E_v = Evapotranspiración en acuíferos freáticos con nivel somero

ΔV = Cambio en el volumen de agua subterránea almacenada

Figura 1.4. Representación gráfica de la Ecuación de Balance



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Las variables están referidas a una escala de tiempo analizada según la información disponible y las necesidades de estudio, que pueden ser: periodo de estiaje y lluvia en un año y/o a varios años.⁽⁵⁾

En la sección 3.3.1 se presenta un ejemplo de aplicación de balance de agua subterránea de un acuífero, con la finalidad de saber si está sobreexplotado.

1.7. GENERALIDADES DE HIDROGEOQUÍMICA

La Hidrogeoquímica presta su ayuda como un método de prospección del agua subterránea al permitir inferir el origen del agua que alimenta un acuífero.

Para efectuar la interpretación geoquímica, se toma en cuenta que el agua que forma los acuíferos proviene principalmente de la lluvia, donde parte de ésta, al precipitarse sobre las formaciones geológicas, entra en contacto con diversas rocas, disolviendo las sales minerales que las forman y produciendo cambios en su composición. La química del agua dependerá de la solubilidad y composición de las rocas por las que circula y de los factores que afecten la solubilidad, como son las temperaturas del agua y las rocas, el área de contacto del agua con las formaciones, la velocidad de circulación, la longitud del recorrido, la previa composición química del agua y otros factores.

Cuadro 1.3. Método de trabajo de una interpretación geoquímica

<i>Selección y muestreo del agua subterránea</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Selección de pozos, norias, galerías filtrantes y manantiales. - Medición de pH y de la temperatura del agua en el campo. - Obtención de la muestra de agua en botella de polietileno de un litro de capacidad.
<i>Análisis físico - químicos</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Determinación de calcio, magnesio, sodio, potasio, bicarbonato, cloruro, sulfato, sólidos totales disueltos, etc.
<i>Elaboración e interpretación de planos y diagramas</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Tabla resumen, configuraciones, diagramas triangulares.

FUENTE: ATHALA, (2004)

Un **estudio hidrogeoquímico** consiste en la toma de muestras de agua en diversas fuentes (pozos, norias, manantiales), escogidas previamente para su análisis químico, con el fin de conocer primeramente la distribución de calidades y posteriormente observar los cambios que ocurran en espacio y tiempo.⁽⁵⁾

1.7.1. PROCESOS HIDROGEOQUÍMICOS

A partir de la composición química del agua, se deduce el tipo de roca que forma el acuífero, así, el agua que circula a través de rocas calizas, tendrá en solución bastante calcio y carbonatos, en contraste con agua que circula a través de rocas yesíferas, la cual tendrá disueltos iones de calcio y sulfatos.⁽⁶⁾

Un primer marco de referencia lo da el primer ciclo hidrológico en la hidrósfera, con el que ocurre paralela la interacción entre agua circulante y la mineralogía del medio y que se llama **ciclo geoquímico del agua**. Este consta de las siguientes partes:⁽⁵⁾

- a) En la evaporación del agua en la superficie de la tierra (mares, lagos, ríos, terrenos), el viento es un agente importante y facilita la transferencia de minerales en la fase de vapor. Los minerales transportados son cloruros y sulfatos de sodio, magnesio, calcio y potasio.
- b) En la atmósfera, al condensarse el agua, se agregan el nitrógeno, oxígeno y bióxido de carbono.

- c) En contacto con el suelo terrestre (ya sea por que se infiltra en él o arrastra en escurrimiento), el agua descompone la materia orgánica consumiendo el oxígeno disuelto, disolviendo el bióxido de carbono y formando ácido carbónico; este ácido reacciona después en el acuífero formando bicarbonatos solubles.
- d) En los acuíferos el agua disuelve minerales y libera aniones y cationes, oxida minerales sulfurosos, formando sulfatos, se reducen sus sulfatos en solución por acción bacteriana produciendo bióxido de carbono, precipita sales que han llegado a la sobresaturación e intercambio de cationes.
- e) Al evaporarse nuevamente, el agua deja en la superficie sus componentes químicos disueltos; al escurrir hacia el mar lleva sólidos disueltos y materia en suspensión.

Los iones más comunes de los sólidos disueltos en aguas subterráneas son los siguientes:⁽¹⁸⁾

- Cationes: Sodio (Na), Potasio (K), Calcio (Ca), Magnesio (Mg), Nitrógeno (N)
- Aniones: Bicarbonato (HCO_3), Carbonato (CO_3), Cloro (Cl), Sulfato (SO_4)

Existen otros cationes de menor frecuencia como el amoniaco (NH_4), el aluminio (Al) y el fierro (Fe); y otros aniones como los nitratos (NO_3), los silicatos (SiO_3) y los hidróxidos (OH).

1.7.2. MUESTREO

Los principales factores a considerar en un programa de muestreo de agua para análisis químico, exceptuando limitaciones de carácter administrativo son los siguientes:⁽⁵⁾

1. Importancia y calidad del estudio,
2. Complejidad hidrogeológica del área,
3. Extensión superficial,
4. Cantidad y calidad de datos de este tipo disponibles,
5. Zonas en las que se conoce la existencia de agua de mala calidad o en las que se considere probable que así ocurra,
6. Número probable de acuíferos de acuerdo con los cortes litológicos de los aprovechamientos con que se cuente,
7. Número de pozos disponibles con características constructivas y de operación conocida,
8. Resultado de las medidas de resistividad obtenidas en el campo durante el levantamiento del censo de aprovechamientos subterráneos,
9. Cantidad de trabajo de laboratorio,
10. Condiciones locales de la zona,
11. Tipo y distribución de los aprovechamientos,

12. Interrelación entre aguas superficiales y subterráneas,
13. Distribución de los volúmenes de bombeo.

Con respecto a cada muestra individual es necesario que esta sea colectada en un envase de polietileno o vidrio, con capacidad para 1 y 2 litros que deberá estar previamente desinfectada. Además deberán de etiquetarse todas las muestras y ser localizadas en un plano.

Cuando la fuente de muestreo carece de equipo de bombeo, es necesario utilizar aparatos para la toma de muestras, los cuales una vez colocados a la profundidad deseada, son abiertos dejando que el agua penetre al envase que una vez lleno es obturado e izado a la superficie.

Los resultados del muestreo de los diferentes aprovechamientos, deberán ser interpretados con base en los conocimientos disponibles de las características del aprovechamiento.⁽¹⁸⁾

1.7.3. ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Cuando una sal se disuelve en agua, su molécula se disocia en iones electropositivos (**cationes**) y electronegativos (**aniones**) de los cuales se requiere conocer su concentración en cada una de las muestras de agua recolectadas. Esto se logra mediante la realización de análisis químicos al agua muestreada. La exhaustividad del análisis dependerá de los usos que pretenda destinarse el agua.⁽⁵⁾

Los principales iones determinados en un estudio hidrogeoquímico son:⁽¹⁸⁾

<i>Cationes</i>	$Ca^{++}, Mg^{++}, Na^+, K^+$
<i>Aniones</i>	$SO_4^-, Cl^-, CO_3^-, HCO_3^-, NO_3^-$

Los cuales proporcionan al agua la mayor parte de su salinidad.

Eventualmente son determinados algunos elementos constitutivos dependiendo de las características de la zona. Se acostumbra determinar también la dureza, alcalinidad, sólidos totales disueltos, pH, temperatura y conductividad eléctrica.

Los resultados de los análisis químicos practicados a las muestras de agua, son reportados en las siguientes unidades:⁽¹⁸⁾

<i>p.p.m.</i>	Partes por millón
<i>mg / l</i>	Miligramos por litro
<i>meq / l</i>	Miliequivalentes por litro
<i>e.p.m.</i>	Equivalentes por millón

A continuación se presentan en las Tablas 1.3 y 1.4 dos clasificaciones de calidad del agua.

Tabla 1.3. Clasificación de las aguas de acuerdo a su salinidad

Clase de agua	S.T.D. Sólidos Totales Disueltos (mg/l)
Agua dulce	0 – 1,000
Agua salobre	1,000 – 10,000
Agua salada	10,000 – 100,000
Salmuera	> 100,000

FUENTE: ATHALA (2004)

Tabla 1.4. Clasificación de las aguas de acuerdo a su dureza total

Clase de agua	Dureza total como CaCO ₃ (mg/l)
Blanda	0 – 75
Moderadamente dura	75 – 150
Dura	150 – 300
Muy dura	> 300

FUENTE: ATHALA (2004)

Las aguas subterráneas frecuentemente tienen una dureza mayor de 300 mg/l como CaCO₃. Las aguas superficiales naturales son usualmente blandas por su corto tiempo de contacto con minerales.

1.7.3.1. ISÓTOPOS Y TRAZADORES

El agua subterránea puede moverse a través de unidades acuíferas con velocidades que varían de muchos metros por día a menos de un metro por año; esta variación es posible incluso dentro de un mismo acuífero.⁽³⁰⁾

No es posible poner etiquetas a las gotas de agua, pero por muchos años los exploradores de cuevas han usado esporas y colorantes para “etiquetar” el agua de las corrientes que fluyen a través de las cavernas para determinar las rutas que no pueden ser vistas. En principio, esta idea puede ser aplicada al estudio del agua subterránea; la técnica es conocida como **método de trazadores**, y a la sustancia adicionada al agua para marcarla se le llama **trazador**. La sustancia usada como trazador debe moverse como parte del agua, a la misma velocidad, y no perderse por filtración o por algún otro fenómeno; no deberá estar presente en forma natural en el agua (o cuando menos no en las concentraciones en las cuales está siendo usado el trazador); debe ser detectada fácilmente, fácil de manejar, no tóxica y en forma ideal barata.⁽³⁰⁾

En los últimos años se han utilizado con mucha profusión los trazadores, ya sean naturales (hidrogeoquímica, isótopos naturales) o artificiales (isótopos radiactivos, esporas, fluoroesceínas) que se inyectan al acuífero.⁽¹⁸⁾

La utilidad principal de estos últimos es la de detectar conexiones hidráulicas entre dos localidades y, en algunos casos especiales, la determinación de dirección y velocidad real del flujo subterráneo. Se aplica principalmente en acuíferos donde el tiempo de tránsito es corto como en roca fracturada, basalto vesicular y caliza karstificada.⁽¹⁸⁾

Los trazadores naturales tienen un mayor campo de acción y son de utilidad en la determinación de origen y destino de aguas y zonas de recarga de acuíferos.

Para mayor detalle en el conocimiento de los conceptos mencionados en este capítulo, se sugiere consultar las referencias bibliográficas mencionadas.

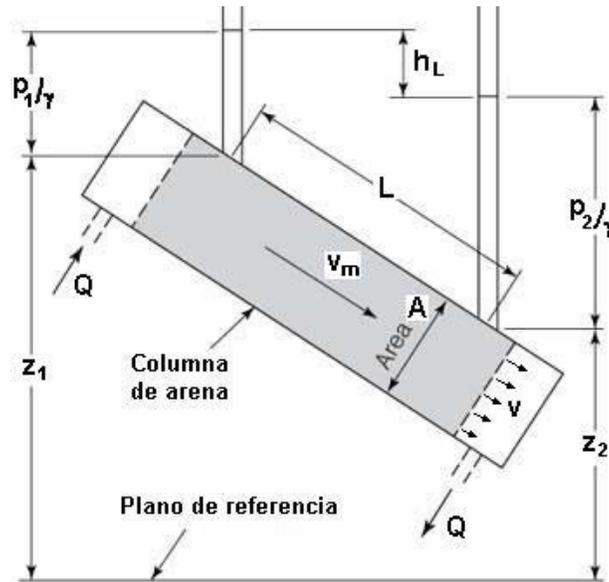
1.8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

La técnica de aplicación de la recarga artificial de acuíferos requiere que el ingeniero sea un profesional con un amplio conocimiento y experiencia en el aspecto teórico y la práctica de campo en los estudios de aguas subterráneas. Por ello, a continuación se presentan algunos problemas-ejemplos de la teoría del movimiento del agua subterránea, de utilidad como herramientas de apoyo para aplicar la técnica de la recarga artificial de acuíferos. Cabe destacar que, para una profundización de la teoría o conocimiento más detallado de ésta, se sugiere consultar las fuentes de referencia de la bibliografía de este trabajo o de libros de texto relacionados con la Geohidrología, Hidrogeología, Aguas Subterráneas o Acuíferos, ya que los ejemplos que se presentan son con la intención de que sirvan como un recordatorio o repaso para aquellos ingenieros con un conocimiento básico previo en las áreas mencionadas.

- **Ejemplo 1.8.1**

Una muestra de campo de un acuífero libre es empacada en un cilindro de prueba (ver Figura 1.5). La longitud y el diámetro del cilindro son 50 cm y 6 cm, respectivamente. La muestra de campo es probada por un período de 3 min bajo una diferencia de carga constante de 16.3 cm. Como resultado, 45.2 cm³ de agua se recolectan a la salida del cilindro. Determinar la conductividad hidráulica de la muestra de acuífero.

Figura 1.5 Distribución de presión y pérdida de carga en el flujo a través de una columna de arena. (Todd-Mays, 2005).



Solución

El área de la sección transversal de la muestra es

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.06 \text{ m})^2}{4} = 0.00283 \text{ m}^2$$

El gradiente hidráulico es dado por

$$\frac{dh}{dl} = \frac{(-16.3 \text{ cm})}{50 \text{ cm}} = -0.326$$

y el caudal promedio es

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{45.2 \text{ cm}^3}{3 \text{ min}} = 15.07 \text{ cm}^3 / \text{min} = 0.0217 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Aplicando la ley de Darcy, se obtiene la conductividad hidráulica como

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \rightarrow K = -\frac{Q}{A (dh/dl)} = -\frac{0.0217 \text{ m}^3 / \text{día}}{(0.00283 \text{ m}^2)(-0.326)} = 23.5 \text{ m} / \text{día}$$

- **Ejemplo 1.8.2**

La siguiente información adicional es dada para el acuífero del ejemplo anterior. La muestra tiene un tamaño de grano medio de 0.037 cm y una porosidad de 0.30. La prueba es conducida usando agua pura a a 20°C. Determinar la velocidad de Darcy, la velocidad intersticial media, y evaluar la validez de la ley de Darcy.

Solución

La velocidad de Darcy se calcula usando la ecuación:

$$v = -K \frac{dh}{dl} = -(23.54 \text{ m/día})(-0.326) = 7.67 \text{ m/día}$$

La velocidad lineal (intersticial) media se calcula con la ecuación siguiente

$$v_m = \frac{Q}{A n} = \frac{v}{n} = \frac{7.67 \text{ m/día}}{0.30} = 25.6 \text{ m/día}$$

Para evaluar la validez de la ley de Darcy se realiza en base al número de Reynolds, determinando la velocidad más grande que corresponda al límite para el cual la ley de Darcy sea válida, siendo la expresión del número de Reynolds, N_R

$$N_R = \frac{\rho v D}{\mu} = \frac{v D}{\nu}$$

Sabiendo que la ley de Darcy es válida para $N_R < 1$. Para agua a 20°C, el valor de la viscosidad dinámica del agua es $\nu = 1.005 \times 10^{-3} \text{ N/m}^2$ y la densidad del agua es $\rho = 998.2 \text{ kg/m}^3$, tal que para $N_R = 1$, la velocidad máxima será

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{\mu}{\rho D} = \frac{1.005 \times 10^{-3} \text{ kg/m-s}}{(998.2 \text{ kg/m}^3)(0.00037 \text{ m})} = 0.00272 \text{ m/s} = 235 \text{ m/día}$$

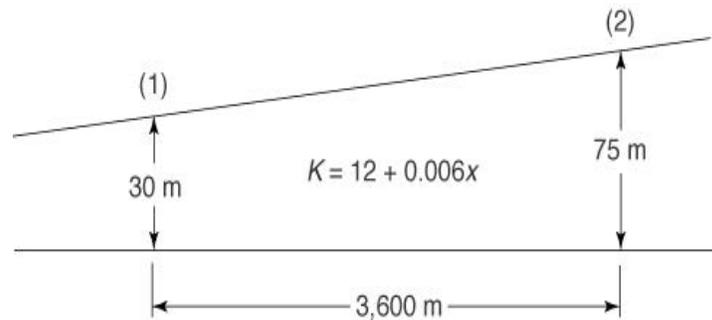
Entonces la ley de Darcy será válida para velocidades de Darcy iguales o menores a 235 m/día para esta muestra. Por lo tanto, la respuesta encontrada en el Ejemplo 1.8.1 es válida ya que $v = 7.67 \text{ m/día} < 235 \text{ m/día}$.

Cabe aclarar que, investigaciones han demostrado que la ley de Darcy puede no ser válida para flujos de agua muy lentos a través de arcilla densa. Aquí los efectos de las partículas de arcilla cargadas eléctricamente en el agua en los poros diminutos producen una no-linealidad entre la velocidad y el gradiente hidráulico. ⁽²⁴⁾

- **Ejemplo 1.8.3**

Un acuífero confinado con un lecho horizontal tiene un espesor variable como se muestra en la Figura 1.6. El acuífero es no-homogéneo con $K = 12 + 0.006x$, donde $x = 0$ en la sección (1), y las cargas piezométricas en las secciones (1) y (2) son 14.2 m y 18.8 m, respectivamente medidas sobre la capa confinante superior. Considerando que el flujo en el acuífero es esencialmente horizontal, determinar el caudal por ancho unitario.

Figura 1.6. Acuífero para el Ejemplo 1.8.3 (Todd-Mays, 2005)



Solución

La ley de Darcy para un acuífero de espesor constante es dada por la ecuación

$$Q = -KA \frac{dh}{dl}$$

Debido a que el espesor del acuífero es variable en este problema, se deberá escribir el área de la sección transversal y el gradiente hidráulico como una función de la distancia x . Considerando un ancho unitario,

$$A = b_1 + \frac{(b_2 - b_1)x}{L}$$

donde $b_1 = 30$ m, $b_2 = 75$ m, y $L = 3,600$ m, entonces se tiene

$$A = 30 + \frac{(75 - 30)x}{3,600} = 30 + 0.0125x$$

Sustituyendo las expresiones para A y K dentro de la ecuación de Darcy se produce la expresión para Q de la forma siguiente:

$$Q = -(12 + 0.006x)(30 + 0.0125x) \frac{dh}{dl}$$

Reacomodando esta ecuación e integrando de la sección (1) a la sección (2) se produce

$$\int_0^{3600} \frac{1}{(12 + 0.006x)(30 + 0.0125x)} dx = \int_{14.2}^{18.8} -\frac{1}{Q} dh$$

Esta ecuación es integrada usando la descomposición en fracciones parciales para obtener

$$\int_0^{3600} \left[\frac{0.2}{(12 + 0.006x)} - \frac{0.416}{(30 + 0.0125x)} \right] dx = \int_{14.2}^{18.8} -\frac{1}{Q} dh$$

$$\begin{aligned} \left[33.333 \ln(12 + 0.006x) - 33.28 \ln(30 + 0.0125x) \right]_{x=0}^{x=3600} &= -\frac{1}{Q} [h]_{h_i=14.2}^{h_e=18.8} \\ -26.4 - (-30.36) &= -\frac{1}{Q} (18.8 - 14.2) \end{aligned}$$

$$Q = -1.20(m^3 / día / m)$$

** El signo menos implica que el flujo es de la sección (2) a la (1).

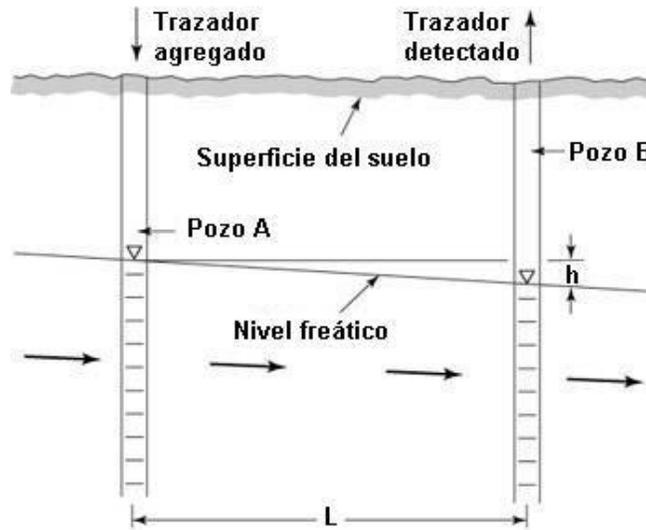
• Ejemplo 1.8.4

Una prueba de trazador es conducida para determinar la conductividad hidráulica de un acuífero libre. Los niveles del agua en los dos pozos de observación separados 20 m son A(18.4 m) y B(17.1 m), ver Figura 1.7.

El trazador inyectado en el primer pozo llega al segundo pozo de observación en 167 horas.

Calcular la conductividad hidráulica del acuífero libre dado que la porosidad de la formación es 0.25.

Figura 1.7. Sección transversal de un acuífero libre ilustrando una prueba de trazador para determinar la conductividad hidráulica. (Todd-Mays, 2005).



Solución

Dado $n = 0.25$, $L = 20$ m, $h = 18.4$ m $-$ 17.1 m $=$ 1.3 m, $t = 167$ horas $=$ 6.96 días, se utiliza la ecuación siguiente para calcular la conductividad hidráulica del acuífero:

$$K = \frac{n L^2}{h t} = \frac{(0.25)(0.20 \text{ m})^2}{(1.3 \text{ m})(6.96 \text{ días})} = 11.1 \text{ m/día}$$

- **Ejemplo 1.8.5 (Caudal de Agua Subterránea)**

De la ley de Darcy se desprende que el movimiento del agua subterránea es gobernado por la conductividad hidráulica de un acuífero y el gradiente hidráulico. Para obtener una idea del orden de magnitud de las velocidades naturales, considerar un acuífero aluvial productivo con $K = 75$ m/día y un gradiente hidráulico $dh/dl = -10\text{m}/1000 \text{ m} = -0.01$. Entonces de la ecuación de Darcy se tiene

$$v = K \frac{dh}{dl} = 75 (-0.01) = 0.75 \text{ m / día}$$

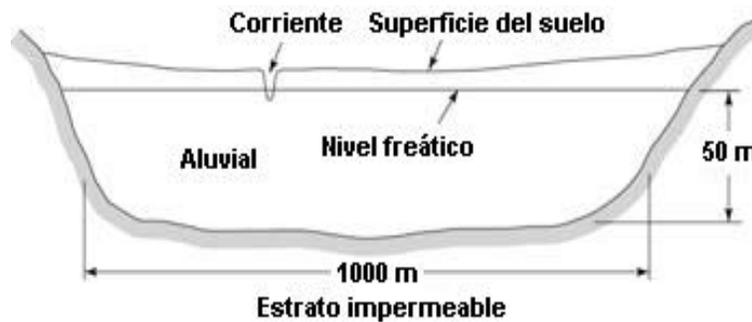
Esto es aproximadamente equivalente a 0.5 mm/min, lo cual demuestra la lentitud natural del movimiento del agua subterránea.

Si el flujo de arriba ocurre dentro y perpendicular a la sección transversal aluvial grande esquematizada en la Figura 1.8, entonces el caudal total es

$$Q = A v = (50)(1000)(0.75) = 37,500m^3 / día$$

el cual representa únicamente 0.43 m³/s. Por lo tanto, el agua subterránea típicamente puede ser concebida como un cuerpo de agua masivo moviéndose lentamente.

Figura 1.8. Sección transversal de una planicie típica aluvial de inundación (avenidas) conteniendo un acuífero libre con agua subterránea fluyendo perpendicular a la sección (sin escala). (Todd-Mays, 2005)



Las velocidades del agua subterránea varían ampliamente dependiendo de las condiciones hidrogeológicas locales; valores de 2 m/año a 2 m/día son normales. Usualmente, las velocidades tienden a decrecer con la profundidad conforme las porosidades y permeabilidades también decrecen.

Las velocidades pueden variar desde despreciable a aquellas de corrientes turbulentas en las aberturas del subsuelo dentro del basalto y caliza. Los mecanismos tales como los pozos y drenes actúan en acelerar los flujos.

- **Ejemplo 1.8.6**

Una ilustración de un flujo vertical unidimensional se muestra en la Figura 1.9. Aquí un acuitardo separa un acuífero libre de un acuífero semiconfinado. El nivel freático se ubica por arriba del la superficie piezométrica tal que el agua se mueve verticalmente hacia abajo del acuífero libre, a través del acuitardo, hacia el acuífero semiconfinado.

Determinar h_B y la velocidad vertical para la situación mostrada en la Figura 1.9

Solución

Se consideran condiciones de flujo estable. Escribiendo la ley de Darcy del punto A al B con las dimensiones indicadas en la Figura 1.9, se tiene

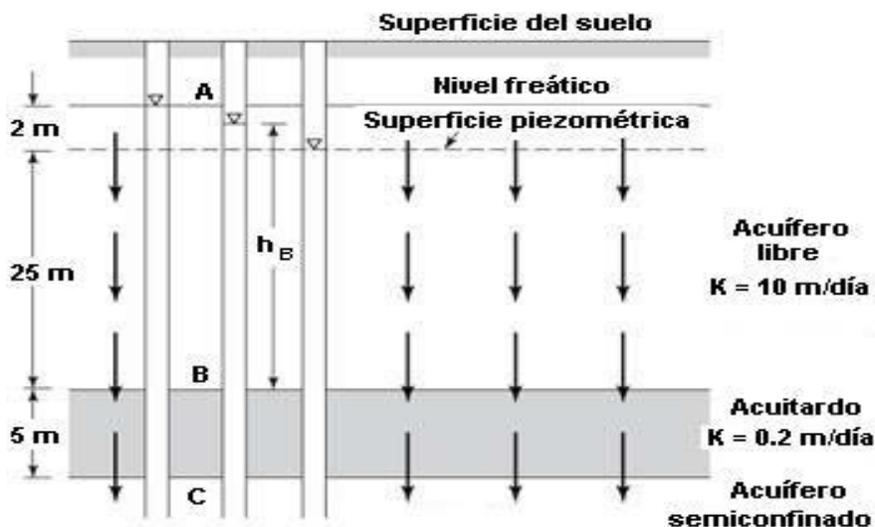
$$v = K \frac{dh}{dl} = 10 \frac{27 - h_B}{27}$$

y del punto B al C,

$$v = K \frac{dh}{dl} = 0.2 \frac{h_B + 5 - 30}{5}$$

Resolviendo estas ecuaciones por igualación, se obtiene $h_B = 26.8$ m y $v = 0.07$ m/día. Debería ser notado que el piezómetro abierto en el fondo del acuífero libre (B) demuestra un nivel del agua debajo del nivel freático (A) debido a la pérdida de carga asociada con el flujo vertical a través del acuífero.

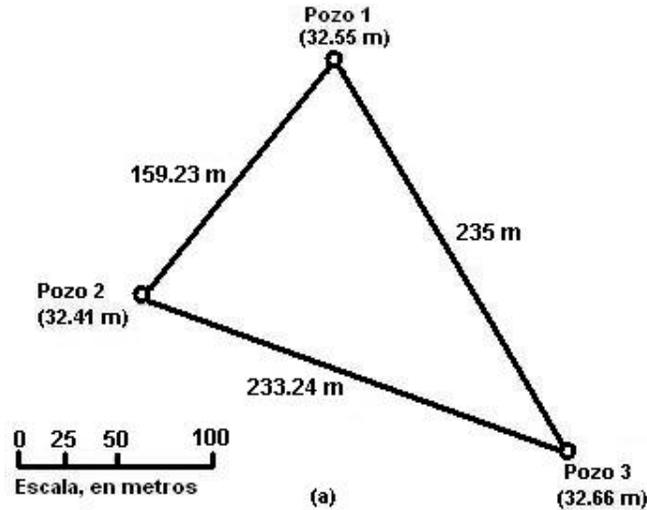
Figura 1.9. Diagrama ilustrando la aplicación de la ley de Darcy para el flujo vertical descendente. (Todd-Mays, 2005).



- **Ejemplo 1.8.7**

Tres pozos de observación son instalados para determinar la dirección del movimiento del agua subterránea y el gradiente hidráulico en un acuífero regional. La distancia entre los pozos y la carga total en cada uno se muestran en la Figura 1.10.a.

Figura 1.10.a. Configuración de los tres pozos de observación en el Ejemplo 1.8.7. (Todd-Mays, 2005).



Solución

Paso 1: Identificar el pozo con el nivel del agua intermedio-Pozo 1 en este caso.

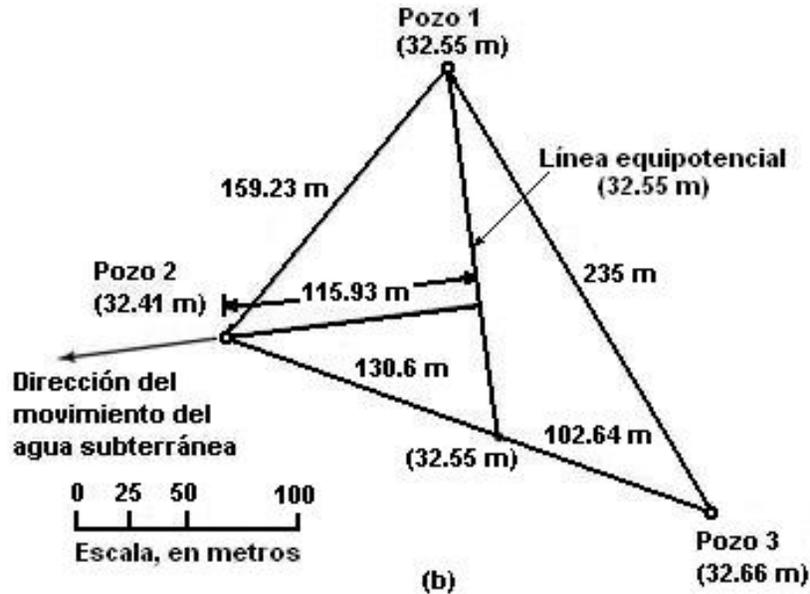
Paso 2: A lo largo de la línea recta entre los pozos con la carga mayor y la carga menor, identificar la localización de la misma carga del pozo del paso 1. Notar que este es acompañado por la localización de la elevación de 32.55 m entre el Pozo 2 y el Pozo 3 en la solución gráfica.

Paso 3: Trazar una línea recta entre el pozo intermedio del Paso 1 y el punto identificado en el Paso 2. Este es un segmento de la línea equipotencial a lo largo de la cual la carga total es la misma que en el pozo intermedio (es decir, línea equipotencial de 32.55 m de carga en este caso).

Paso 4: Trazar una línea perpendicular a la línea equipotencial pasando a través del pozo con la carga más baja. El gradiente hidráulico es la pendiente de la línea perpendicular. Así mismo, la dirección de la línea indica la dirección del movimiento del agua subterránea. El procedimiento gráfico mencionado es ilustrado en la Figura 1.10.b. El gradiente hidráulico es entonces calculado como

$$i = \frac{32.55 \text{ m} - 32.41 \text{ m}}{115.93 \text{ m}} = 0.0012$$

Figura 1.10.b. Ilustración del procedimiento gráfico en el Ejemplo 1.8.7.
(Todd-Mays, 2005).

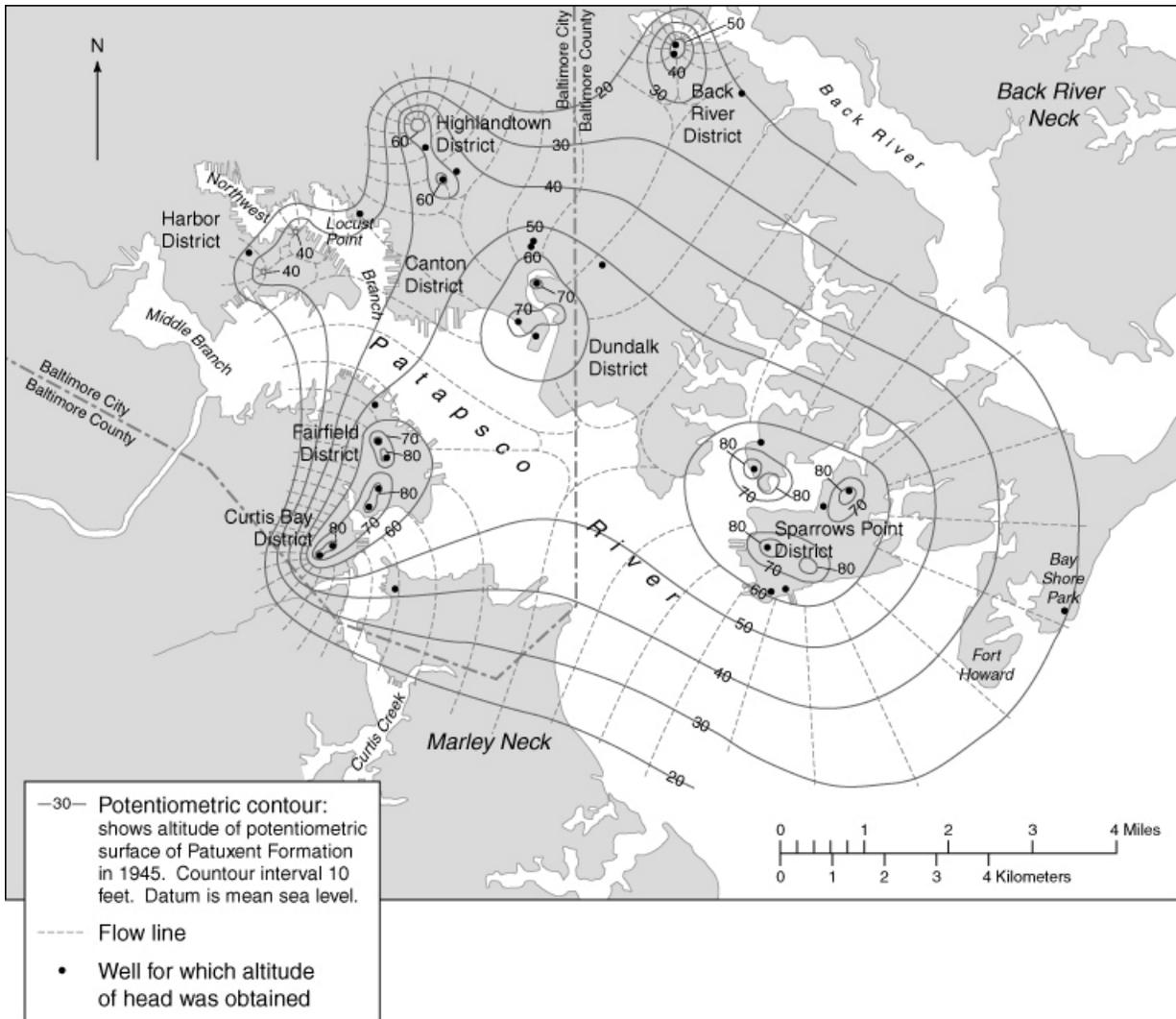


- **Ejemplo 1.8.8**

La descarga promedio diaria de la Formación Patuxent (ver Figura 1.11) en el Distrito de Sparrows Point de Baltimore, Maryland, en 1945 fue estimada en 1×10^6 pies³/día. Una red de flujo de la región es construida usando las líneas de contorno disponibles como se muestra en la Figura 1.11 (Este ejemplo está adaptado de Lohman, 1972).

Calcular la transmisividad del acuífero regional.

Figura 1.11. Mapa del área industrial de Baltimore. Maryland, mostrando la superficie potenciométrica en 1945 y líneas de flujo generalizadas en la Formación Patuxent. De Bennet y Meyer, 1952 (como es presentado en Lohman, 1972). (Todd-Mays, 2005).



Solución

Como se muestra en la red de flujo, hay 15 canales de flujo, por lo tanto $m = 15$. Hay cuatro caídas equipotenciales de la línea de contorno 60 pies a la línea de contorno 20 pies, así que $h = 40$ pies y $n = 4$. Entonces la transmisividad sobre el distrito se puede calcular usando la ecuación siguiente:

$$T = \frac{n Q}{m h} = \frac{(4)(1 \times 10^6 \text{ pies}^3 / \text{día})}{(15)(40 \text{ pies})} = 6,700 \text{ pies}^2 / \text{día}$$

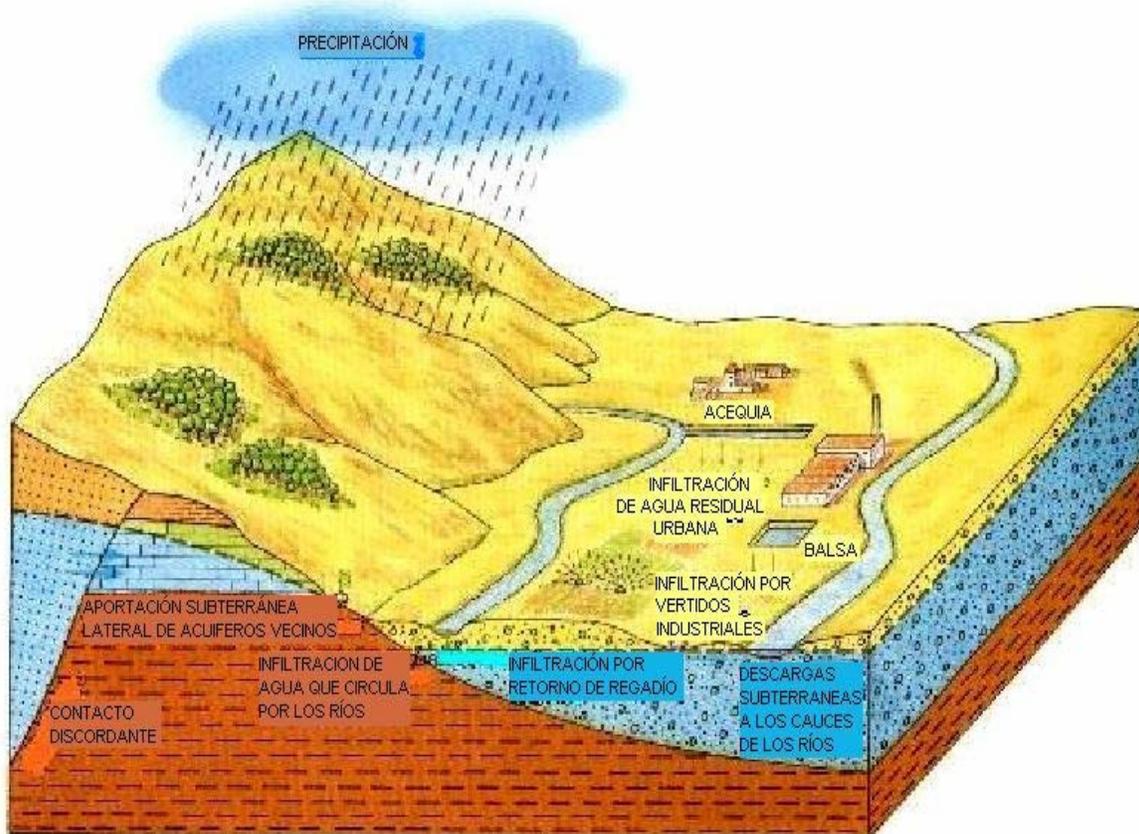
CAPÍTULO 2. APROVECHAMIENTO DE AGUA SUBTERRÁNEA

Un acuífero se puede considerar que funciona como un embalse superficial con unas entradas de agua, unas salidas, una capacidad de embalse y una regulación.

Las entradas se pueden producir (Figura 2.1) por infiltración de la lluvia sobre la superficie permeable del acuífero, por infiltración del agua que circula por los ríos, acequias, canales, etc., por aportación lateral subterránea desde acuíferos próximos y por infiltración de una parte del agua de riegos, y de los vertidos urbanos e industriales (retornos).⁽²⁸⁾

Las salidas en condiciones de funcionamiento hidráulico natural se producen por surgimientos (manantiales) y/o de manera subterránea a ríos o al mar, cuando se trate de un acuífero costero.

Figura 2.1. Entradas y salidas en un acuífero



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

En estas condiciones de funcionamiento se verificará siempre, que las salidas naturales del acuífero son iguales a las entradas totales al mismo. Únicamente existirá cierto desfase en el tiempo, entre el volumen de agua que entra y el que sale, debido a

la función de regulación natural que ejerce el acuífero. El agua tiene que recorrer un cierto camino desde la zona por donde entra hasta la salida, en un cierto tiempo.

2.1. PROPIEDADES DE LOS ACUÍFEROS

En la sección 1.3 se definió el concepto de acuífero y de otras formaciones porosas.

❖ Zonas de un acuífero

Se admite que los acuíferos reciben agua de la precipitación (aunque puede recibirla por otras vías), se pueden definir tres zonas: zona de alimentación o recarga, zona de circulación y zona de descarga.⁽³⁸⁾

La zona de alimentación es aquella donde el agua de precipitación se infiltra. La zona de descarga es la zona donde el agua sale del acuífero, como puede ser un manantial o la descarga al mar o a un río. La zona de circulación es la parte comprendida entre la zona de alimentación y la zona de descarga.

❖ Tipos de acuíferos

Según las características litológicas: detríticos, carbonatados.

Según el tipo de huecos: granular, kárstico, fisurado.

Según la presión hidrostática: **libres, confinados y semiconfinados.**

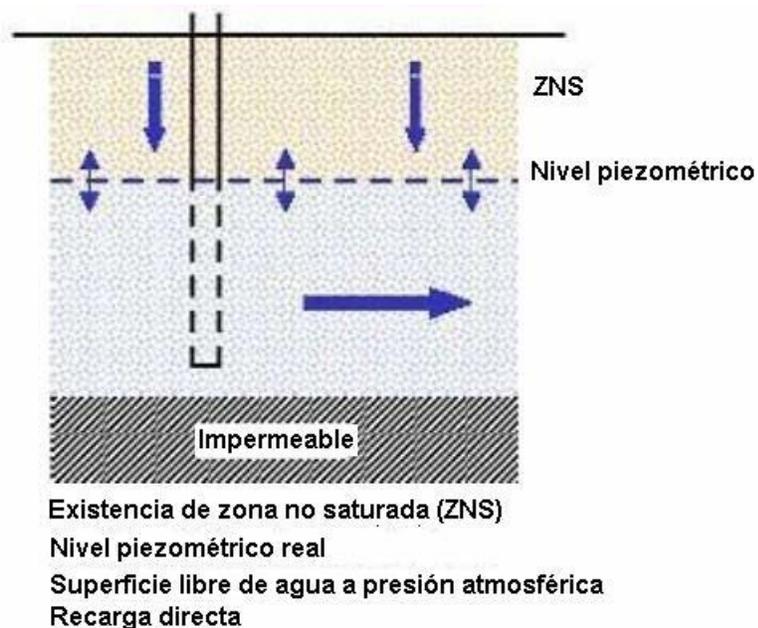
2.1.1. ACUÍFEROS LIBRES

También llamados no confinados o freáticos. En ellos existe una superficie libre y real del agua encerrada, que está en contacto con el aire y a la presión atmosférica. Entre la superficie del terreno y el nivel freático se encuentra la zona no saturada.⁽⁵⁾

El nivel freático define el límite de saturación del acuífero libre y coincide con la superficie piezométrica (Figura 2.2). Su posición no es fija sino que varía en función de las épocas secas o lluviosas.

Si se perfora total o parcialmente la formación acuífera, la superficie obtenida por los niveles de agua de cada pozo forman una superficie real: superficie freática o piezométrica, que coinciden.⁽³⁸⁾

Figura 2.2. Representación de un Acuífero Libre



FUENTE: www.agua.uji.es

Al final de este capítulo se presentan aplicaciones de un acuífero libre mediante los ejemplos 2.10.2 y 2.10.3.

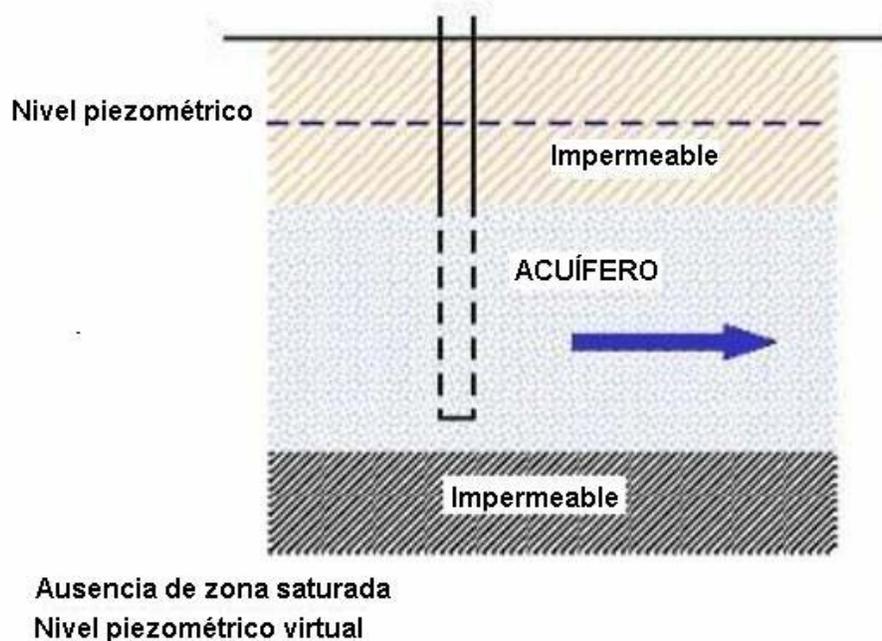
2.1.2. ACUÍFEROS CONFINADOS

También llamados cautivos, a presión o en carga. El agua está sometida a una presión superior a la atmosférica y ocupa totalmente los poros o huecos de la formación geológica, saturándola totalmente. No existe zona no saturada.

Si se perfora un pozo hasta alcanzar el acuífero confinado, el nivel del agua asciende hasta situarse en una determinada posición que coincide con el nivel de saturación piezométrico del acuífero en el área de recarga (Figura 2.3).

Si la topografía es tal que la boca (parte superior) del pozo está por debajo del nivel del agua subterránea que asciende por el pozo, el pozo es surgente brotante o artesiano; si no es así el nivel del agua ascenderá hasta un nivel que no rebasará el nivel de la superficie del suelo. La superficie piezométrica es una superficie ideal resultante de unir todos los niveles en diferentes perforaciones que capten el acuífero. ⁽³⁸⁾

Figura 2.3. Representación de un Acuífero Confinado

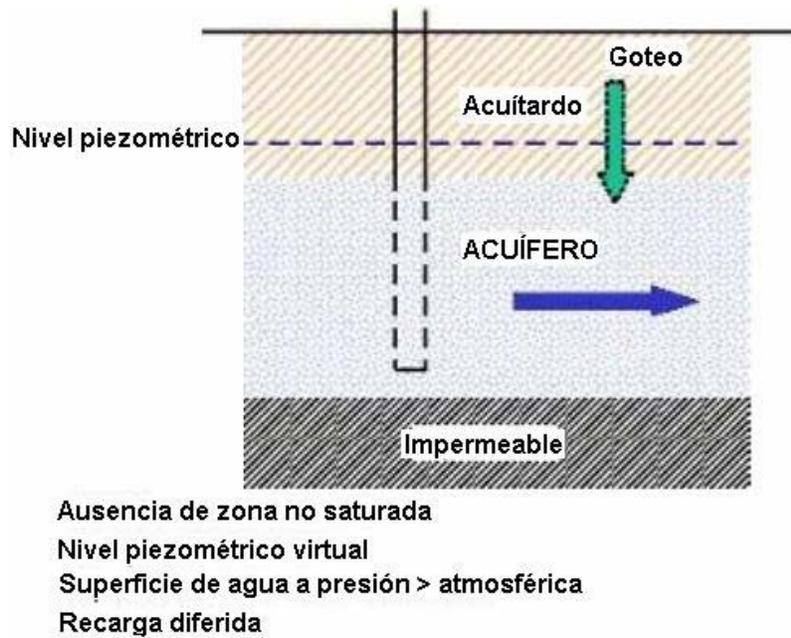
FUENTE: www.agua.uji.es

2.1.3. ACUÍFEROS SEMICONFINADOS

La base y/o techo de un acuífero semiconfinado no son totalmente impermeables sino que pueden permitir la filtración vertical del agua y, por tanto, puede recibir recarga o perder agua a través del techo o de la base (Figura 2.4.a). Este flujo vertical sólo es posible si existe una diferencia de potencial hidráulico entre ambos niveles.

Si la permeabilidad del material confinante es tan baja que prácticamente no interactúa con el acuífero se dice que éste es confinado. En pozos que captan acuíferos confinados y semiconfinados, el nivel del agua asciende por encima de la frontera superior del acuífero. ⁽³⁸⁾

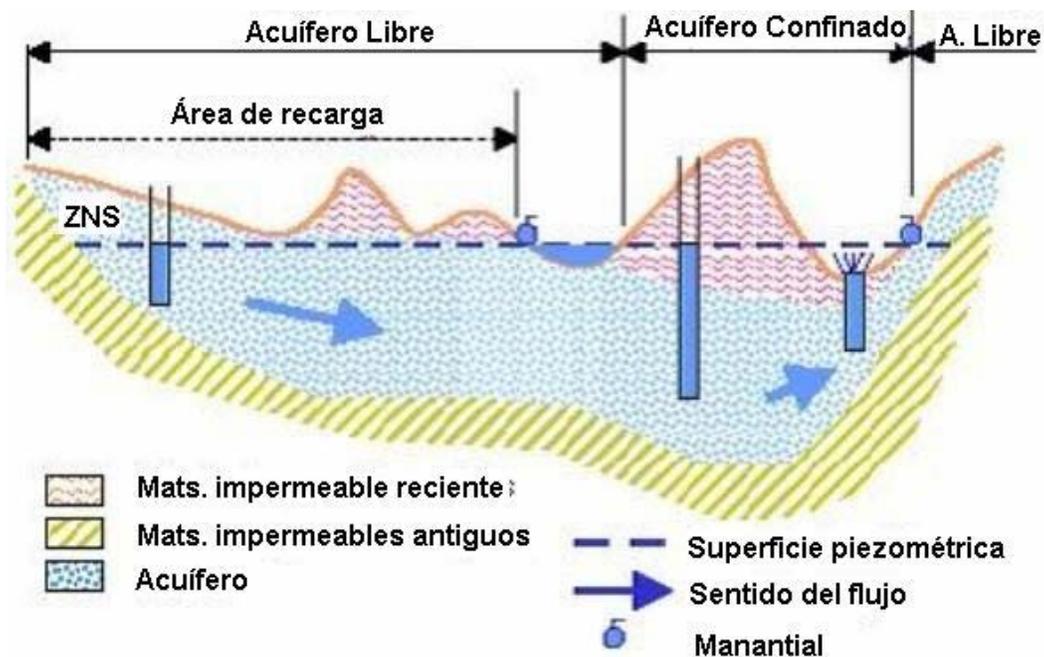
Figura 2.4.a. Representación de un Acuífero Semiconfinado



FUENTE: www.agua.uji.es

Un mismo acuífero puede ser libre, confinado y semiconfinado por sectores (Figura 2.4.b).

Figura 2.4.b. Relaciones entre acuíferos



FUENTE: www.agua.uji.es

2.2. MÉTODOS PARA LA LOCALIZACIÓN DE ACUÍFEROS

Se llama *prospección de agua subterránea* a la utilización de diversas técnicas de medición e interpretación con el objeto de localizar y definir la extensión y algunas características cualitativas de un acuífero, de las formaciones que le sirven de frontera y del agua que contiene.

Las metodologías más usuales para la prospección del agua subterránea son:

- Reconocimientos geológicos superficiales,
- Reconocimientos hidrológicos,
- Exploración indirecta (Métodos geofísicos), y
- Exploración directa (Métodos de perforación).

❖ RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS SUPERFICIALES

Ciertos indicios útiles en la localización de abastecimientos de agua subterránea son por ejemplo, que ésta probablemente se encuentra en mayores cantidades bajo los valles que en las partes altas; en las zonas áridas cierto tipo de vegetación nos indica que el agua que la nutre se encuentra a poca profundidad; asimismo, en las áreas donde el agua aparece superficialmente como son los manantiales, pantanos o lagos, también debe existir agua subterránea aunque no necesariamente en grandes cantidades o de buena calidad, sin embargo, los indicios más valiosos son las rocas, ya que los hidrólogos y los geólogos las agrupan sin importar que sean consolidadas como las areniscas, calizas, granitos y basaltos; o no consolidadas como las gravas, arenas y arcillas. ⁽¹⁸⁾

La mejor forma de presentar el marco geológico de un acuífero es por medio de planos y cortes hidrogeológicos, en los que se delimitan las formaciones y accidentes geológicos enfatizando sus aspectos geohidrológicos de capacidad de transmisión y de almacenamiento de agua (permeabilidad y porosidad).

❖ RECONOCIMIENTOS HIDROLÓGICOS

Los estudios hidrológicos resultan de gran utilidad en la exploración del agua subterránea, ya que pueden aportar información acerca de la cantidad de agua útil para la recarga de los acuíferos, de la facilidad con que se produce la misma y de la localización y cuantificación del volumen de agua subterránea que se descarga en la superficie. La cantidad de agua útil para la recarga, está íntimamente relacionada con la precipitación, así como con las aguas superficiales que circulan en corrientes permanentes. En general, la localización del agua subterránea depende en mucho de las condiciones hidrológicas que predominen en una región ya que en función de éstas, habrá una mayor o menor recarga útil.

2.2.1. EXPLORACIÓN INDIRECTA

Los métodos geofísicos proporcionan una evidencia indirecta de las formaciones subterráneas, indicando la posibilidad de que éstas constituyan acuíferos; éstos métodos no dan una medida directa del tipo de rocas, permeabilidad, porosidad o densidad de ninguna formación, sino más bien detectan alguna otra propiedad de los materiales que varía con los factores que determinan que éstos pueden ser lo suficientemente porosos y permeables. ⁽⁵⁾

Los métodos geofísicos pueden aplicarse en forma superficial o mediante perforaciones, o sea que las mediciones pueden hacerse sobre la superficie del terreno o bien bajo éste.

Los principales métodos geofísicos son:

- Magnético
- Gravimétrico
- Radioactivo
- Geotérmico
- Eléctrico y
- Sísmico.

Cada uno de ellos se basa en el hecho de que las diferentes rocas y formaciones minerales, tienen reacciones distintas y medibles a los campos de fuerza utilizados. En los problemas referentes a la exploración del agua subterránea, los más empleados son el *método de resistividad eléctrica* y el *método sísmico de refracción*. ⁽¹⁸⁾

❖ **Método de Resistividad Eléctrica**

Es de los métodos más efectivos para la localización de acuíferos. Se miden con éste método cambios en la resistencia eléctrica de diferentes capas a profundidad haciendo medidas solo en la superficie. Para esto se induce un campo eléctrico encajando en el suelo dos electrodos conectados a una fuente de corriente. Se mide luego la diferencia de voltaje entre otro par de electrodos, de la que se deduce la resistividad del suelo. ⁽¹⁸⁾

El método de resistividad eléctrica se basa en medir desde la superficie del terreno los cambios de resistividad de los diferentes estratos o unidades geológicas del suelo. La resistividad de un cierto material se define como la resistencia eléctrica, de un cubo de 1 m de lado de dicho material, cuando hacemos pasar a través de él una corriente perpendicular a una de sus caras.

Las mediciones de la resistividad eléctrica, muestran valores que varían con ciertas características del acuífero. Las resistividades de las formaciones rocosas varían sobre un amplio rango, dependiendo del material, densidad, porosidad, tamaño y forma de sus poros, contenido y calidad del agua, y temperatura.

No hay límites fijos para las resistividades de varias rocas; las rocas ígneas y metamórficas producen valores en el rango de 10^2 a 10^8 ohm – m; las rocas sedimentarias y no consolidadas, entre 10^{10} a 10^{14} ohm – m. ⁽¹⁸⁾

❖ **Método de Refracción Sísmica**

Los estudios geohidrológicos a menudo involucran el encontrar el espesor de materiales no consolidados sobre un lecho de roca. Los materiales sueltos transmiten las ondas más lentamente que lechos rocosos consolidados. Mediante el estudio de los tiempos de llegada de las ondas sísmicas a varias distancias de la fuente de energía, la profundidad al lecho de roca (basamento) puede ser determinada. ⁽⁵⁾

La fuente de energía puede ser una pequeña carga explosiva colocada en un hoyo perforado a poca profundidad. La onda sísmica puede ser detectada por “geófonos” (sismómetros) ubicados en la tierra en una línea extendiéndose lejos de la fuente de energía. Un “sismógrafo” registra el tiempo de viaje para la onda que va de la fuente de energía al geófono. Los sismógrafos más sofisticados son unidades de canales múltiples con un número de geófonos adheridos.

El procedimiento de campo para las investigaciones de refracción sísmica ha sido simplificado con la ayuda de instrumentos compactos y eficientes. Una pequeña carga de dinamita es ubicada en un hoyo manualmente excavado aproximadamente de 1 m de profundidad, y el hoyo es tapado. Los sismómetros o “geófonos”, son espaciados en línea desde el punto de choque de 3 a 15 mts de separación. Ellos reciben las ondas de choque y convierten la vibración en impulsos eléctricos. Un circuito eléctrico conecta los sismómetros a un amplificador y a un oscilógrafo registrador, el canal automáticamente registra el instante de la detonación y las primeras llegadas de las ondas de choque. ⁽¹⁸⁾

2.2.2. EXPLORACIÓN DIRECTA

La perforación consiste en abrir un pozo con un determinado diámetro hasta una profundidad que alcance el manto subterráneo a estudiar. Los dos procedimientos más económicos son el de **percusión** y el de **máquinas rotatorias**. Dichos procedimientos se estudiarán posteriormente, en la sección 2.7 de éste capítulo.

Para cada caso o clase de formación, alguno de los dos métodos será el más adecuado, no sólo desde el punto de vista constructivo y de la economía de la inversión inicial, sino que además, se deberán tener en cuenta muchas otras consideraciones, como son: la técnica de los trabajos y su garantía de obtener los resultados óptimos, rapidez de las maniobras, etc.

2.3. PIEZOMETRÍA

Los piezómetros o pozos de observación se colocan donde se hizo el barreno; generalmente se instalan en grupos de cuatro filas según los ejes de una cruz con centro en el pozo de bombeo (de dos a cuatro piezómetros por línea), con el propósito de conocer la dirección de flujo y las condiciones del acuífero, midiendo los diferentes niveles de variación del agua subterránea ⁽¹²⁾.

El proceso de medición (piezometría) consiste en introducir el cable de una sonda al interior del piezómetro y verificar que la punta haga contacto con el agua, ésta es detectada por la aguja de un multímetro colocado en la sonda. Se cierra el circuito cuando se estabiliza el desplazamiento de izquierda a derecha de la aguja. Posteriormente se toma la lectura, para ello se retira el cable de la sonda del interior del piezómetro y se mide su longitud, con lo que se obtiene la profundidad del nivel freático, estático o dinámico, dependiendo de los objetivos del proyecto. ⁽¹⁸⁾

Es importante señalar que el cable de la sonda debe estar marcado a cada metro en toda su longitud y que ésta debe ser mayor que la profundidad de los piezómetros o pozos de observación o de bombeo, para facilitar la medición durante la piezometría, pruebas de permeabilidad, desarrollo, aforo y bombeo.

Los piezómetros pueden tener ranuras verticales traslapadas con el propósito de que el agua de la formación acuífera se filtre y se establezca el nivel freático en el interior del piezómetro, dependiendo del tamaño de las ranuras será el tiempo de respuesta (área de infiltración), con ello se busca que el agua pueda fluir fácilmente hacia el piezómetro.

Es importante mencionar que el diámetro del piezómetro está en función de factores económicos, uso provisional o definitivo y de la profundidad, pues entre mayor sea el diámetro más estable será el piezómetro; pero tarda más en indicar sobre el nivel de aguas freáticas, es decir, su tiempo de respuesta es mayor. ⁽¹²⁾

2.4. CALIDAD DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Las aguas subterráneas son clasificadas para diversos usos, según el contenido mineralógico que poseen, y dependiendo del mismo, dichas aguas se pueden emplear para las siguientes actividades principales del hombre:

- Uso doméstico (consumo humano),
- Uso agrícola (para riego de cultivos o instalación de abrevaderos),
- Uso industrial

Las normas que determinan que el agua sea de calidad aceptable, dependerán de los criterios que rigen para cada tipo de actividad o uso particular.

2.4.1. TOMA DE MUESTRAS Y CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD

Los objetivos de los muestreos de agua subterránea son: ⁽⁸⁾

- a) Aportar datos característicos de la composición del agua,
- b) Informar cómo esos datos característicos varían en función del espacio y tiempo.

El muestreo se efectúa en campo durante la prueba de bombeo. La muestra de agua será llevada a las cercanías del proyecto, donde el químico realizará algunas determinaciones de carácter preliminar, para posteriormente trasladar la muestra a laboratorio, donde será sometida a análisis apropiados con el propósito de conocer su composición y poder comparar los resultados obtenidos con la *normatividad vigente* a fin de saber si cumple con los límites establecidos, dependiendo del uso que tenga destinado. Cabe mencionar que entre más contaminada se encuentre el agua, el tiempo para la toma de muestras debe de ser más corto, además, los análisis se deben efectuar en forma inmediata después de la recolección de muestras, pues entre más rápido se ejecuten, la información acerca de la calidad del agua será más aceptable. ⁽²⁹⁾

Un conjunto de muestras de agua de una zona de estudio es más representativo que una sola para su análisis, pues con ello se obtiene información suficiente y de buena calidad.

2.4.1.1. ANÁLISIS FÍSICOS, QUÍMICOS Y BACTERIOLÓGICOS

El análisis de agua en laboratorio aporta información básica de su calidad porque permite determinar sus componentes. Los análisis que se realizan a las muestras de agua son parciales, es decir, se efectúan unas cuantas determinaciones que son las que interesan, para el uso particular en que se proyecta utilizarla, en donde sólo es importante conocer cierto tipo de sustancias contenidas en la misma. Los análisis pueden resultar caros, debido a las siguientes razones: frecuencia, número de muestras, tipo de determinaciones por realizar e instrumentos disponibles. ⁽²⁹⁾

A continuación se mencionan los principales parámetros o características de calidad que se analizan durante la realización de los análisis a las muestras de agua subterránea:

a) *Calidad Física*

Turbiedad, sólidos, cantidad de sales disueltas y soluciones diluidas, se determinan a través de métodos analíticos en laboratorio, mientras que el color, sabor y olor, por medio de los sentidos organolépticos de la persona que muestrea.

Generalmente el agua subterránea es incolora, clara, con poca o ninguna sustancia en suspensión y tiene una temperatura relativamente constante. Desde un

enfoque físico, el agua subterránea rara vez requiere de un tratamiento para utilizarse, a excepción de que esté interconectada hidráulicamente con aguas superficiales a través de aberturas como fisuras y canales de disolución, o intersticios de algunas gravas. En tales situaciones son detectables los sabores y olores en descomposición. ⁽⁸⁾

b) Calidad Bacteriológica

Las aguas subterráneas generalmente están exentas de microbios, virus o bacterias; en caso de existir, sólo son de interés aquellas que pudieran causar enfermedades al ser humano. El agua subterránea no es el medio propicio para el desarrollo de estos organismos, sino un medio transmisor ⁽²⁾. La construcción inadecuada de un pozo puede contaminar las aguas subterráneas.

En el análisis de laboratorio se cuantifica el número de bacterias (coliformes totales y coliformes fecales) presentes en una muestra de agua con el propósito de comparar la cantidad de ellas con la normatividad vigente. ⁽¹²⁾

c) Calidad Química

El resultado de la investigación científica ha demostrado que la presencia de compuestos y elementos químicos puede ser nociva para la salud. Los diversos usos que se le puedan dar al agua subterránea dependerán del contenido de minerales que tenga. ⁽⁸⁾

El contenido de minerales en el agua se expresa comúnmente en partes por millón (ppm), es decir, el número de partes por el peso del mineral encontrado en un millón de partes de la solución; o bien de otra forma, mg/l, será el número de miligramos del mineral encontrado en un litro de agua. ⁽⁵⁾

❖ Normatividad Vigente

Según la Secretaría de Salud, a través del Diario Oficial de la Federación publicado el día 15 de agosto de 1994, es necesario garantizar agua de calidad aceptable para uso y consumo humano, para evitar enfermedades causadas por este líquido, fijando los parámetros bacteriológicos, físicos, químicos, organolépticos y elementos radiactivos **(NOM-127-SSA1-1994)**.

Los límites permisibles y definiciones decretadas por la Secretaría de Salud se muestran en el **ANEXO I**; éstos podrán ser comparados con los resultados obtenidos de los análisis de la muestra de agua en laboratorio a fin de establecerse si cumplen con los requerimientos de potabilidad para uso y consumo humano.

2.5. HIDRÁULICA DE POZOS

Un pozo es una estructura hidráulica de conducción vertical que diseñado y construido apropiadamente, permite de forma económica el aprovechamiento del agua subterránea proveniente de una formación productora de agua. Es importante comprender los siguientes conceptos: *nivel estático del agua (N.E.)*, *nivel dinámico del agua (N.D.)*, *abatimiento (s)*, *cono de abatimiento*, *radio de influencia (R)*.

Para conocer las características hidráulicas de un acuífero es indispensable realizar pruebas de campo. El conocimiento aproximado que se obtiene a través de los estudios geológicos y de la comparación con otros acuíferos, sirve de guía tanto en el proyecto como en la interpretación de dichas pruebas, y de forma cuantitativa se puede predecir el comportamiento del acuífero sujeto a explotación.

2.5.1. CLASIFICACIÓN DE LOS POZOS

Los tipos de pozos más comunes para aprovechar las aguas subterráneas de acuerdo con su profundidad son: *someros* y *profundos*.

Los **pozos someros**, también conocidos como norias, son pozos excavados a cielo abierto sin el empleo de maquinaria especial, que presentan grandes diámetros, con profundidades generalmente menores a 30 metros y normalmente revestidos con cemento, ladrillos o piedras. El agua se extrae con baldes, bombas de pequeña potencia y molinos de viento, principalmente. Los **pozos profundos** se perforan generalmente con maquinaria especial y presentan diámetros pequeños con profundidades que varían de decenas a centenas de metros, muchas veces revestidos con tubos intercalados con filtros de material granular permeable, de donde el agua se extrae con bombas y compresoras. ⁽¹⁸⁾

Los pozos se pueden clasificar según el tipo de formación permeable que captan en: *freáticos* y *artesianos*.

Los **pozos freáticos**, como su nombre lo indica, capta un acuífero freático (libre). Los **pozos artesianos** son aquellos que captan un acuífero confinado.

En las pruebas de bombeo se utilizan dos tipos de pozos: los de bombeo y los de observación.

Un pozo de bombeo es aquél por el que se extrae el caudal de agua de una formación acuífera. Los diámetros recomendados del ademe del pozo varían de 15 cm (para caudales menores a 545 m³/d) a 75 cm (para caudales entre 16,400 y 32,700 m³/d).

Un pozo de observación es aquel que se utiliza para medir el nivel del agua subterránea, cuando ésta entra al pozo en forma natural (sin bombeo por dicho pozo).

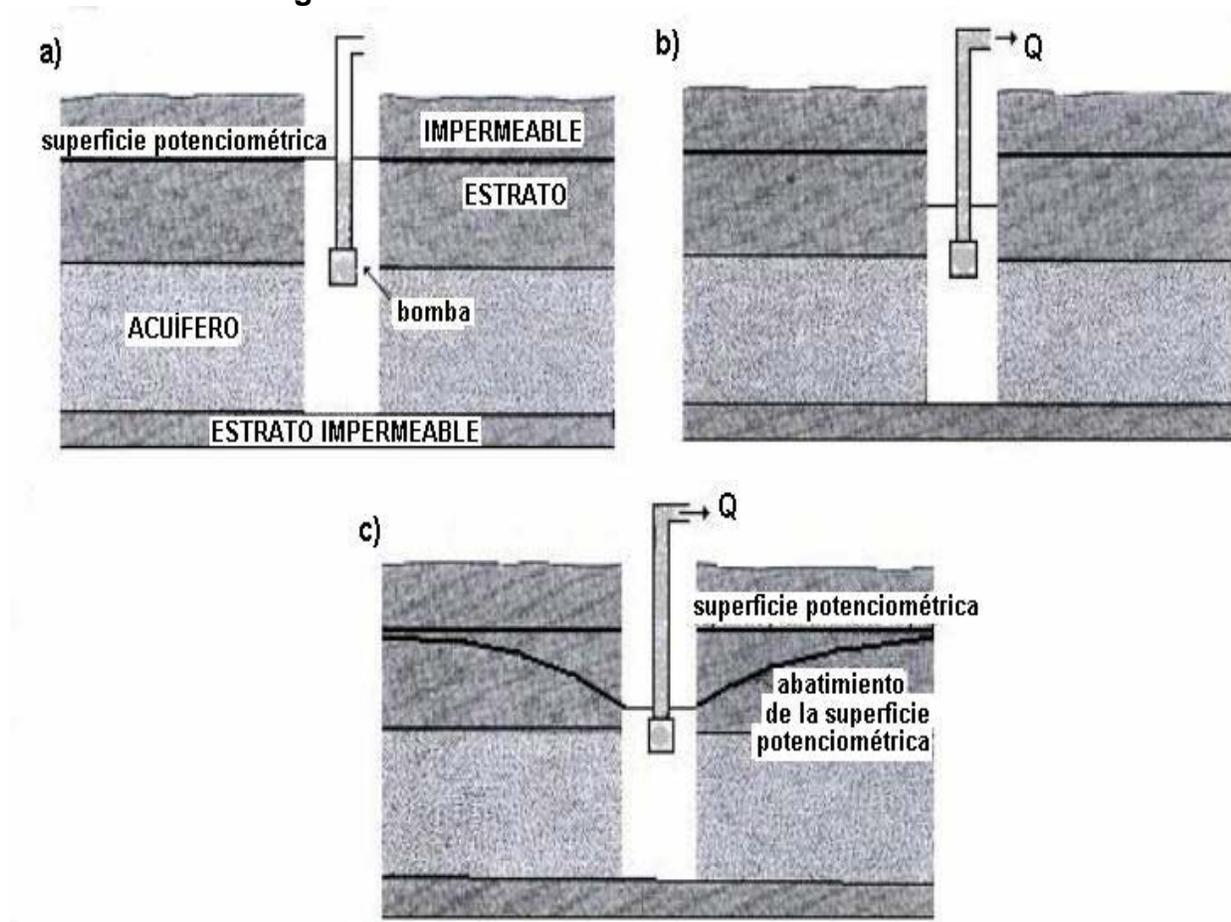
2.5.2. FLUJO A UN POZO

Considérese un pozo que atraviesa totalmente un acuífero confinado, homogéneo e isótropo de conductividad hidráulica K (Figura 2.5.a). La acción de la bomba al extraer agua del pozo ocasiona una reducción de la presión alrededor de su zona de admisión, lo que crea una diferencia de carga *entre el nivel del agua del pozo y el agua subterránea antes del bombeo* (Figura 2.5.b).

El agua fluye del acuífero hacia el pozo para reponer la que ha sido extraída, por lo que una vez que entra es a su vez expulsada a la superficie por la bomba. Esta situación ocasiona que el agua fluya de una porción de acuífero cada vez más alejada del pozo, por lo que el bombeo produce una disminución de la superficie piezométrica que se extiende en forma concéntrica a partir del pozo.⁽³⁰⁾

Finalmente, se puede llegar a una situación donde la superficie piezométrica se abate de manera estable y forma una pendiente suave hacia el pozo en toda la región analizada.

Figura 2.5. Desarrollo de un cono de abatimiento



FUENTE: PRICE, (2003)

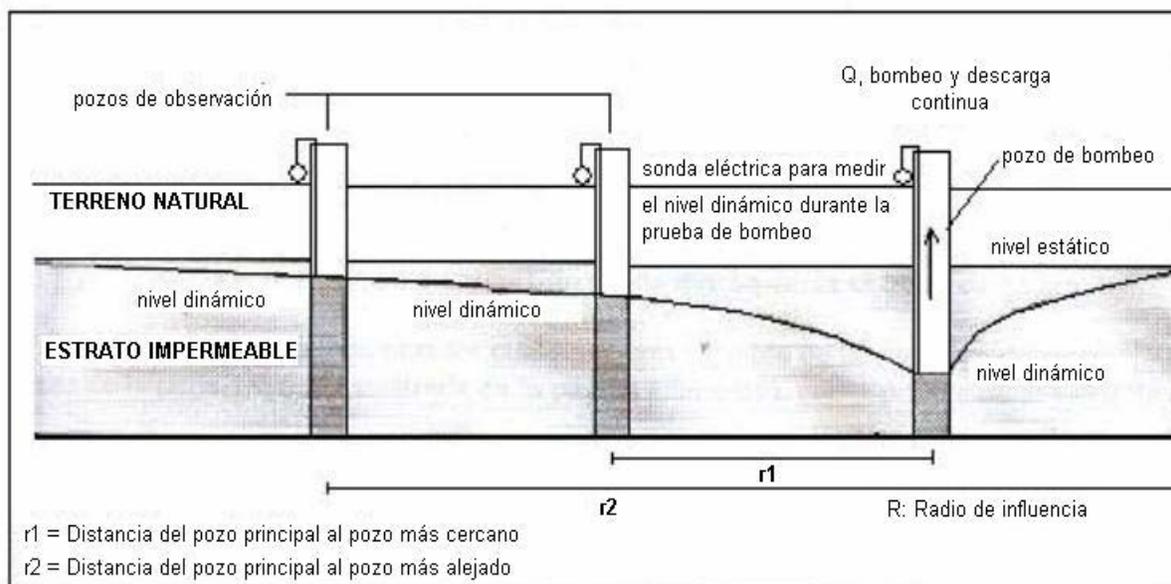
Cuando esta situación se presenta, parece razonable esperar que el gradiente hidráulico (la pendiente de la superficie piezométrica) sea constante. Pero no es así. En realidad la forma que toma la superficie piezométrica es como la de la Figura 2.5.c, donde el gradiente hidráulico se hace cada vez más pronunciado a medida que se aproxima al pozo y ocasiona el característico abatimiento (descenso) del nivel freático o superficie piezométrica formando una línea curva denominada *cono de abatimiento*.⁽³⁰⁾

El nivel del agua en el pozo durante el bombeo generalmente está más profundo que la superficie piezométrica abatida, justo fuera de la pared del pozo. La pérdida de carga total (la diferencia entre el **nivel dinámico** y el **nivel estático o inicial** previo al bombeo) se denomina **abatimiento**; a la parte del abatimiento que resulta del flujo del agua a través del acuífero se le denomina **pérdida de acuífero**, y a la que se produce por el flujo hacia el pozo a través de la pared se llama **pérdida de pozo**.⁽³⁰⁾ La relación entre la pérdida de pozo y el abatimiento total es una medida de la **eficiencia** del pozo, de gran importancia a tomarse en cuenta en el diseño de pozos de extracción de agua subterránea.⁽³⁰⁾

2.5.3. PRUEBAS DE BOMBEO

La prueba de bombeo consiste en medir en campo con una sonda eléctrica las variaciones del nivel dinámico y en cada pozo de observación realizando la piezometría durante cierto tiempo, cuando se bombea en forma ininterrumpida a caudal constante el pozo principal (Figura 2.6), con el propósito de conocer el comportamiento del acuífero y la eficiencia del pozo.⁽²³⁾

Figura 2.6. Método del Pozo de Bombeo



FUENTE: ITURBE ARGÜELLES, R. y SILVA MARTINEZ, A. E. (1992), Agua subterránea y contaminación, UNAM, 54 p.p.

Durante la prueba de bombeo se debe: ⁽¹⁸⁾

1. Mantener un caudal constante de bombeo,
2. Precisión en las mediciones del abatimiento,
3. El registro de tiempo a que tienen lugar las mediciones que se tomen conforme avanza el bombeo,
4. Se sugiere dejar fuera del agua el electrodo de la sonda después de tomada la lectura entre los intervalos de medición,
5. En épocas de estiaje es necesario proteger las sondas de los rayos del sol porque provocan que la aguja del multímetro se atore debido al vapor que se produce en su interior, mientras que el cable puede sufrir modificaciones debido a los cambios de temperatura.
6. En el caso de suspenderse la prueba involuntariamente por alguna razón y si se considera que los datos obtenidos son útiles, hasta antes de la interrupción, se procede a medir la recuperación, en caso contrario se espera a que el nivel se recupere para iniciar nuevamente el bombeo.
7. Por efecto de capilaridad, se adhieren al electrodo algunas gotas de agua, lo que ocasiona que el circuito de la sonda se cierre, aún antes de llegar al nivel dinámico cuando se realiza la piezometría, esto provoca que la medición de los niveles del agua subterránea sea errónea, tal situación se puede evitar sacudiendo el electrodo de la sonda para que caiga el agua atrapada.

Cabe señalar que las consideraciones antes citadas previa y durante la prueba de bombeo, son las mismas para realizar las pruebas de desarrollo y aforo, excepto que se bombea a caudal variable. Cada prueba tiene diferentes objetivos.

A continuación se describen los métodos más utilizados en pruebas de bombeo con flujo transitorio en acuíferos confinados, semiconfinados y libres.

2.5.3.1. MÉTODO DE THEIS

Es un método gráfico de superposición de curvas logarítmicas, con el cual se puede predecir el abatimiento en cualquier tiempo después de haber iniciado la prueba de bombeo. No se necesita esperar a que los niveles del pozo se estabilicen para determinar la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento. *Se aplica a acuíferos confinados.* ⁽²³⁾

Las hipótesis consideradas son: ⁽⁵⁾

- a) El acuífero no recibe recarga,

- b) El acuífero tiene permeabilidad uniforme tanto horizontal como vertical,
- c) La formación acuífera es de espesor constante,
- d) Al abatirse la superficie piezométrica el agua retirada del almacenamiento es liberada instantáneamente,
- e) El pozo de bombeo recibe agua del espesor saturado del acuífero y es totalmente penetrante, y
- f) El nivel estático o superficie piezométrica es horizontal antes del bombeo.

Ecuación de Theis:

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T} \right) W(u) \quad \text{Ec. (2.1)}$$

donde

s = Abatimiento, en mts.

Q = Caudal de bombeo constante, en m³/hr

r = Distancia del centro del pozo de bombeo al punto en que se mide el abatimiento, en mts.

W(u) = Función del pozo para flujo radial transitorio en acuíferos confinados

u = Argumento

$$u = (r^2 S) / (4Tt) \quad \text{Ec (2.2)}$$

S = Coeficiente de almacenamiento, adimensional

T = Coeficiente de transmisividad, en m³ / hr / m ó m² / hr

t = Tiempo transcurrido desde que se inicia el bombeo, en hrs.

Si T y S se conocen, se puede obtener cualquier otra variable de la ecuación de Theis ⁽²³⁾. W(u) se obtiene de la tabla 2.3 (ver Ejemplo de aplicación 2.10.4), correspondiente al valor de (u).

Para la aplicación de este método de Theis, ver ejemplo de aplicación 2.10.4.

2.5.3.2. MÉTODO DE COOPER – JACOB

Método gráfico de Theis simplificado a una curva semilogarítmica. C. E. Jacob consideró que dicha ecuación de Theis podía simplificarse por: ⁽²³⁾

$$s = \left(\frac{0.183Q}{T} \right) \log \left(\frac{2.25(T)(t)}{r^2 S} \right) \quad \text{Ec. (2.3)}$$

siempre y cuando (u) fuese muy pequeña ($u \leq 0.01$).

Del procedimiento gráfico, el coeficiente de transmisividad se obtiene con la ecuación:

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta s} \quad \text{Ec. (2.4)}$$

De modo que Δs es la pendiente de la recta (se obtiene por la diferencia de abatimientos entre dos valores de tiempo cuya relación sea 10 en la escala logarítmica – ciclo logarítmico).

Del procedimiento gráfico, el coeficiente de almacenamiento se calcula con la ecuación:

$$S = \frac{2.25T(t_0)}{r^2} \quad \text{Ec. (2.5)}$$

considerando que t_0 es el tiempo que corresponde a la intersección de la prolongación de la recta del gráfico, con el aje del abatimiento nulo, en minutos, horas, etc. Si el caudal de bombeo es constante: T y S se mantienen fijos. ⁽²³⁾

Para la aplicación de este método ver el ejemplo 2.10.5.

2.5.3.3. MÉTODOS DE APLICACIÓN EN ACUÍFEROS SEMICONFINADOS Y LIBRES

Para el caso de los métodos de aplicación en acuíferos semiconfinados y libres ver ejemplos 2.10.6 y 2.10.7.

2.5.3.4. INTERFERENCIA ENTRE POZOS DE BOMBEO

Cuando las áreas de influencia de dos o más pozos sujetos a bombeo en un mismo acuífero se sobreponen, la extracción de agua de cada pozo afecta al abatimiento del otro u otros.

La interferencia puede llegar a ser tan severa en pozos con espaciamiento cercano, que los pozos agrupados pueden comportarse como un solo pozo que produce un cono individual y grande de abatimiento. Cuando esto es así, las relaciones de caudal – abatimiento pueden estudiarse bajo esta regla. Un campo de pozos bombeado intensamente puede tener un círculo de influencia de muchos kilómetros de diámetro. Los pozos dentro de su propio círculo, de un kilómetro de diámetro aproximadamente, podrían entonces comportarse como un solo grupo. En contraste, puede ser que los pozos profundos ligeramente bombeados en acuíferos libres, no registren interferencia cuando se encuentran distanciados a 30 m y aun menos.

En un grupo de pozos explotando un mismo acuífero con el resultado de la interferencia de sus conos de abatimientos, el abatimiento puede ser determinado en cualquier punto si los caudales de bombeo en los pozos son conocidos, o viceversa. Por el principio de superposición de efectos, el abatimiento en cualquier punto del área de influencia originada por los caudales de bombeo de varios pozos es igual a la suma de abatimientos originados individualmente por cada pozo:

$$s_T = s_a + s_b + s_c + \dots + s_n \quad \text{Ec. (2.6)}$$

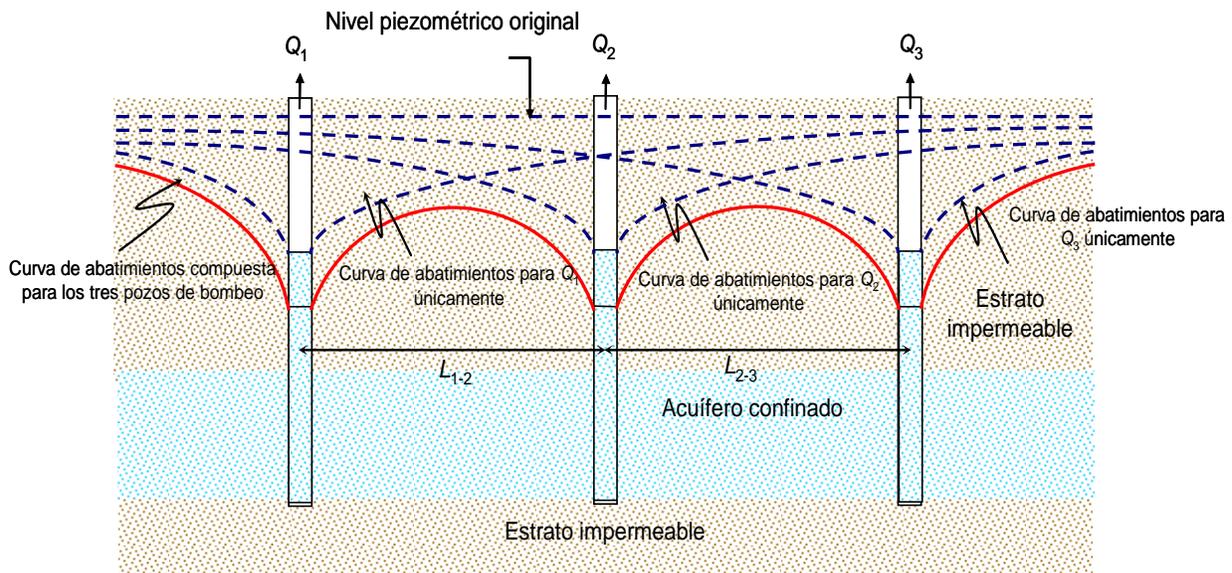
donde:

s_T = abatimiento total (compuesto) en un punto dado, en m

$s_a, s_b, s_c, \dots, s_n$ = abatimientos en un punto dado, originados por los caudales de bombeo de los pozos a, b, c, ..., n, respectivamente, en m

La sumatoria de abatimientos se ilustra en una forma simple con tres pozos separados a las distancias L_{1-2} y L_{2-3} en línea de la Figura 2.7; las curvas de abatimientos individual y compuesta son originadas por $Q_1 = Q_2 = Q_3$ (en caso de $Q_1 \neq Q_2 \neq Q_3$ se genera una curva de abatimientos compuesta asimétrica). Evidentemente, el número de pozos y la geometría de la zona son importantes en la determinación de los abatimientos. La solución a los abatimientos individuales $s_a, s_b, s_c, \dots, s_n$ se obtiene de las ecuaciones para flujo permanente (Dupuit-Thiem) o flujo transitorio (Theis y Cooper-Jacob).

Figura 2.7. Curvas de abatimientos individuales y compuestas de tres pozos en línea



FUENTE: ATHALA, (2005)

Para el caso de aplicación de la interferencia de pozos en flujo estable ver Ejemplo 2.10.8 y para flujo transitorio ver Ejemplo 2.10.9.

2.5.3.5. POZO DE BOMBEO EN UN FLUJO UNIFORME DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

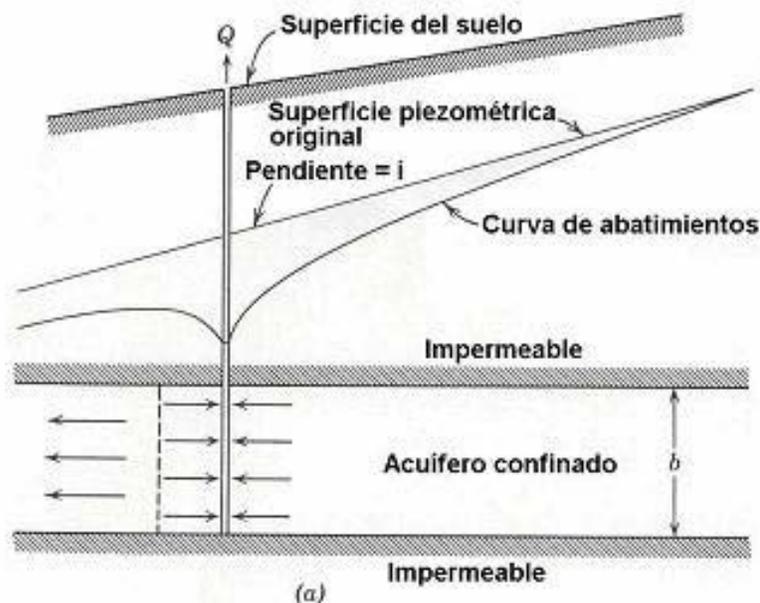
En las pruebas de bombeo, se considera inicialmente (antes del bombeo) una superficie horizontal del agua subterránea, llamada nivel estático, a partir de la cual esta superficie se distorsiona formando para diferentes tiempos curvas de abatimiento para el flujo hacia un pozo.

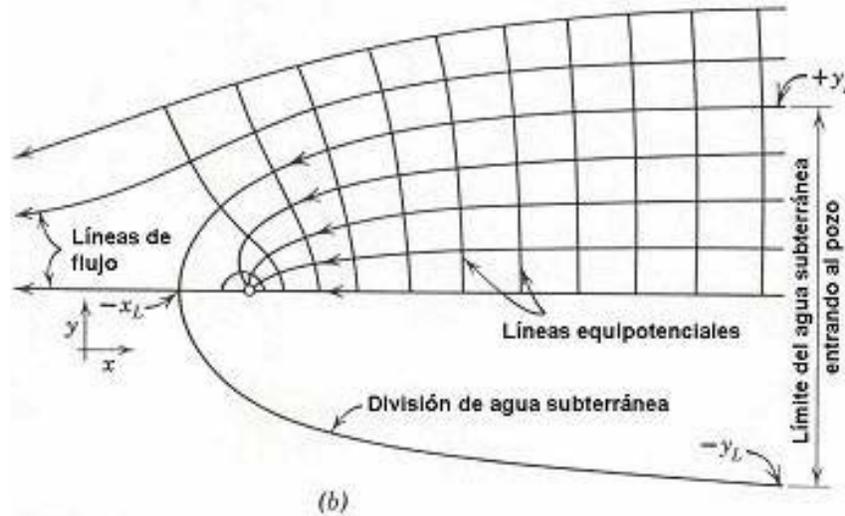
Una situación práctica del bombeo en un pozo de un campo de flujo uniforme en un acuífero, es el considerar en su condición natural una superficie piezométrica o nivel freático inclinado uniformemente.

La Figura 2.8 muestra vistas en planta y sección de un pozo penetrando un acuífero confinado con una superficie piezométrica.

En apariencia, el área circular de influencia del pozo asociada con una trayectoria de flujo radial es distorsionada; sin embargo, para la mayoría de las pendientes naturales relativamente planas la ecuación de flujo radial de Dupuit se puede aplicar sin error apreciable.

Figura 2.8. Flujo hacia un pozo penetrando un acuífero confinado con superficie piezométrica inclinada. A) Sección vertical, b) Vista en planta





FUENTE: TODD & MAYS, (2004)

Para pozos de bombeo de un área con un gradiente hidráulico inclinado, la conductividad hidráulica se puede determinar de la ec. (2.7) insertando las cargas promedio y los gradientes hidráulicos.

$$Q = 2 \pi K h \frac{dh}{dr} \quad \text{Ec (2.7)}$$

La expresión resultante toma la forma:

$$K = \frac{2 Q}{\pi r (h_u + h_d) (i_u + i_d)} \quad \text{Ec (2.8)}$$

para un acuífero libre donde Q es el caudal de bombeo, h_u y h_d son los espesores saturados, y i_u y i_d son las pendientes del nivel freático a una distancia r aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, desde el pozo.

Para un acuífero confinado, las pendientes piezométricas reemplazan las pendientes del nivel freático, y $(h_u + h_d)$ es reemplazada por $2b$ donde b es el espesor del acuífero.

En la Figura 2.8 se muestra como el agua subterránea se divide marcando la frontera de la región productora del influente hacia el pozo.

Para un pozo bombeándose en un tiempo infinito, la frontera se extendería hasta el límite del acuífero.

La expresión para la frontera de la región productora del flujo interno se puede derivar con la superposición de los campos de flujo radial y unidimensional, resultando:

$$-\frac{y}{x} = \tan\left(\frac{2\pi K b i}{Q} y\right) \quad \text{Ec (2.9)}$$

donde las coordenadas rectangulares son mostradas en la Figura 2.8 con el origen en el pozo, b es el espesor del acuífero, Q es el caudal de descarga, i es la pendiente piezométrica natural, y K es la conductividad hidráulica.

De la ec (2.9) la frontera o límite se aproxima asintóticamente a los límites finitos:

$$y_L = \pm \frac{Q}{2 K b i} \quad \text{Ec (2.10)}$$

conforme $x \rightarrow \infty$.

El punto más distante de la frontera del área que contribuye a extenderse aguas abajo se le conoce como “*punto de estancamiento*” y se calcula con la ecuación:

$$x_L = -\frac{Q}{2\pi K b i} \quad \text{Ec (2.11)}$$

En consecuencia, el ancho aguas arriba del pozo, que representa el límite de la zona del agua subterránea entrando al pozo, resulta igual a $2\pi x_L$, la cual es equivalente a la ecuación (2.10), ya que ambas tienen en común el término Q/Kbi .

Las ecuaciones 2.9 a la 2.11 también son aplicables a acuíferos libres reemplazando b por el espesor uniforme del acuífero saturado h_0 , previendo que el abatimiento sea pequeño en relación con el espesor del acuífero.

Una importante aplicación práctica de estas ecuaciones es en la determinación de si una fuente de contaminación aguas arriba afectará un pozo de bombeo cercano.

Se presenta una aplicación de este método en el Ejemplo 2.10.10.

2.6. DISEÑO DE POZOS DE EXTRACCIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA

Para diseñar un pozo de captación de aguas subterráneas se deben elegir las dimensiones adecuadas de éste, así como los materiales a emplear durante su construcción y terminado. Los objetivos que se buscan en el diseño de pozos de captación son: ⁽¹²⁾

- a) Larga vida de servicio,
- b) Seguridad,
- c) Costo razonable,
- d) Agua de buena calidad.

La perforación de pozos en rocas consolidadas es relativamente simple, puesto que sus paredes no se colapsan al ser horadadas, y el “diseño” del pozo es bastante sencillo.

En depósitos no consolidados, los sedimentos como arenas o gravas –que a menudo forman buenos acuíferos– presentan un problema, cuando esta saturada con agua se colapsa dentro del agujero. En el pozo, arriba del nivel estático este problema puede ser solucionado. Las paredes de las norias pueden ser cubiertas con ladrillo y cemento, con anillos de concreto preforjado, o directamente con concreto.

En los pozos usualmente se controla la entrada de material fino por medio de tubería, llamada *ademe o tubería de ademe*, cuyo diámetro es un poco más pequeño que el diámetro con el que el pozo fue perforado. En los primeros metros de profundidad del pozo, el espacio entre el exterior del ademe y la pared del agujero usualmente se llena con una lechada de cemento, llamado *sello de cemento*. Esta acción se realiza para dar soporte al material perforado, pero fundamentalmente para evitar la entrada de basura o agua superficial contaminada al pozo como consecuencia de lluvias fuertes o inundaciones; los pozos en roca consolidada tienen una *protección sanitaria* de varios metros por debajo de la superficie del terreno. ⁽³⁰⁾

El tipo de tubería que se elija dependerá del tipo de acuífero. Si el acuífero es consolidado y con fracturas, se requerirá soporte para prevenir que caigan bloques de roca al pozo; por lo tanto, un ademe con perforaciones (ranuras) de cualquier tamaño puede ser adecuado.

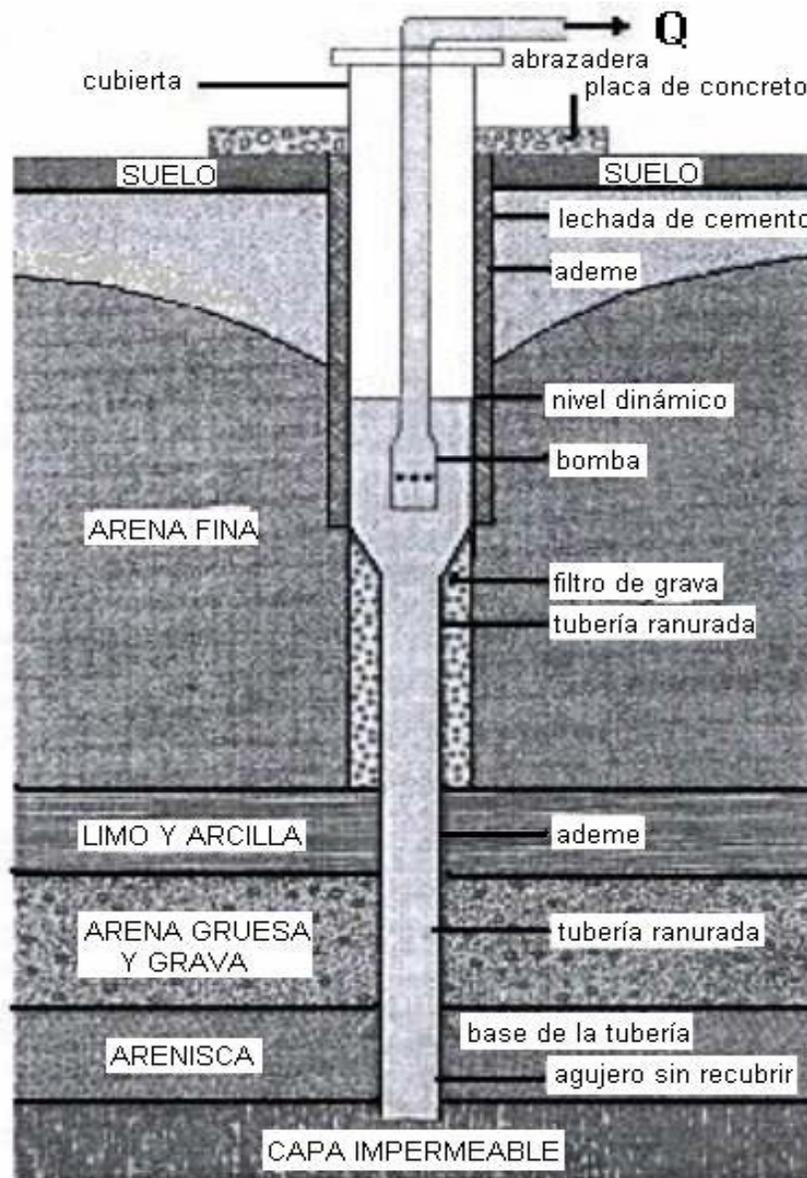
Comparativamente, un material acuífero de arena no consolidada necesitará de un ademe especial llamado *tubería ranurada*. La tubería ranurada tiene hendiduras finas y cuyo tamaño deberá ser apropiado para poder cubrir las necesidades de acuerdo con las condiciones particulares del material acuífero.

La Figura 2.9 muestra un diseño teórico para un pozo que produce agua de tres unidades acuíferas:

- a) Uno de arena fina que necesita tubería ranurada y filtro de grava,
- b) Otro de arena gruesa y gravas que requieren de tubería ranurada, pero no un filtro de grava; y
- c) Una arenisca consolidada que no precisa de soporte o ademe.

En ocasiones sucede que el material acuífero está compuesto de partículas tan finas que para evitar su invasión al pozo se necesita tubería ranurada con aberturas tan finas que sería poco práctica. En tales casos se usa una ranura fina y un recubrimiento de arena o grava, llamado *filtro de grava*, que se coloca en el espacio anular, entre la pared del agujero y la tubería ranurada. El filtro permite que en su parte contigua a la pared del agujero se detengan las partículas finas del acuífero; el tamaño de la ranura se elige de manera que evite el paso del mismo filtro de grava a través de las ranuras.

Figura 2.9. Diseño de un pozo



FUENTE: PRICE, (2003)

2.7. PERFORACIÓN DE POZOS

El proceso de perforación de pozos es de suma importancia para la extracción de agua subterránea, ya que de éste dependen factores como la eficiencia del pozo, el abatimiento del nivel freático y el caudal de extracción, por ello hay que tomar en cuenta ciertas consideraciones para seleccionar el método de perforación más adecuado.

Algunos puntos a considerar son los siguientes:⁽⁸⁾

- Dos formaciones rocosas nunca se perforan igual,
- Profundidad y diámetro por perforar,
- Precio de herramienta y equipo,
- Perforabilidad de la roca. Es función de varios factores como son: dureza, uniformidad, abrasividad, estructura granular, estratificación, material de relleno como gravas (material de acarreo), entre otros,
- Disponibilidad de equipo y herramientas,
- Vías de acceso y comunicación, entre otros.

2.7.1. PERFORACIÓN POR PERCUSIÓN

El método de perforación por percusión se efectúa en materiales no consolidados, rocas frágiles, en arcillas; si se requiere hacer recuperación de muestra no se recomienda excepto si el material es muy cohesivo o está mezclado con arcillas.⁽⁸⁾

❖ *Equipo y Herramienta de Perforación.*

Las herramientas de perforación más comunes son: cuchara, sarta de perforación (constituida por barretón, tijeras, portacable giratorio y trépano), gato mecánico, cremallera (engrane), patesca (polea), hincador de tubería, llaves para desacoplar, protector de cables, llaves de acero para las uniones, elevador de herramientas, martinete, entre otros. El equipo esta constituido por: estructura principal, torre (mástil), balancín, biela, líneas de elevación y unidad de potencia (ver Figura 2.10)

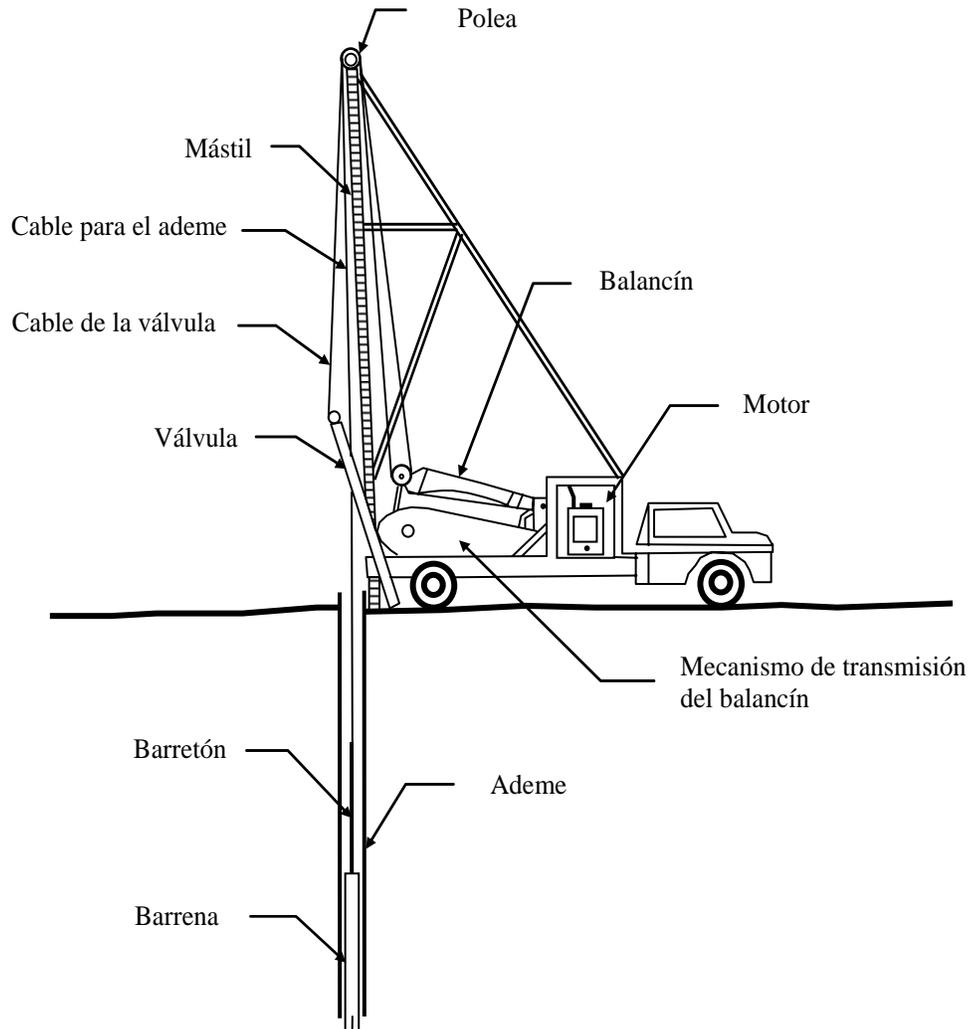
❖ *Procedimiento de Perforación.*

Se inicia con una serie de golpes con un martinete a modo de obtener verticalidad desde los primeros metros, cuando se ha logrado alcanzar profundidad considerable, se sigue con la perforación a fin de evitar derrumbes.

Por lo general, las formaciones duras se perforan por medio de una serie de golpes por un tiempo más prolongado que las formaciones suaves, operación que es detectada por el perforista. Cuando se detectan cambios en la formación, se disminuye

la serie de golpes con el martinete, pues en caso contrario puede darse el desvío del agujero que se está perforando, situación que puede presentarse en estratos cuyos echados estén muy pronunciados. ⁽⁸⁾

Figura 2.10. Perforadora por Percusión



FUENTE: PRICE, (2003)

Cuando se ha perforado cierta profundidad y debido al golpeo continuo del martinete para penetrar en el terreno, se acumulan residuos y cortes de material de la formación que se está perforando, en el interior del agujero y/o en el caso de detectar cambios en la formación, la perforación se suspenderá y se llevará a cabo la extracción de los residuos o cortes por medio de la cuchara. Se debe tener precaución con el propósito de evitar que quede una cantidad considerable de material de corte en el

interior y/o en el fondo del pozo, lo que impide su avance cuando la perforación se efectúa.⁽¹⁸⁾

Cuando se perfora en materiales no consolidados, conviene prevenir los caídos o derrumbes mediante un ademado a medida que avanza la perforación. Mientras que en roca dura, sólo se ademan los primeros metros con la finalidad de evitar desmoronamiento de los materiales que integran la zona alterada.⁽¹⁸⁾

Las máquinas de percusión más grandes que se utilizan para perforar pozos para agua realizan la acción percusora mediante una barra de oscilación llamada *balancín*, la cual tiene un punto de giro en el extremo, y en la parte extrema del lado libre, una polea, la cual está en contacto con el cable (Figura 2.10)

❖ ***Ventajas de los Equipos de Percusión.***

- Consumen poca cantidad de agua,
- Son relativamente fáciles de transportar,
- Son económicos (el costo de operación se reduce, pues se requieren cuadrillas pequeñas de personal),
- Las propiedades hidráulicas del acuífero se conservan mejor (porosidad y permeabilidad).

❖ ***Desventajas de los Equipos de Percusión.***

- Tiene limitaciones en cuanto a la profundidad y diámetro por perforar,
- Es un método relativamente lento,
- Si los estratos están inclinados o existe material fracturado, puede presentarse que la sarta de perforación no tenga la rigidez suficiente, lo que provoca una desviación al no poder controlar la verticalidad del pozo. Los avances se dificultan y en ocasiones no se pueden realizar, porque se rompió con el equilibrio de los materiales o rocas perforadas ya que el ángulo de reposo en las paredes del pozo ha sido alterado.⁽⁸⁾

2.7.2. PERFORACIÓN POR ROTACIÓN

La perforación se efectúa por la rotación de una broca. El material cortado es removido conforme la broca penetra la formación por la circulación de un fluido de perforación; de ésta forma se evita suspender la perforación para remover el material.

❖ **Equipo y Herramientas de Perforación.**

Para la perforación exploratoria se emplean máquinas perforadoras de diamante montadas sobre trineo, que están integradas por: cabezal hidráulico giratorio, mandril (chuck) automático, cabrestante o cabeza de gato, entre otros.

Algunas herramientas complementarias utilizadas son: tripie completo, poleas, swivel universal, manguera de succión, tubería de perforación NQ, tubería de perforación ademe NW, brocas de diamante impregnado, zapatas de diamante impregnado, pescador completo para interior NQ, mordazas, machuelo para tubería NQ y para tubería ademe NW, depósitos para agua, brocas tricónicas, cajas de plástico completas para muestras, corelifter para barril NQ, llaves steelson, entre otros. ⁽³⁰⁾

❖ **Procedimiento de Perforación.**

Se efectúa por el método de rotación hidráulica. El proceso consiste en anclar y nivelar el equipo para el tripie, arreglar bombas, poner mangueras de alta presión conectadas al swivel universal y de succión que van al depósito de agua. Se coloca la tubería de perforación al broquero de la máquina perforadora y se ajusta la broca a la tubería, con ello se inicia la perforación; cada tramo de tubería mide alrededor de 3 m de longitud, por lo que los tramos subsecuentes a perforar serán acoplados hasta completar la profundidad requerida.

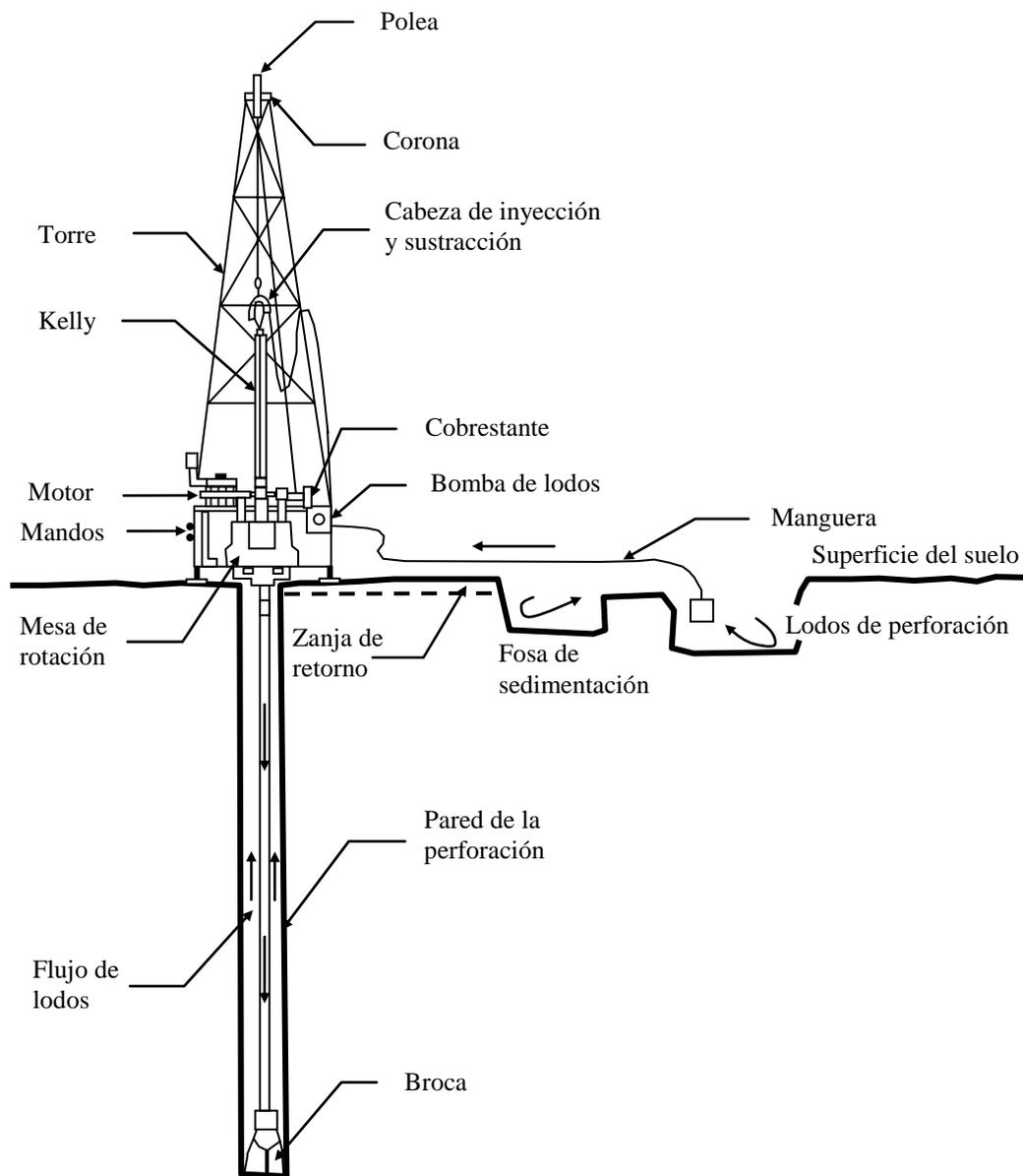
Cabe mencionar que dependiendo de las condiciones del terreno, se puede colocar tubería de ademe, con el propósito de evitar caídos y estabilizar las paredes del agujero.

El agua es empleada como fluido de perforación, cuya función es: ⁽³³⁾

- Evitar el calentamiento de las brocas debido a la fricción entre éstas y el material que se está perforando,
- Limpiar, lubricar y enfriar la tubería y brocas al avanzar la perforación,
- Provocar la expulsión de partículas y cortes de material, debido a la presión que ejerce la máquina perforadora a través de la tubería de perforación y la broca con la formación consolidada de interés.

La recuperación de muestras se realiza introduciendo el barril muestreador y/o nucleador en el interior del agujero dentro de la tubería. La muestra quedará dentro del barril que cuenta con un dispositivo que cierra automáticamente al haber contacto con la roca e impedirá que el material escape por la parte inferior del tubo. Posteriormente se procede a extraer el barril muestreador para rescatar el ejemplar según sea el tramo comprendido. Cuando existe fuga de agua durante la perforación se entiende que no hubo recuperación de muestra ⁽³³⁾. La perforación rotatoria es la versión del taladro en la industria de la perforación (Figura 2.11).

Figura 2.11. Perforadora de Rotación



FUENTE: PRICE, (2003)

❖ *Ventajas de los Equipos de Rotación.*

- Generalmente, el método de rotación hidráulica penetra más fácilmente en las formaciones no consolidadas que cualquier otro tipo de perforación,
- El equipo se puede conseguir en el mercado nacional,
- Si las condiciones del terreno a perforar lo permiten, se puede tener recuperación de núcleo de roca consolidada,

- En arenas, gravas, arcillas y limos, la perforación suele ser efectiva,
- Se puede perforar a diferentes diámetros y profundidades.

❖ **Desventajas de los Equipos de Rotación.**

- La calidad del agua subterránea puede ser afectada por los fluidos de perforación,
- Los costos se incrementan cuando se aumenta el diámetro y la profundidad a perforar,
- Algunas veces la transportación al sitio de estudio se dificulta por varios factores, algunos de ellos son: problemas sociales, afectación de predios, vías de acceso, requerimiento de equipo y grúas especiales para trasladar equipo, entre otros,

2.8. AFORO DE POZOS

La prueba de aforo, también conocida como *prueba de pozo*, consiste en establecer el caudal óptimo de explotación (cantidad de agua que se puede explotar de un pozo) y los niveles de operación de la obra de captación. Se realiza con una bomba vertical bombeando a caudal variable.⁽³³⁾

❖ **Información previa.**

Antes de efectuar la prueba de aforo, se requiere tomar en cuenta la siguiente información:⁽¹²⁾

a) *Económica:*

- Que sea sencilla y barata la extracción del agua bombeada, sin causar daños a terceros.
- En caso de existir problemas sociales, como afectación de predios, instalaciones, cultivos, entre otros, se debe indemnizar de tal manera que resulte ser el menor costo posible u otra forma de arreglo, bajo común acuerdo.
- Que el equipo a utilizar sea el adecuado para la ejecución de esta prueba.

b) *Operación del Equipo:*

- El pozo debe estar **desarrollado y limpio.**
- Sencillez para medir el caudal extraído y el nivel de agua en el pozo.
- Que sea fácil de instalar y que el desagüe de agua sea lo más retirado posible.

c) Aspectos Hidrológicos:

- Que el agua que fue bombeada no regrese al acuífero.
- Que no existan actividades próximas (bombeos) que puedan provocar variaciones en el nivel del agua subterránea.

❖ **Equipo de Aforo.**

Para realizar la prueba de aforo se emplean principalmente:

- Bomba tipo turbina de eje vertical,
- Sonda vertical,
- Tacómetro de contacto para verificar que la bomba opere a la velocidad correcta.

2.8.1. DESARROLLO DEL POZO

El desarrollo del pozo es una prueba que consiste en remover sedimentos y materiales granulares de las formaciones acuíferas, que pudieran haberse desprendido en el interior del agujero, evitando su buen funcionamiento. Esta prueba requiere el tiempo necesario para que el agua inyectada regrese limpia a la superficie, su objetivo es aflojar los materiales disueltos, para tener un pozo y acuífero, libres de materiales finos y de sedimentos. ⁽³³⁾

Para realizar el desarrollo es necesario:

1. Haber concluido los trabajos de perforación,
2. Antes de iniciar el desarrollo se debe medir el *nivel estático* (véase glosario) tanto en el pozo principal como en los piezómetros.
3. Contar con el equipo necesario de bombeo, bomba de pozo profundo de gran capacidad para generar fuertes abatimientos en el pozo.

El proceso consiste en bombear agua del pozo en forma discontinua por medio de una bomba tipo turbina de eje vertical (sobrebombeo) con el fin de lograr flujo y reflujos de agua en la formación acuífera, logrando remover partículas finas, sedimentos o materiales. Esta operación debe realizarse en un intervalo de tiempo, suspendiendo alternadamente el bombeo, con el propósito de que el agua que se encuentre en el interior de la columna de succión regrese hacia el pozo. La operación debe realizarse manteniendo un caudal constante hasta observar que el agua salga cada vez con menos sedimentos, posteriormente se varía el caudal a manera de provocar condiciones hidrodinámicas diferentes en el entorno del pozo y repetir de nuevo el bombeo intermitente las veces que sean necesarias hasta que las condiciones indiquen que sale agua limpia. ⁽⁸⁾

La etapa de recuperación se logra cuando se alcanza el 95% de restablecimiento del nivel estático, o bien, 12 horas como tiempo máximo ⁽¹⁶⁾. En el desarrollo se lleva un registro que contiene los siguientes datos: número de pozo, localización, profundidad, nivel estático, nivel dinámico, entre otros.

Posterior al desarrollo del pozo, sigue el proceso de **desinfección del pozo**. Desinfectar un pozo consiste en eliminar los posibles organismos transmisores de enfermedades, los cuales pudieran haberse introducido durante las etapas de perforación y desarrollo. ⁽¹⁶⁾

La operación de desinfección consiste en agregar una solución fuerte de cloro (aproximadamente 24 cm³ por cada 100 litros de agua), dejándola actuar por un periodo de 24 horas como mínimo, para posteriormente bombear el pozo para desalojar el agua; dicha operación se considerará terminada cuando el muestreo de agua revele que no existe ninguna bacteria coliforme. ⁽⁸⁾

2.8.2. MEDICIÓN DEL CAUDAL DE EXTRACCIÓN

Para determinar el caudal de producción, se utilizan varios métodos, algunos de ellos son:

Método del orificio calibrado. También llamado vertedero de orificio circular, es el más utilizado cuando se trata de determinar el caudal óptimo de explotación y consiste en un dispositivo para el aforo de pozos que consta principalmente de: tubo de descarga que debe ser recto y con una longitud mínima de 1.80 m, bomba vertical, flexómetro, placa del orificio de diferentes diámetros interiores y portaorificios. ⁽²⁶⁾

Para calcular el caudal que pasa a través del orificio se emplea la expresión:

$$Q = K' \sqrt{h} \quad \text{Ec (2.12)}$$

donde

- Q = Caudal que circula a través del orificio, en m³/seg
- h = Altura del agua medida en tubo piezométrico, en m
- K' = Factor de descarga, adimensional

El valor del factor de descarga (K') se obtiene de la siguiente tabla 2.1.

Tabla 2.1. Valores de K'

Diámetro del Orificio (m)	Diámetro de Descarga (m)					
	0.1016	0.1524	0.2032	0.2540	0.3048	0.4064
0.0508	0.588					
0.0635	0.475					
0.0762	1.585	1.326				
0.1016		2.568	2.352			
0.1270		4.888	3.900			
0.1524			6.343	5.535		
0.1778				8.139		
0.2032				12.070	10.272	
0.2540					19.641	
0.3048						25.374

FUENTE: CFE, (1996). Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ing. Civil. Desarrollo y prueba de aforo en pozos para abastecimiento de agua subterránea, México, 23 p.p.

Método volumétrico. Consiste en medir el tiempo de llenado de un recipiente de capacidad conocida, el cual debe tener una capacidad a manera que el tiempo de llenado sea cuando menos de 20 segundos, con el propósito de que el error que se cometa sea mínimo. Es un método sencillo y práctico. ⁽²⁶⁾

El caudal o gasto de extracción se obtiene con la ecuación:

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{Ec (2.13)}$$

donde

V = Volumen del recipiente, en m³

Q = Caudal de extracción del pozo, en m³/seg

t = Tiempo de llenado del recipiente de volumen conocido, en seg

2.8.3. EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE AFORO

Terminado el desarrollo y una vez que se recupera el nivel, se mide. Posteriormente se realiza la prueba de aforo que consiste en medir los diferentes niveles dinámicos (piezometría) a tiempos establecidos, cuando se bombea de manera ininterrumpida la obra de captación a caudal variable, con el propósito de obtener la información necesaria para determinar la productividad del pozo, es la operación que culmina la construcción del mismo. ⁽²⁵⁾

La prueba de aforo está en función del caudal mínimo y máximo logrados en el desarrollo, pues es la pauta para empezar el aforo. Se inicia con un caudal cercano o igual al mínimo obtenido en el desarrollo, se mantiene constante hasta lograr que el nivel dinámico casi se estabilice. Así se logra el primer escalón. Posteriormente el aforador aumentará las revoluciones de la bomba para variar el gasto y mantenerlo constante con el propósito de formar el segundo escalón, éste paso se logra cuando el nivel dinámico alcanza la pseudoestabilización. Estas actividades se continúan incrementando en forma progresiva hasta alcanzar el gasto máximo esperado, punto en el que se termina la prueba de aforo.

Se considera que un aforo debe durar 72 horas, aunque en zonas o pozos bien conocidos puede reducirse a unas 48 horas.

2.9. EQUIPO DE BOMBEO

La función del equipo de bombeo es transferir la fuerza necesaria de una fuente de energía para lograr que un fluido se desplace desde su punto de captación hasta el lugar en que va a utilizarse, impartándole una velocidad al fluido con el propósito de desplazarlo contra la resistencia que se opone a su movimiento. ⁽⁴⁴⁾

Algunos aspectos a considerar son los siguientes: ⁽³⁰⁾

Succión. También llamada aspiración o presión negativa y se refiere a la acción de atraer un fluido hasta una tubería o a una cámara de bombeo, mediante la producción de un vacío parcial, esto es, reduciendo la presión por debajo de la atmosférica. La presión atmosférica, sobre la superficie libre del agua contenida en un pozo, obliga al agua a subir y desplazarse hasta aquella parte de la bomba en que se ha desarrollado una presión menor o “succión”.

Altura de succión. Es el nivel al que se eleva el agua dentro del tubo por encima de la superficie libre del agua de un pozo. Una bomba debe ser capaz de crear suficiente succión para elevar el agua en el tubo hasta el nivel del extremo de succión de la bomba (Figura 2.13).

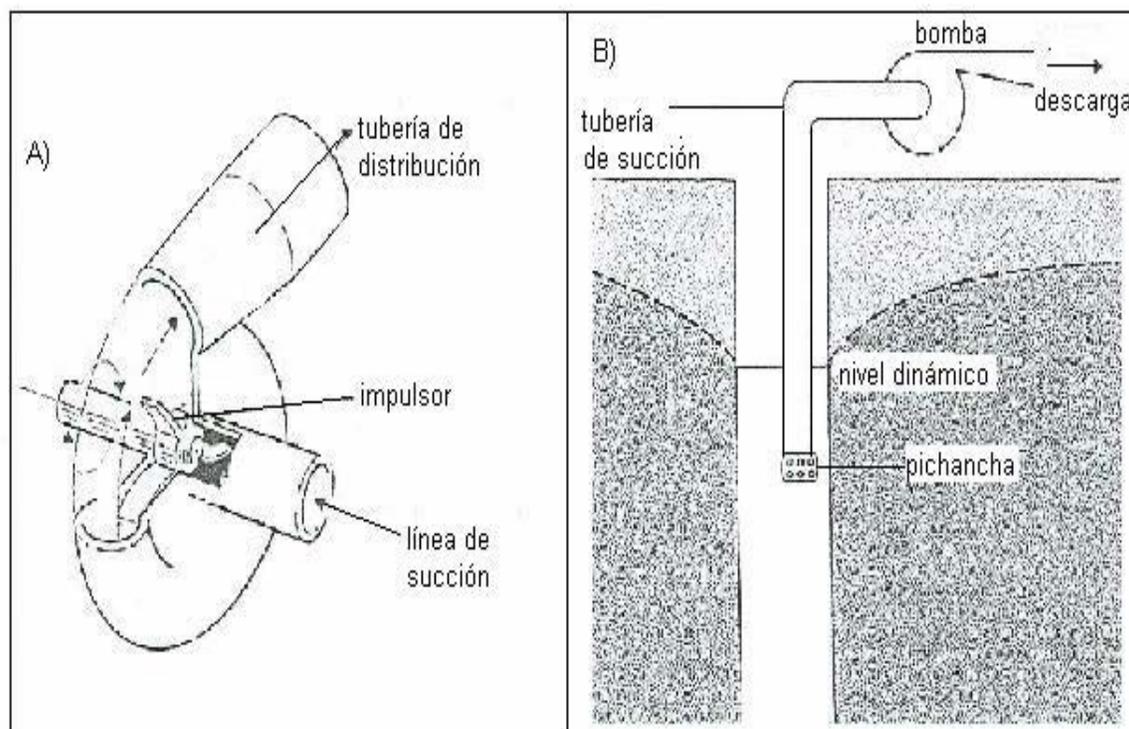
Cebado de una bomba. Es el proceso de introducir agua en una bomba con el propósito de desalojar el aire atrapado en ella y en su tubo de succión durante los periodos de reposo.

Bomba centrífuga. Es un mecanismo de bombeo con la capacidad de descargar agua en cantidades importantes contra cargas altas y bajas con una eficiencia adecuada.

En una bomba centrífuga, una rueda con impulsores gira y hace que el agua en la bomba se mueva alrededor y hacia fuera (Figura 2.12). Esto causa un aumento de la presión en la pared exterior de la bomba, y un decremento cerca del centro del

impulsor. El agua es conducida a través de la bomba, del centro hacia la salida, donde se desplaza por la tubería hacia el exterior.

Figura 2.12. Bomba centrífuga



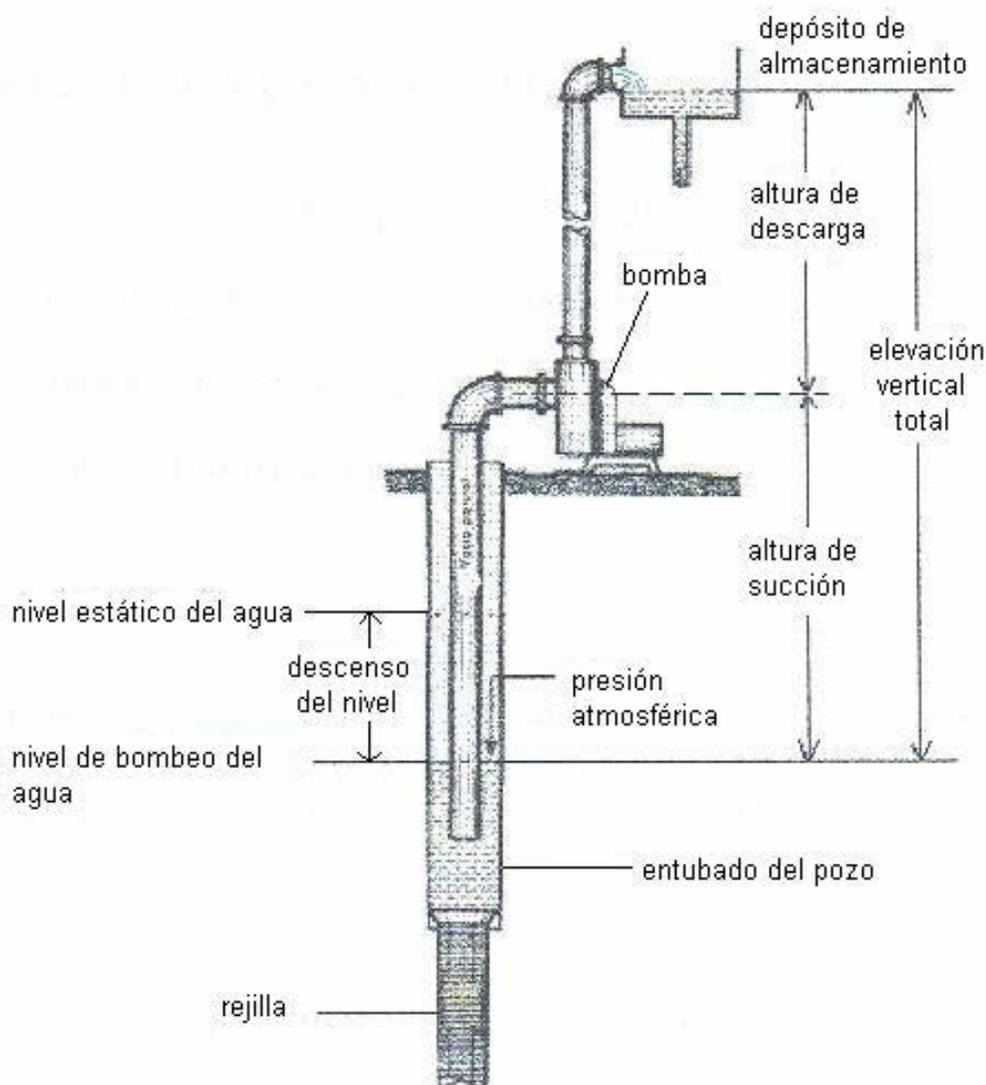
a) El principio de la bomba centrífuga. b) Una bomba centrífuga que se utiliza para extraer agua de una noria. Cuando se bombea agua de un pozo, la tubería de succión a menudo se fija a la parte superior del ademe del pozo. En ambos casos la distancia vertical entre el nivel dinámico y la bomba se limita a una distancia de aprox. 7 m.

FUENTE: PRICE, (2003)

Cavitación. Es el fenómeno que se presenta cuando se bombea agua bajo la condición de que siempre la presión en cualquier punto de la tubería de succión o en la bomba, llega a reducirse a un valor igual al de la presión de su vapor, lo que ocasiona la formación de burbujas de aire en el seno del líquido.

Cuando se desplazan hasta puntos de mayor presión en su recorrido por la bomba, estas burbujas estallan violentamente por la acción llamada implsión. La formación y estallido de estas burbujas, recibe el nombre de *cavitación*.⁽³⁰⁾

Figura 2.13. Principios de Bombeo de un Pozo



FUENTE: REXFORD D. S. y URLIC P. G. (1989). Manual de los Pozos Pequeños, Washington D. C., E.U.A., Edit. Limusa, 6ª reimpresión, 182 p.p.

Para lograr los aspectos antes mencionados se requiere elegir la bomba adecuada, misma que estará en función de la capacidad de producción del pozo y el caudal de demanda. ⁽¹⁹⁾

2.9.1. TIPOS DE BOMBAS

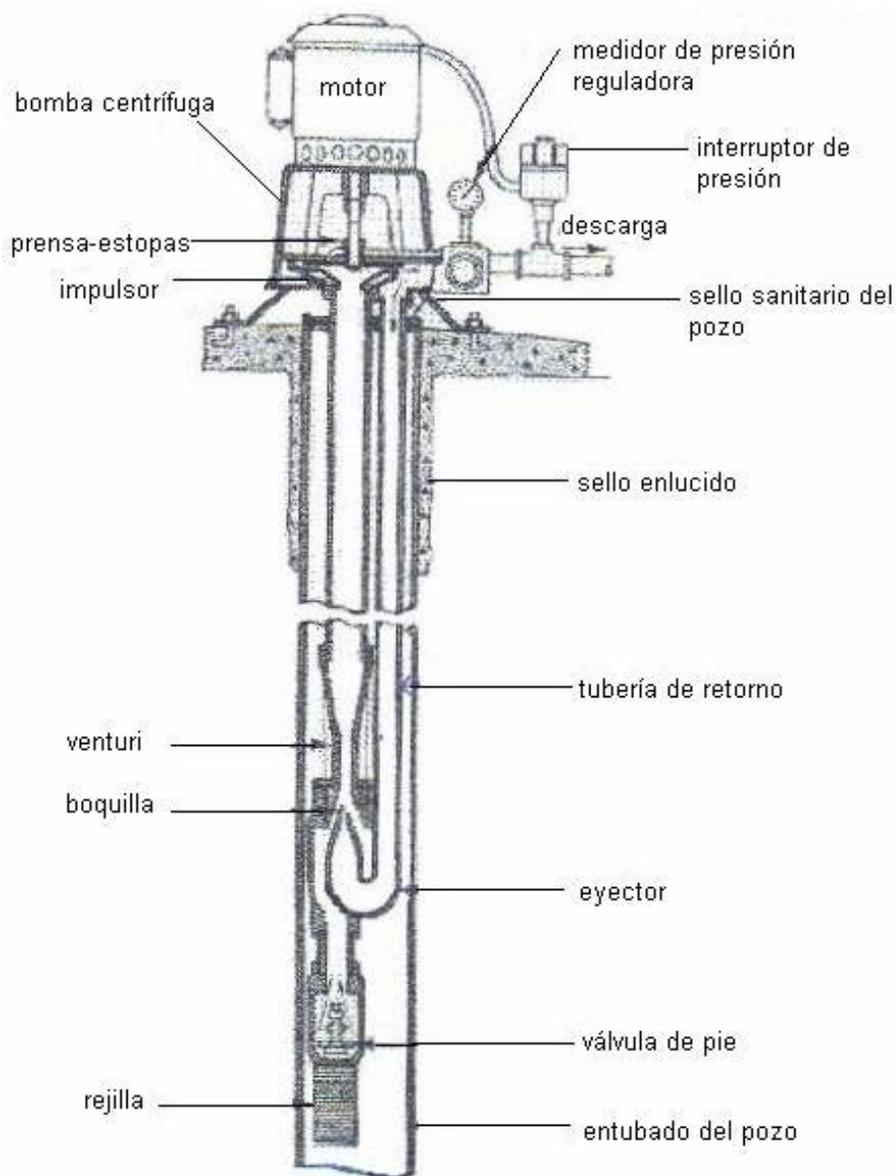
❖ *Bombas Eyectoras.*

Consisten en la combinación de un eyector y una bomba centrífuga, descargando a un tanque hidroneumático y con descarga dividida hacia el tanque y

hacia el pozo. Las partes giratorias se localizan en la superficie (motor e impulsor), en el pozo entran dos tuberías: ramal de descarga y tubo de succión. La bomba se ceba totalmente y se hace trabajar. Se alcanza el sistema de presión requerido para abrir la válvula de alivio instalada en la descarga, sale y se almacena en el tanque hidroneumático (Figura 2.14).⁽²³⁾

Esta bomba satisface demandas de flujo de 0.25 hasta 4 lts/s; su alcance es hasta 35 m de nivel de bombeo y presiones de descarga de 20 a 40 psig. Su empleo es común en granjas pequeñas, uso doméstico, riego de jardines, abrevaderos para ganado, entre otros.⁽³³⁾

Figura 2.14. Bomba Eyectora

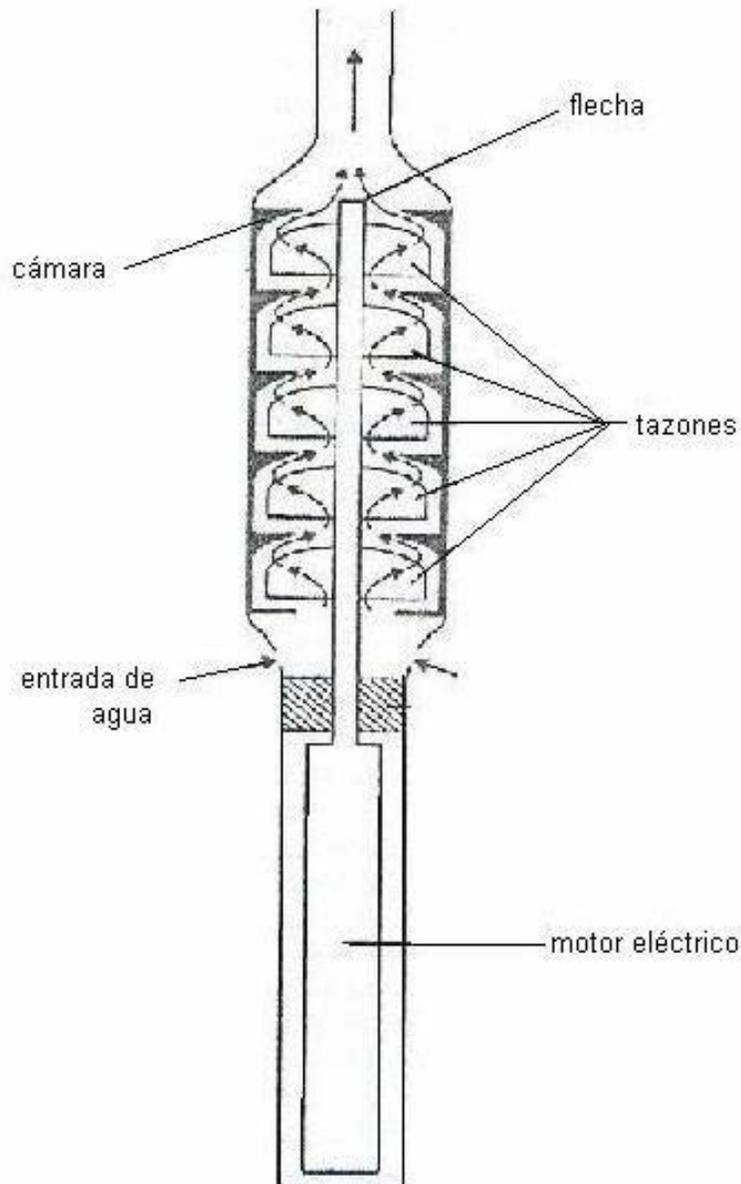


FUENTE: REXFORD, D. S. y URLIC, P. G. (1989)

❖ **Bombas Sumergibles.**

Están formadas por una bomba centrífuga ajustada a un motor que opera sumergido en el agua. Por la descarga la bomba se conecta a la tubería de columna que conducirá el agua hasta la superficie. La operación del equipo resulta silenciosa, cómoda para emplearse en granjas, poblados y otros lugares cercanos al pozo, también es indispensable para aquellas condiciones donde la verticalidad y el alineamiento del pozo se pierden (pozos chuecos), además se colocan hasta profundidades de 150 m (Figura 2.15).⁽³³⁾

Figura 2.15. Bomba Sumergible



FUENTE: PRICE, (2003)

❖ **Bombas tipo Turbina de Eje Vertical.**

Son bombas centrífugas que pueden estar lubricadas con agua o aceite. En caso de bombear agua potable se emplea lubricación con agua, excepto cuando se tenga arena en un pozo debido a que afecta algunos componentes que integran la bomba (tazones, estabilizadores y flechas de transmisión), en este caso se recomienda usar la lubricación con aceite. ⁽³³⁾

2.9.2. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA SELECCIONAR LA BOMBA

El elegir la bomba adecuada implica la consideración de varios factores, la siguiente lista presenta algunos de los más importantes.

- 1. Rendimiento del pozo,**
- 2. Tipo de energía disponible,**
- 3. Profundidad al nivel de bombeo y carga total,**
- 4. Precio de compra y costo de operación, y**
- 5. Disponibilidad de piezas de repuesto.**

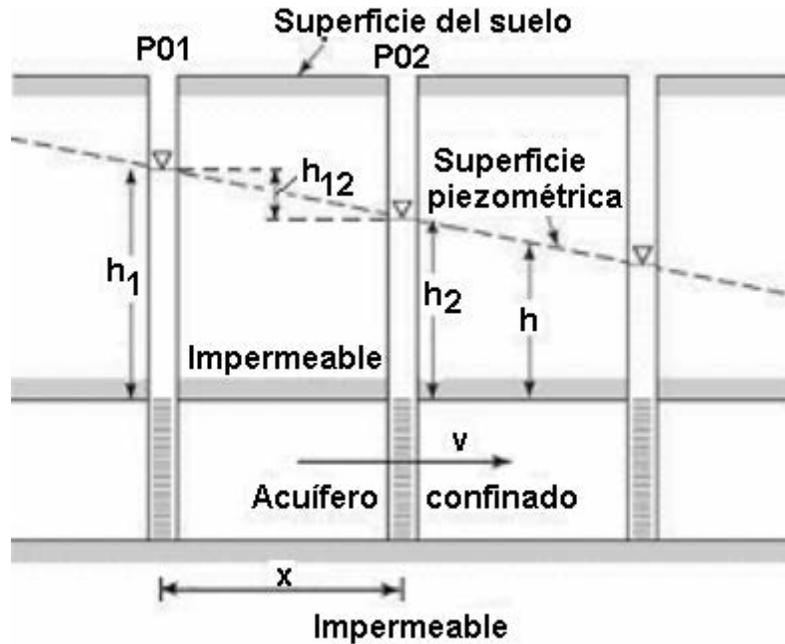
2.10. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.

A continuación se presentan algunos ejemplos de aplicación del movimiento del agua subterránea a situaciones particulares, y de la hidráulica de pozos; de utilidad como herramientas de apoyo para aplicar la técnica de la recarga artificial de acuíferos. Para un conocimiento más detallado de la teoría, se sugiere consultar las fuentes de referencia de la bibliografía de este trabajo o de libros de texto relacionados con la Geohidrología, Hidrogeología, Aguas Subterráneas o Acuíferos.

- **Ejemplo 2.10.1**

Con referencia a la Figura 2.16 si la distancia y la caída de la superficie piezométrica entre dos pozos de observación alineados en la dirección del movimiento del agua subterránea son 1,000 m y 3 m, respectivamente, encontrar una estimación del tiempo que toma para que una molécula de agua se mueva de un pozo al otro. Considerar flujo unidireccional estable en un acuífero confinado homogéneo de arena limosa con una conductividad hidráulica $K = 3.5$ m/día y una porosidad efectiva de 0.35.

Figura 2.16. Flujo unidireccional estable en un acuífero confinado de espesor uniforme



Solución

Primero se calcula la velocidad de descarga (de Darcy) o velocidad aparente, ya que esta no es la velocidad real del flujo del agua a través del medio poroso

$$v = -K \frac{h_{12}}{x} = -(3.5 \text{ m/día}) \frac{3 \text{ m}}{1000 \text{ m}} = 0.0105 \text{ m/día}$$

La velocidad de poro (filtración o intersticial) es calculada como sigue

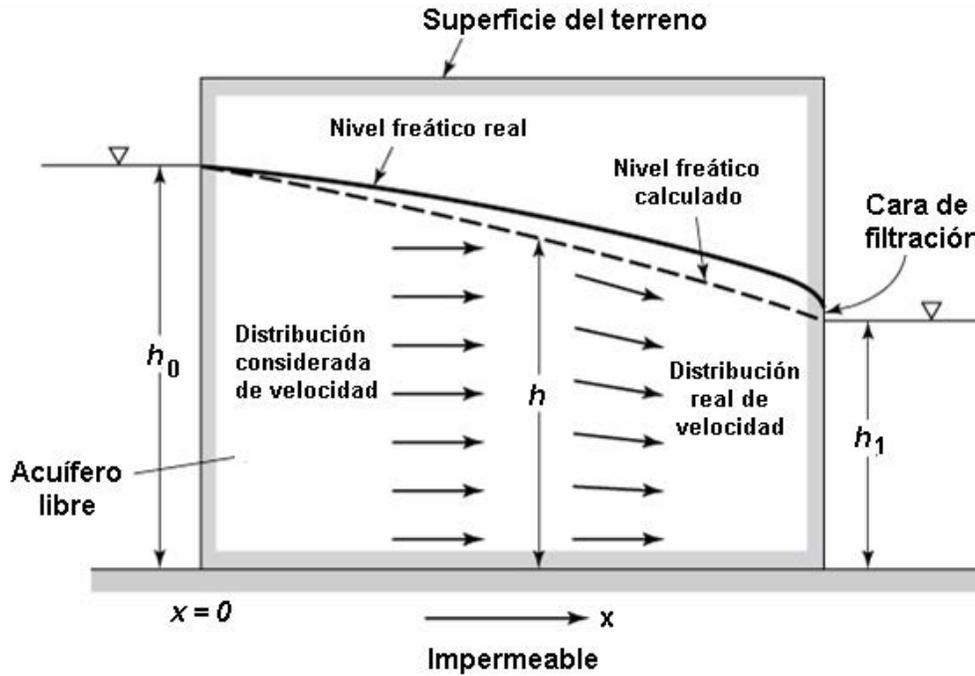
$$v_p = \frac{v}{n_e} = \frac{0.0105 \text{ m/día}}{0.35} = 0.03 \text{ m/día}$$

Entonces, tomará un tiempo de $(1000 \text{ m}) / (0.03 \text{ m/día} \times 365 \text{ días}) \approx 91.3 \text{ años}$, para que la molécula de agua se mueva de un pozo al otro.

• Ejemplo 2.10.2

Un estrato de arena y grava limpia entre dos canales (ver Figura 2.17) tiene una conductividad hidráulica $K = 10^{-1} \text{ cm/s}$, y es abastecida con agua de una zanja ($h_0 = 6.5 \text{ m}$ de profundidad) que penetra al fondo del estrato. Si la superficie del agua en el segundo canal es 4 m por arriba del fondo del estrato y distante de la zanja a $x = 150 \text{ m}$ (el cual es también el espesor del estrato) estimar el caudal que fluye hacia la galería.

Figura 2.17. Flujo estable en un acuífero libre entre dos cuerpos de agua con fronteras verticales.



Solución

El caudal de flujo es calculado con la ecuación de Dupuit por longitud unitaria de galería (o ancho unitario del estrato permeable de arena y grava limpia)

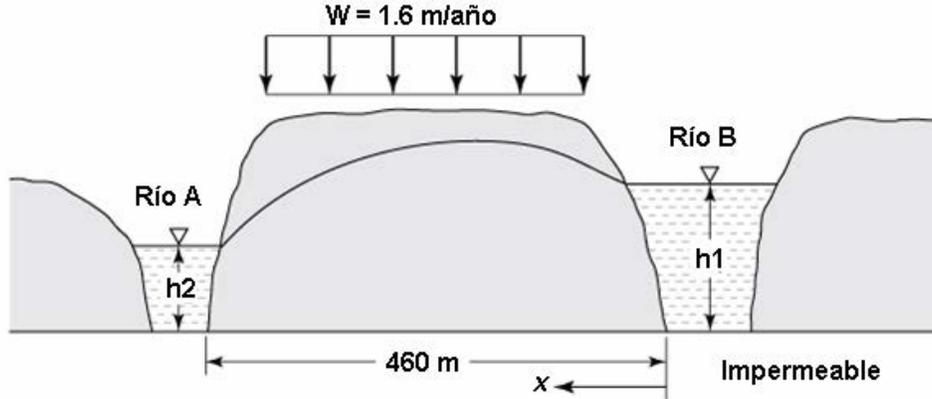
$$K = 10^{-1} \text{ cm/s} = 86.4 \text{ m/día}$$

$$q = \frac{K}{2x} (h_0^2 - h^2) = \frac{86.4 \text{ m / día}}{2 (150 \text{ m})} (6.5^2 - 4^2) \text{ m}^2 = 7.56 \text{ m}^3 / \text{día} / \text{m deg alería}$$

• **Ejemplo 2.10.3**

Un acuífero de arena y grava limpia es localizado entre dos ríos que penetran completamente en él (ver Figura 2.18) y tiene una conductividad hidráulica de $K = 10^{-2} \text{ cm/s}$. El acuífero esta sujeto a una recarga uniforme de 1.6 m/año . Las elevaciones en la superficie del agua de los ríos A y B son 8.5 m y 10 m , respectivamente, sobre el fondo. Estimar (a) la máxima elevación del nivel freático y la localización donde se divide el agua subterránea, (b) los tiempos de viaje desde la división del agua subterránea hacia ambos ríos ($n_e = 0.35$), y (c) la descarga diaria por kilómetro del acuífero hacia ambos ríos.

Figura 2.18. Esquema para el Ejemplo 2.10.3



Solución

- (a) La máxima elevación del nivel freático ocurre en la localización de la división del agua subterránea calculada usando la ecuación siguiente con $W = 1.6 \text{ m/año} = 0.0044 \text{ m/día}$ y $K = 10^{-2} \text{ cm/s} = 8.64 \text{ m/día}$:

$$d = \frac{L}{2} - \frac{K}{W} \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2L} = \frac{460 \text{ m}}{2} - \frac{8.64 \text{ m/día}}{0.004 \text{ m/día}} \frac{(10^2 - 8.5^2) \text{ m}^2}{2(460 \text{ m})} = 171 \text{ m desde el río B}$$

La máxima carga en la división es calculada con la ecuación siguiente

$$h_{\text{máx}} = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)d}{L} + \frac{W}{K}(L-d)d}$$

$$= \sqrt{10^2 - \frac{(10^2 - 8.5^2)171}{460} + \frac{0.0044}{8.64}(460-171)171} = 10.7 \text{ mts}$$

- (b) La velocidad media de poro es calculada usando la ley de Darcy con las consideraciones de Dupuit:

$$v_A = \left(\frac{K}{n_e}\right) \left(\frac{\Delta h}{\Delta x}\right) = \left(\frac{86.4 \text{ m/día}}{0.35}\right) \left(\frac{10.7 - 8.5}{460 - 171}\right) \frac{\text{m}}{\text{m}} = 0.190 \text{ m/día}$$

Así que, el tiempo de viaje desde la división del agua subterránea hacia el río A es

$$t_A = \frac{L_A}{v_A} = \frac{460 \text{ m} - 171 \text{ m}}{0.190 \text{ m/día}} = 1524 \text{ días} = 4.18 \text{ años}$$

Similarmente, el tiempo de viaje desde la división del agua subterránea hacia el río B se calcula como

$$v_B = \left(\frac{K}{n_e} \right) \left(\frac{\Delta h}{\Delta x} \right) = \left(\frac{86.4 \text{ m/día}}{0.35} \right) \left(\frac{10.7 - 10}{171} \right) \frac{m}{m} = 0.101 \text{ m/día}$$

$$t_B = \frac{L_B}{v_B} = \frac{171 \text{ m}}{0.101 \text{ m/día}} = 1692 \text{ días} = 4.64 \text{ años}$$

- (c) Las descargas diarias por kilómetro hacia cada río se calculan con las ecuaciones siguientes:

Para $x = 0$,

$$\begin{aligned} q_{x=0} &= \frac{K}{2L} (h_1^2 - h_2^2) - W \left(\frac{L}{2} - x \right) = \frac{86.4 \text{ m/día}}{2(460 \text{ m})} (10^2 - 8.5^2) m^2 - (0.0044 \text{ m/día}) \left(\frac{460}{2} - 0 \right) m \\ &= -0.751 \text{ m}^3 / \text{día} / \text{m} \text{ de río} \end{aligned}$$

El signo menos ocurre debido a que la dirección del flujo es opuesta al eje-x (ver Figura 2.16). Así que, $(0.751 \times 1000 \text{ m}) = 751 \text{ m}^3/\text{día}$ es la descarga diaria del acuífero por kilómetro hacia el río B.

Similarmente, para $x = 460 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} q_{x=L} &= \frac{K}{2L} (h_1^2 - h_2^2) - W \left(\frac{L}{2} - x \right) = \frac{86.4 \text{ m/día}}{2(460 \text{ m})} (10^2 - 8.5^2) m^2 - (0.0044 \text{ m/día}) \left(\frac{460}{2} - 460 \right) m \\ &= 1.27 \text{ m}^3 / \text{día} / \text{m} \text{ de río} \end{aligned}$$

La descarga diaria del acuífero por kilómetro hacia el río A es $(1.27 \times 1000 \text{ m}) = 1270 \text{ m}^3/\text{día}$.

• **Ejemplo 2.10.4**

Un pozo penetrando un acuífero confinado (Figura 2.19) es bombeado a un caudal uniforme de $2,500 \text{ m}^3/\text{día}$. Los abatimientos durante el período de bombeo son medidos en un pozo de observación distante 60 m ; las observaciones de t y s son listadas en la Tabla 2.2. Usando el método de Theis (1935) determinar la transmisividad (T) y el coeficiente de almacenamiento (S) para este acuífero confinado.

Tabla 2.2. Datos de Prueba de Bombeo

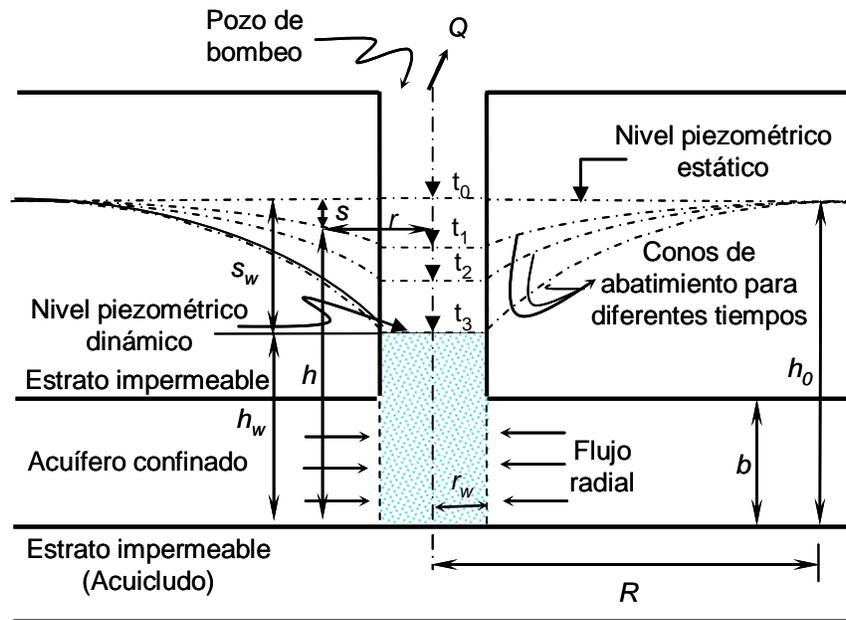
(r = 60 m)						
t, min	s, m	r²/t, m²/min		T, min	Δs, m	r²/t, m²/min
0	0	∞		18	0.67	200
1	0.20	3,600		24	0.72	150
1.5	0.27	2,400		30	0.76	120
2	0.30	1,800		40	0.81	90
2.5	0.34	1,440		50	0.85	72
3	0.37	1,200		60	0.90	60
4	0.41	900		80	0.93	45
5	0.45	720		100	0.96	36
6	0.48	600		120	1.00	30
8	0.53	450		150	1.04	24
10	0.57	360		180	1.07	20
12	0.60	300		210	1.10	17
14	0.63	257		240	1.12	15

Tabla 2.3. Valores de W(u) para valores de u.

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
X 1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
X 10⁻¹	1.820	1.220	0.910	0.7000	0.5600	0.45000	0.37000	0.310000	0.260000
X 10⁻²	4.040	3.350	2.960	2.6800	2.4700	2.30000	2.15000	2.030000	1.920000
X 10⁻³	6.330	5.640	5.230	4.9500	4.7300	4.54000	4.39000	4.260000	4.140000
X 10⁻⁴	8.630	7.940	7.530	7.2500	7.0200	6.84000	6.69000	6.550000	6.440000
X 10⁻⁵	10.940	10.240	9.840	9.5500	9.3300	9.14000	8.99000	8.860000	8.740000
X 10⁻⁶	13.240	12.550	12.140	11.850	11.630	11.45000	11.29000	11.160000	11.040000
X 10⁻⁷	15.540	14.850	14.440	14.150	13.930	13.75000	13.60000	13.460000	13.340000
X 10⁻⁸	17.840	17.150	16.740	16.460	16.230	16.05000	15.90000	15.760000	15.650000
X 10⁻⁹	20.150	19.450	19.050	18.760	18.540	18.35000	18.20000	18.070000	17.950000
X 10⁻¹⁰	22.450	21.760	21.350	21.060	20.840	20.66000	20.50000	20.370000	20.250000
X 10⁻¹¹	24.750	24.060	23.650	23.360	23.140	22.96000	22.81000	22.670000	22.550000
X 10⁻¹²	27.050	26.360	25.960	25.670	25.440	25.26000	25.11000	24.970000	24.860000
X 10⁻¹³	29.360	28.660	28.260	27.970	27.750	27.56000	27.41000	27.280000	27.160000
X 10⁻¹⁴	31.660	30.970	30.560	30.270	30.050	29.87000	29.71000	29.580000	29.460000
X 10⁻¹⁵	33.960	33.270	32.860	32.580	32.350	32.17000	32.02000	31.880000	31.760000

FUENTE: TODD & MAYS, (2005)

Figura 2.19. Pozo de bombeo en acuífero confinado. Datos utilizados para los Métodos de Theis y de Cooper-Jacob.



Solución:

Procedimiento:

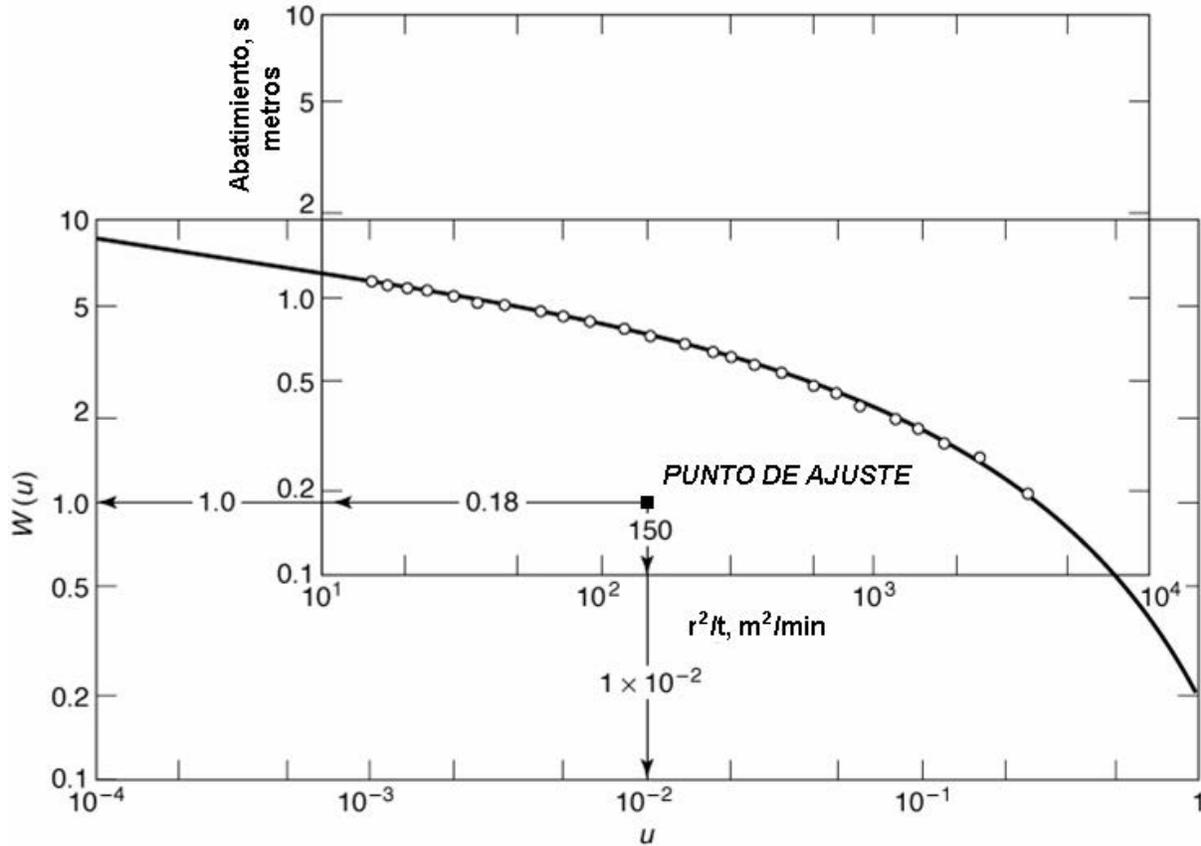
- Valores de r^2/t en m^2/min son calculados y aparecen en la columna derecha de la Tabla 2.2.
- Valores de s y r^2/t son graficados en hojas de papel logarítmico
- Valores de $W(u)$ y u de la Tabla 2.3 son graficados en otra hoja de papel logarítmico del mismo tamaño y escala., y una curva es trazada a través de los puntos.
- Las dos hojas son superpuestas con sus ejes coordenados paralelos hasta que los puntos de observación coincidan con la curva, como se muestra en la Figura 2.20. Un punto de ajuste es seleccionado con $W(u) = 1$ y $u = 1 \times 10^{-2}$, tal que $s = 0.18$ m y $r^2/t = 150$ $m^2/min = 216,000$ $m^2/día$. Por lo tanto, la transmisividad se calcula con la ecuación siguiente:

$$T = \frac{Q}{4 \pi s} W(u) = \frac{(2500)}{4 \pi (0.18)} (1.00) = 1,110 \text{ } m^2 / día$$

y el coeficiente de almacenamiento se calcula con

$$S = \frac{4 T u}{(r^2/t)} = \frac{4 (1110) (1 \times 10^{-2})}{216,000} = 0.000206$$

Figura 2.20. Método de Theis de superposición para la solución de la ecuación de no-equilibrio (transitoria)



• **Ejemplo 2.10.5**

Resolver el Ejemplo 2.10.4 usando el método de Cooper-Jacob (1946), también conocido como “*método modificado de Theis*”.

Solución

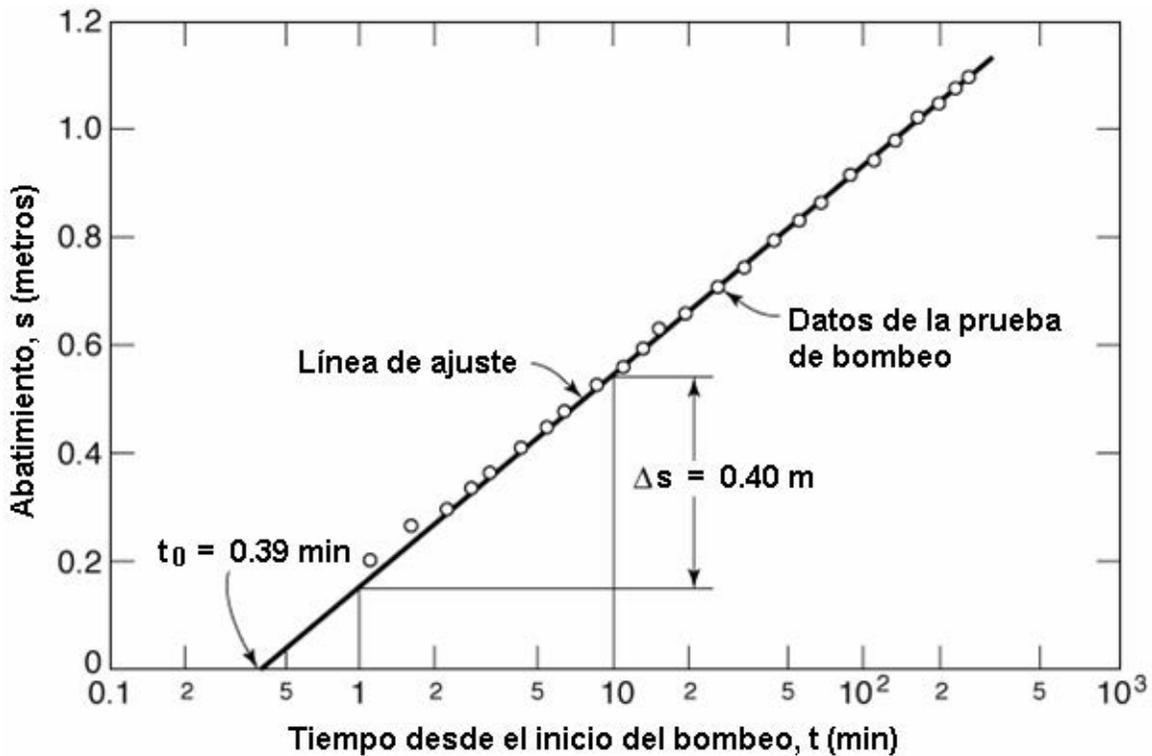
De los datos de prueba de bombeo de la Tabla 2.2, s y r son graficados en papel semilogarítmico, como se muestra en la Figura 2.21. Una línea recta es fijada a través de los puntos, y $\Delta s = 0.40$ m y $t_0 = 0.39$ min = 2.70×10^{-4} días son leídos. Por lo tanto, la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$T = \frac{2.30 Q}{4 \pi \Delta s} = \frac{2.30(2500)}{4 \pi (0.40)} = 1,144 \text{ m}^2 / \text{día}$$

y

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} = \frac{2.25 (1144) (2.70 \times 10^{-4})}{(60)^2} = 0.00019$$

Figura 2.21. Método de Cooper-Jacob para la solución de la ecuación de no-equilibrio (transitoria).



• **Ejemplo 2.10.6**

Un pozo bombeando $600 \text{ pies}^3/\text{min}$ penetra completamente un acuífero semiconfinado (Figura 2.22) ubicado por debajo de un estrato semiconfinante (acuitardo) de 14 pies de espesor. Usando los datos tabulados tiempo-abatimiento (Tabla 2.4) para un pozo de observación a 40 pies de distancia del pozo bombeado, estimar con el método de Hantush-Jacob (1955) la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento del acuífero semiconfinado, así como la permeabilidad del acuitardo. Considerar que la capa semiconfinante no libera agua de almacenamiento.

Figura 2.22. Pozo bombeando un acuífero semiconfinado.

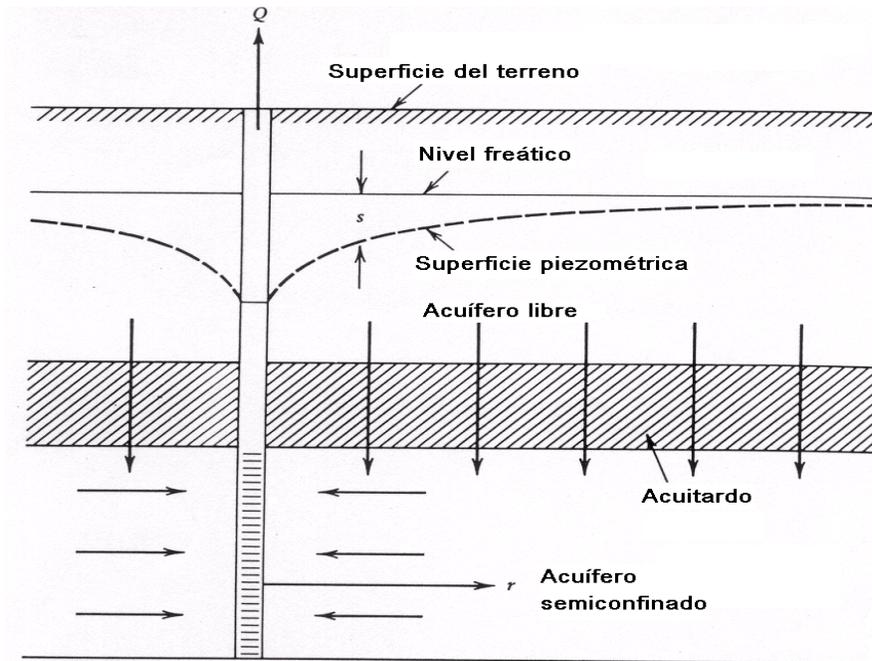


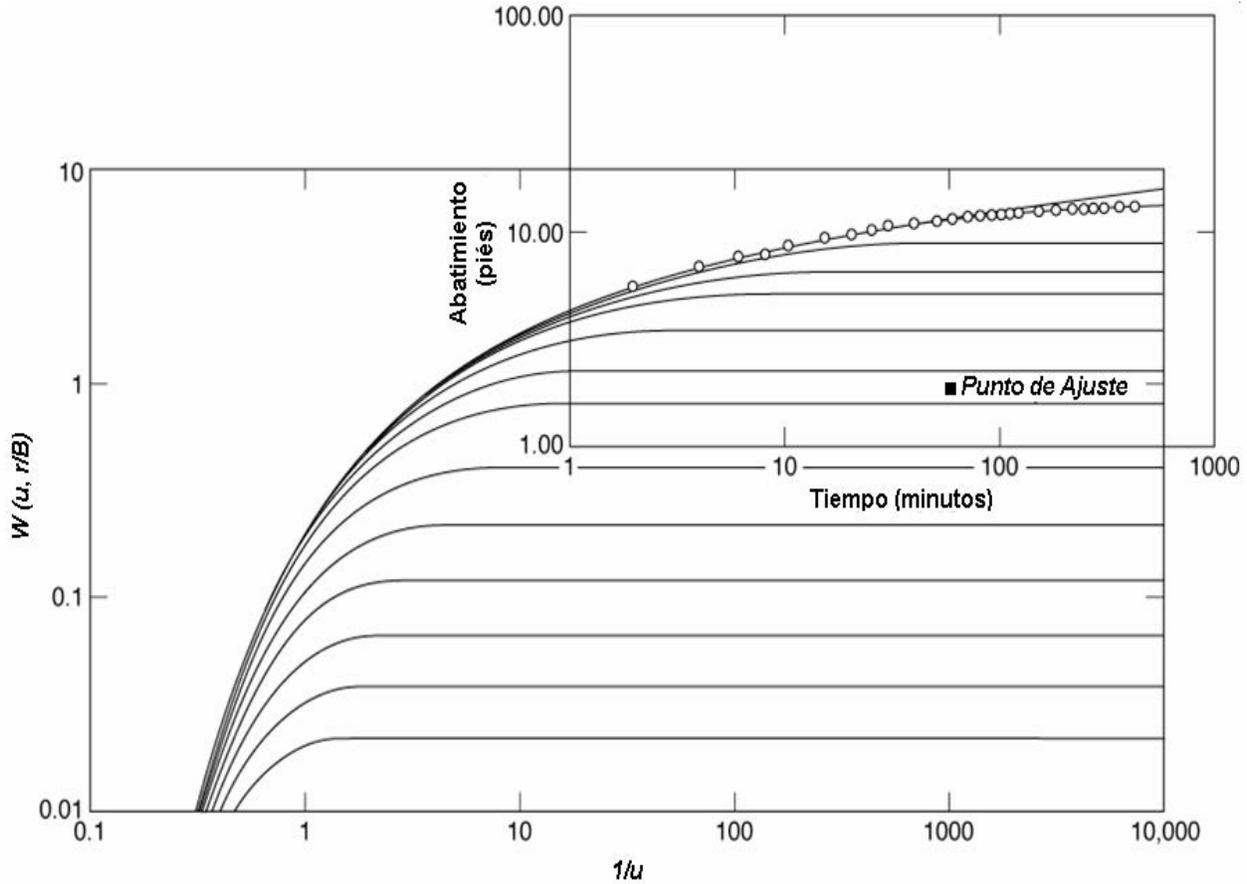
Tabla 2.4. Datos tiempo vs abatimiento ejemplo 2.10.6

t, min	s, m		t, min	s, m
0	0.00		80	12.02
2	5.65		90	12.26
4	6.96		100	12.33
6	7.72		110	12.37
8	8.00		120	12.41
10	8.71		150	12.69
15	9.47		180	12.85
20	9.99		210	13.09
25	10.35		240	13.13
30	10.70		270	13.25
40	11.14		300	13.33
50	11.46		360	13.37
60	11.62		420	13.41
70	11.86			

Solución

Los datos de campo tiempo-abatimiento fueron superpuestos sobre la familia de curvas tipo para acuíferos semiconfinados (Figura 2.23). La comparación muestra que el mejor ajuste ocurre para la curva tipo $r/B = 0.03$. Las coordenadas del punto de ajuste seleccionado son

Figura 2.23. Superposición de puntos de datos de campo en la curva tipo del acuífero semiconfinado del Ejemplo 2.10.6.



$$\frac{1}{u} = 1000 \quad W\left(u, \frac{r}{B}\right) = 1.0$$

$$t = 59 \text{ min} \quad s = 1.93 \text{ pies}$$

En seguida se hacen las conversiones de unidades para obtener la transmisividad en unidades de pies²/día y la conductividad hidráulica del acuitardo en unidades de pies/día para Q = 600 pies³/min = 864,000 pies³/día y t = 59 min = 0.041 días. La transmisividad y el coeficiente de almacenamiento del acuífero semiconfinado son calculados usando las ecuaciones siguientes:

$$T = \frac{Q}{4 \pi s} W\left(u, \frac{r}{B}\right) = \frac{(864,000 \text{ pies}^3 / \text{día})}{4 \pi (1.93 \text{ pies})} (1.0) = 35,625 \text{ _ pies}^2 / \text{día}$$

$$S = \frac{4 T t u}{r^2} = \frac{4 (35,624 \text{ pies}^2 / \text{día}) (0.041 \text{ días}) (0.001)}{(40 \text{ pies})^2} = 0.00365$$

La conductividad hidráulica del acuitardo es calculada con la ecuación siguiente

$$K' = \frac{T b' \left(\frac{r}{B}\right)^2}{r^2} = \frac{(35,624 \text{ pies}^2 / \text{día}) (14 \text{ pies}) (0.03)^2}{(40 \text{ pies})^2} = 0.28 \text{ - pies / día}$$

• **Ejemplo 2.10.7**

Un pozo bombeando 144.4 pies³/min penetra totalmente un acuífero libre con un espesor saturado de 25 pies. Determinar la transmisividad, el coeficiente de almacenamiento, el rendimiento específico, las conductividades hidráulicas horizontal y vertical usando los datos tabulados de tiempo-abatimiento en la Tabla 2.5 para un pozo de observación localizado a 73 pies de distancia.

Tabla 2.5. Datos de Tiempo-Abatimiento para el Ejemplo 2.10.7

t, min	s, pies						
0.165	0.12	1.68	0.82	10	1.02	200	1.52
0.25	0.195	1.85	0.84	12	1.03	250	1.59
0.34	0.255	2	0.86	15	1.04	300	1.65
0.42	0.33	2.15	0.87	18	1.05	350	1.7
0.5	0.39	2.35	0.9	20	1.06	400	1.75
0.58	0.43	2.5	0.91	25	1.08	500	1.85
0.66	0.49	2.65	0.92	30	1.13	600	1.95
0.75	0.53	2.8	0.93	35	1.15	700	2.01
0.83	0.57	3	0.94	40	1.17	800	2.09
0.92	0.61	3.5	0.95	50	1.19	900	2.15
1	0.64	4	0.97	60	1.22	1000	2.2
1.08	0.67	4.5	0.975	70	1.25	1200	2.27
1.16	0.7	5	0.98	80	1.28	1500	2.35
1.24	0.72	6	0.99	90	1.29	2000	2.49
1.33	0.74	7	1	100	1.31	2500	2.59
1.42	0.76	8	1.01	120	1.36	3000	2.66
1.5	0.78	9	1.015	150	1.45		

Solución

Los datos tiempo-abatimiento (Tabla 2.5) son graficados en la Figura 2.24, la cual muestra las tres fases típicas del abatimiento para acuíferos libres. Los datos de abatimiento vs. tiempo en la fase de tiempos cortos se fijan mejor sobre las curvas tipo

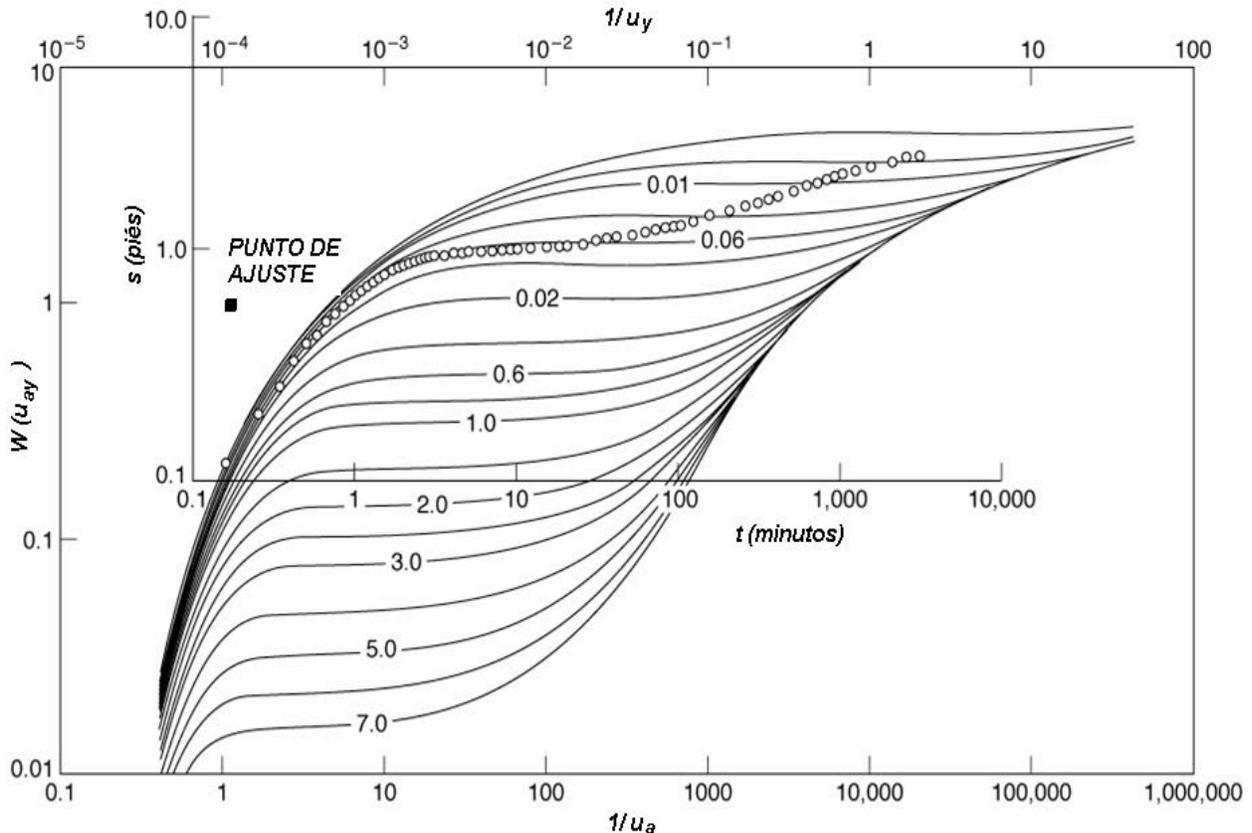
“a” para $\eta = 0.06$. El punto de ajuste seleccionado en la Fig. 4.5.4 tiene las siguientes coordenadas: ($t = 0.17$ min, $s = 0.57$ pies) y ($1/u_a = 1.0$, $W(u_a, \eta) = 1.0$). Usando la siguiente ecuación con un caudal de descarga $Q = 144.4$ pies³/min se encuentra la transmisividad:

$$T = \frac{Q}{4 \pi s} W(u_a, u_y, \eta) = \frac{(144.4 \text{ pies}^3 / \text{día})}{4 \pi (0.57 \text{ pies})} (1.0) = 20.16 \text{ _pies}^2 / \text{min} \cong 29,900 \text{ _pies}^2 / \text{día}$$

En seguida, el valor del coeficiente de almacenamiento se calcula usando la ecuación siguiente

$$S = \frac{4 T t u_a}{r^2} = \frac{4 (20.16 \text{ pies}^2 / \text{min}) (0.17 \text{ min}) (1.0)}{(73 \text{ pies})^2} = 0.00257$$

Figura 2.24. Curva de ajuste tipo “a” para el Ejemplo 2.10.7



Moviendo la curva de datos a la derecha sobre la curva tipo que mejor ajuste para la fase de tiempos largos (para $\eta = 0.06$) donde $s = 0.57$ pies (ver el punto de ajuste en la Figura 2.25) produce ($t = 13$ min, $s = 0.57$ pies) y ($1/u_y = 0.1$, $W(u_y, \eta) = 1$). Insertando los valores apropiados en la ecuación siguiente sin cambio de la transmisividad estimada, se obtiene el rendimiento específico:

$$S_y = \frac{4 T t u_y}{r^2} = \frac{4 (20.16 \text{ pies}^2 / \text{min})(13 \text{ min})(0.1)}{(73 \text{ pies})^2} = 0.02$$

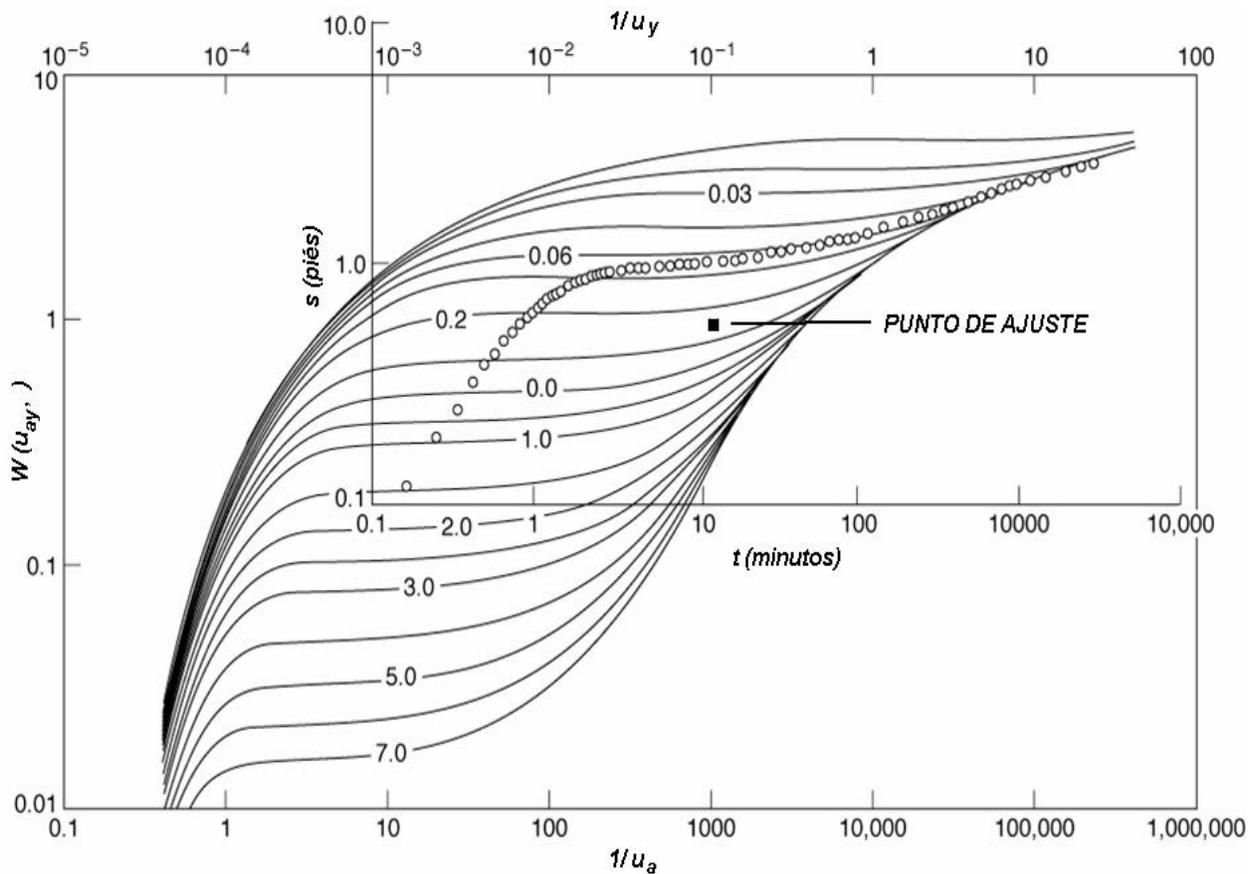
La conductividad hidráulica horizontal, K o K_h , se calcula usando

$$K_h = \frac{T}{b} = \frac{20.16 \text{ pies}^2 / \text{min}}{25 \text{ pies}} = 0.806 \text{ piés} / \text{min} = 1,160 \text{ piés} / \text{día}$$

y la conductividad hidráulica vertical, K_z o K_v , se calcula usando la ecuación siguiente:

$$K_v = \frac{\eta b^2 K_h}{r^2} = \frac{(0.06)(25 \text{ pies})^2 (1160 \text{ piés} / \text{día})}{(73 \text{ pies})^2} = 8.2 \text{ piés} / \text{día}$$

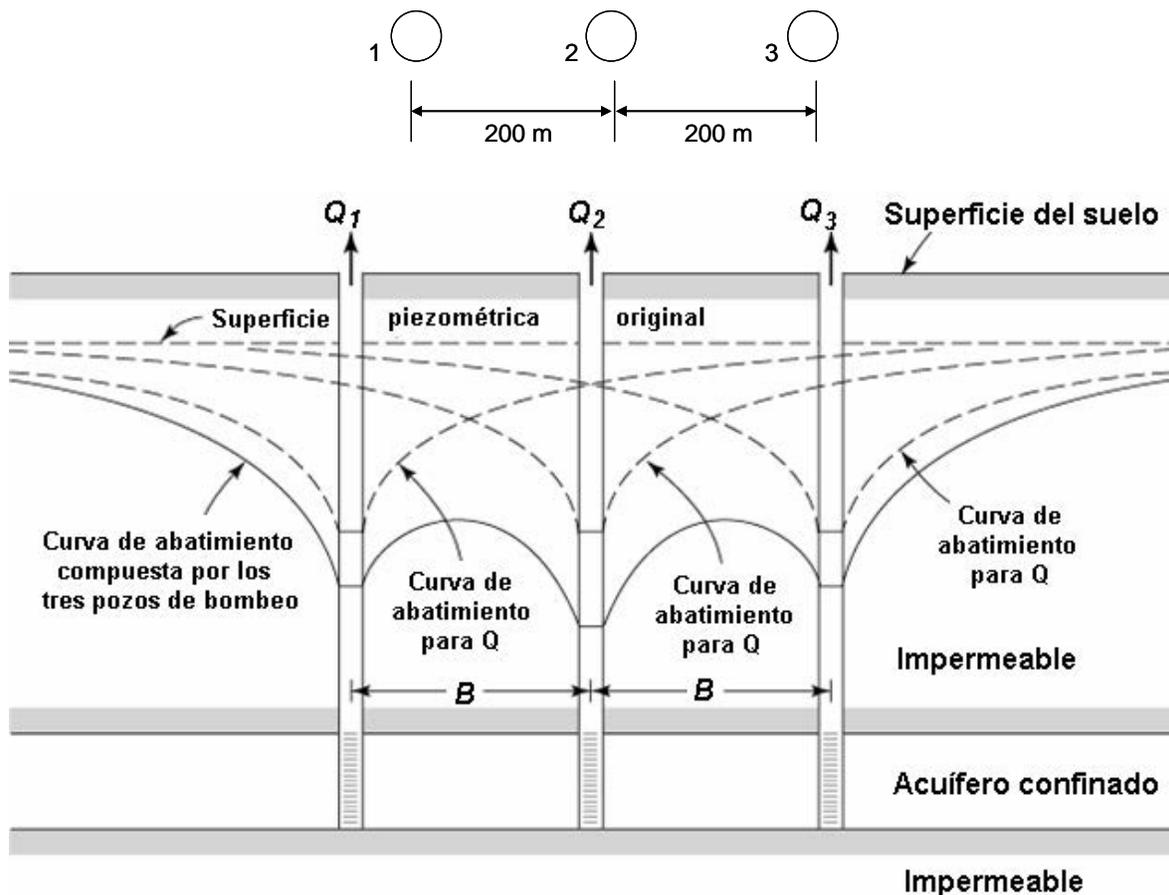
Figura 2.25. Curva de ajuste tipo “y” para el Ejemplo 2.10.7



• **Ejemplo 2.10.8**

Tres pozos de bombeo localizados a lo largo en una línea recta son espaciados a 200 m de distancia. ¿Cuál debería ser el caudal de bombeo en estado estable de cada pozo tal que el abatimiento cercano al estado estable en cada pozo no exceda de 2 m? La transmisividad del acuífero confinado, al cual todos los pozos penetran totalmente, es de $2,400 \text{ m}^2/\text{día}$ y todos los pozos son de 40 cm de diámetro. El espesor del acuífero es de 40 m y el radio de influencia de cada pozo es de 800 m.

Figura 2.26. Curvas de abatimiento individuales y compuestas para tres pozos en línea recta.



Solución

La siguiente información es dada para el establecimiento del problema: $s_1 \leq 2 \text{ m}$, $s_2 \leq 2 \text{ m}$, $s_3 \leq 2 \text{ m}$, $T = 2,400 \text{ m}^2/\text{día} = 27.8 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, $r_w = 0.2 \text{ m}$, $b = 40 \text{ m}$, $r_0 = 800 \text{ m}$, y $r = 200 \text{ m}$. Estableciendo Q como el caudal de bombeo de cada pozo y h_0 sea la carga antes de iniciado el bombeo. Para el pozo 1, $s_1 = s_{11} + s_{12} + s_{13}$ donde s_{ij} es el abatimiento en el pozo i debido al bombeo en el pozo j . Por lo tanto, para los otros pozos, $s_2 = s_{21} + s_{22} + s_{23}$ y $s_3 = s_{31} + s_{32} + s_{33}$. Por simetría, $s_1 = s_3$. Los abatimientos en los pozos 1 debido al bombeo en los pozos 1, 2 y 3 son respectivamente

$$s_{11} = \frac{Q \ln\left(\frac{r_0}{r_w}\right)}{2 \pi T} = \frac{Q \ln\left(\frac{800}{0.2}\right)}{2 \pi (27.8 \times 10^{-3})} = 47.48Q$$

$$s_{12} = \frac{Q \ln\left(\frac{r_0}{r_{12}}\right)}{2 \pi T} = \frac{Q \ln\left(\frac{800}{200}\right)}{2 \pi (27.8 \times 10^{-3})} = 7.94Q$$

$$s_{13} = \frac{Q \ln\left(\frac{r_0}{r_{13}}\right)}{2 \pi T} = \frac{Q \ln\left(\frac{800}{400}\right)}{2 \pi (27.8 \times 10^{-3})} = 3.97Q$$

Los abatimientos en los pozos 1 y 3 son idénticos tal que el abatimiento total en los pozos es $s_1 = s_3 = 47.48Q + 7.94Q + 3.97Q = 59.39Q$. Los abatimientos en el pozo de bombeo 2 debido al bombeo en los pozos 1, 2 y 3 son respectivamente

$$s_{21} = \frac{Q \ln\left(\frac{r_0}{r_{12}}\right)}{2 \pi T} = \frac{Q \ln\left(\frac{800}{200}\right)}{2 \pi (27.8 \times 10^{-3})} = 7.94Q$$

$$s_{22} = s_{11} = 47.48Q$$

$$s_{23} = s_{21} = 7.94Q$$

El abatimiento total en el pozo 2 es $s_2 = 7.94Q + 47.48Q + 7.94Q = 63.36Q$. La relación para $s_1 = 59.39Q$ y $s_2 = 63.36Q$ muestra que para el mismo caudal de descarga de todos los pozos, más abatimiento resulta en el pozo de en medio; por lo que, gobierna el abatimiento en este pozo. Así usando $s_2 \leq 2$ o $63.36Q \leq 2$, entonces el caudal de bombeo en estado estable de cada pozo deberá ser $Q \leq 3.16 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} = 113 \text{ m}^3/\text{hr}$.

Comentario al Ejemplo 2.10.8:

Este método de resolución de interferencia de conos de abatimiento debido a pozos de bombeo cercanos entre sí, se aplica para acuíferos considerados muy extensos (extensión ideal infinita). Sin embargo, pueden existir barreras hidráulicas que limiten al acuífero lateralmente (horizontal), como es el caso de fronteras físicas como “*fuentes de recarga de corrientes de agua superficiales*” y “*barreras impermeables*”, que para el análisis de la interferencia de pozos se deberá considerar a la fuente de recarga como equivalente a un “*pozo imagen de inyección*” y a la barrera impermeable como un “*pozo imagen de bombeo*”. Para mayor detalle consultar las referencias de la bibliografía del presente trabajo.

• **Ejemplo 2.10.9**

En un acuífero confinado con transmisividad de $500 \text{ m}^2/\text{d}$ y coeficiente de almacenamiento $S = 5 \times 10^{-4}$, se localizan tres pozos de bombeo de agua alineados, estando el pozo PB_2 en el centro y los pozos PB_1 y PB_3 ubicados a la izquierda y a la derecha, respectivamente, del pozo PB_2 . Las distancias entre los pozos son $L_{1-2} = 100 \text{ m}$ y $L_{2-3} = 85 \text{ m}$. Los gastos de bombeo (Q) y diámetros (d) de los pozos son $Q_1 = 50 \text{ lps}$, $Q_2 = 140 \text{ lps}$, $Q_3 = 90 \text{ lps}$, $d_1 = 8''$, $d_2 = 12''$ y $d_3 = 10''$.

Después de un tiempo de bombeo de 180 días, aplicando los métodos de Theis y Cooper-Jacob:

a) Determinar el abatimiento total en cada pozo debido a la interferencia de los demás pozos de bombeo: $s_1 = ?$ $s_2 = ?$ $s_3 = ?$

b) Trazar a escala la curva (cono) de abatimientos resultante de la interferencia de los pozos de bombeo.

Conociendo la transmisividad " T " y el coeficiente de almacenamiento " S " de un acuífero confinado, los gastos " Q " y diámetros " d " de cada pozo de bombeo y las distancias " r " entre los pozos, se pueden determinar los abatimientos " s " provocados por la interferencia entre los pozos para un tiempo de bombeo " t "; así mismo se podrá dibujar el cono de abatimientos resultante de la interferencia.

METODO DE SOLUCIÓN CON ECUACIÓN DE COOPER-JACOB:

$$T \text{ (m}^2/\text{d)} = 500 \qquad S = 5.00\text{E-}04$$

Tres Pozos de Bombeo alineados, estando el pozo PB_2 en el centro y los pozos PB_1 y PB_3 ubicados a la izquierda y a la derecha, respectivamente, del pozo PB_2 ; con diámetros y gastos:

$$\begin{array}{lll} Q_1 \text{ (lps)} = 50 & Q_2 \text{ (lps)} = 140 & Q_3 \text{ (lps)} = 90 \\ d_1 \text{ (pulg)} = 8 & d_2 \text{ (pulg)} = 12 & d_3 \text{ (pulg)} = 10 \end{array}$$

Distancia entre los pozos:

$$r_{12} \text{ (m)} = 100 \qquad r_{23} \text{ (m)} = 85$$

Tiempo de bombeo:

$$t \text{ (días)} = 180$$

SOLUCION:

Sustituyendo valores en la Ecuación de Cooper-Jacob:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \operatorname{Ln}\left(\frac{2.25 T t}{r^2 S}\right) \quad s = \frac{Q}{6283.185307} \operatorname{Ln}(4.05E+08 / r^2)$$

Abatimientos Totales (s_{B1} , s_{B2} , s_{B3}) en Pozos de Bombeo PB_1 , PB_2 , PB_3 .

Pozos	PB_{21}	PB_{31}	$PB_{21} + PB_{31}$	PB_{w1}	PB_1
Q (m ³ /d)	12096	7776	s_{i1}	4320	s_{B1}
r_{n1} (m)	100	185		0.1	
s_{n1} (m)	20.42	11.61	32.03	16.79	48.82

Pozos	PB_{12}	PB_{32}	$PB_{12} + PB_{32}$	PB_{w2}	PB_2
Q (m ³ /d)	4320	7776	s_{i2}	12096	s_{B2}
r_{n2} (m)	100	85		0.15	
s_{n2} (m)	7.29	13.53	20.83	45.46	66.29

Pozos	PB_{13}	PB_{23}	$PB_{13} + PB_{23}$	PB_{w3}	PB_3
Q (m ³ /d)	4320	12096	s_{i3}	7776	s_{B3}
r_{n3} (m)	185	85		0.125	
s_{n3} (m)	6.45	21.05	27.50	29.68	57.17

Abatimiento Total (s_{01}) provocado por los Tres Pozos de Bombeo a un Pozo de Observación P_{01}

Pozos	PB_{1-01}	PB_{2-01}	PB_{3-01}	P_{01}
Q (m ³ /d)	4320	12096	7776	s_{01}
r_{n-01} (m)	60	40	125	
s_{n-01} (m)	8.00	23.95	12.58	44.53

n = Pozos de Bombeo 1, 2 o 3.

r_{n1} , r_{n2} , r_{n3} = distancias entre pozos; radios de pozos.

s_{n1} , s_{n2} , s_{n3} = abatimientos provocados por pozos sobre un pozo específico y éste por sí mismo.

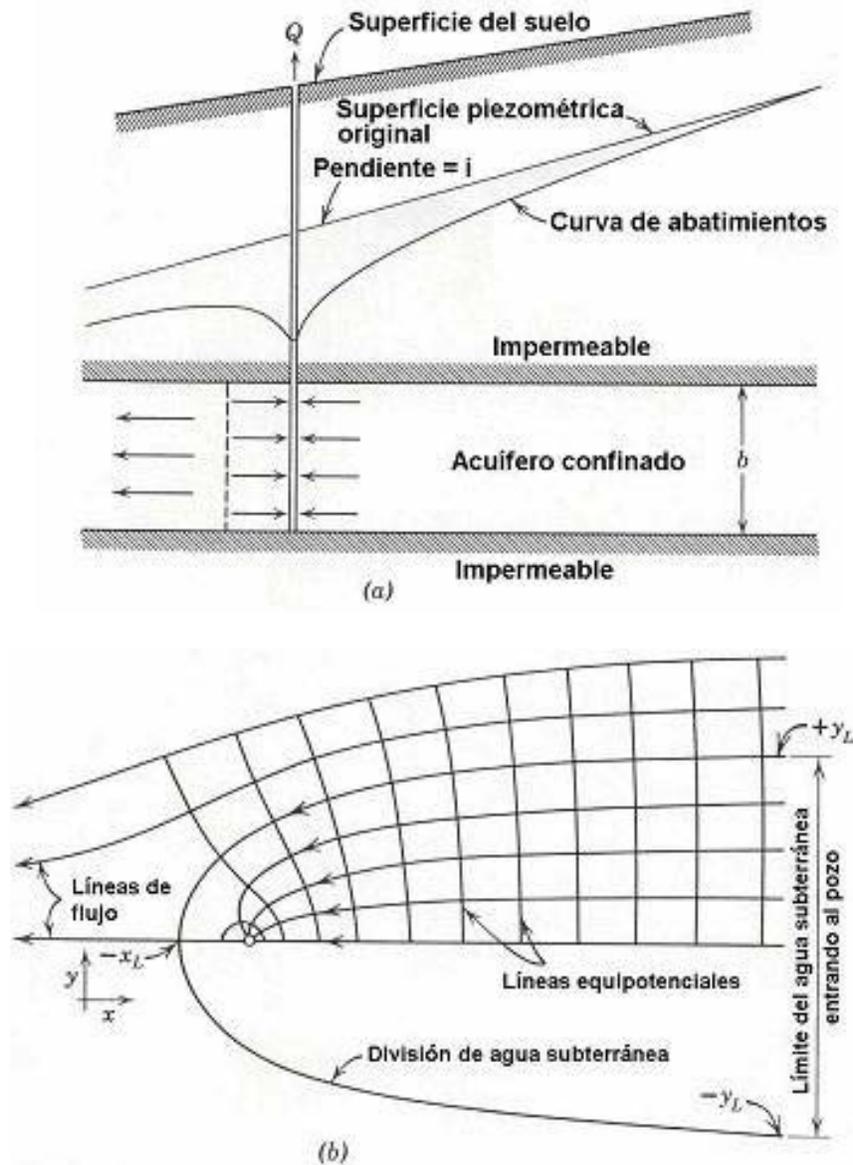
s_1 , s_2 , s_3 = abatimientos totales en los pozos 1, 2 y 3.

$s_1 = s_{i1} + s_{w1}$; $s_2 = s_{i2} + s_{w2}$; $s_3 = s_{i3} + s_{w3}$.

• Ejemplo 2.10.10

Un pozo productor (de extracción) de 0.5 m de radio bombea un caudal de 15 L/s de un acuífero confinado el cual es penetrado completamente su espesor de 35 m y su conductividad hidráulica es de 20 m/día. Si la distancia y la caída de carga piezométrica observada entre dos pozos de observación fueron de 1000 m y 3 m, respectivamente, antes de que el pozo de producción fuera instalado, determinar los límites longitudinal y transversal de la entrada del agua subterránea al pozo. (Figura 2.27).

Figura 2.27. Flujo hacia un pozo penetrando un acuífero confinado con superficie piezométrica inclinada. (a) Sección vertical. (b) Vista en planta.



Solución

Primero se determina la pendiente de la superficie piezométrica bajo condiciones naturales (es decir, antes de que el pozo de producción fuera instalado):

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta x} = \frac{3 \text{ m}}{1000 \text{ m}} = 0.003$$

Se considera que los pozos de observación fueron alineados en la dirección del flujo del agua subterránea. Entonces, usando las siguientes ecuaciones, se calculan los límites de entrada del agua subterránea al pozo de producción (extracción) sobre un plano horizontal (es decir, visto en planta) para $Q = 15 \text{ L/s} = 1296 \text{ m}^3/\text{día}$:

$$y_L = \pm \frac{Q}{2 K b i} = \pm \frac{1296 \text{ m}^3 / \text{día}}{2 (20 \text{ m}(/ \text{día})(35 \text{ m})(0.003))} = \pm 308 \text{ _mts}$$

$$x_L = - \frac{Q}{2 \pi K b i} = - \frac{1296 \text{ m}^3 / \text{día}}{2 \pi (20 \text{ m}(/ \text{día})(35 \text{ m})(0.003))} = -98.2 \text{ _mts}$$

Una respuesta práctica es que las fuentes contaminantes más allá de 98.2 m aguas-abajo del pozo o $\pm 308 \text{ m}$ en la dirección transversal no impactan el pozo.

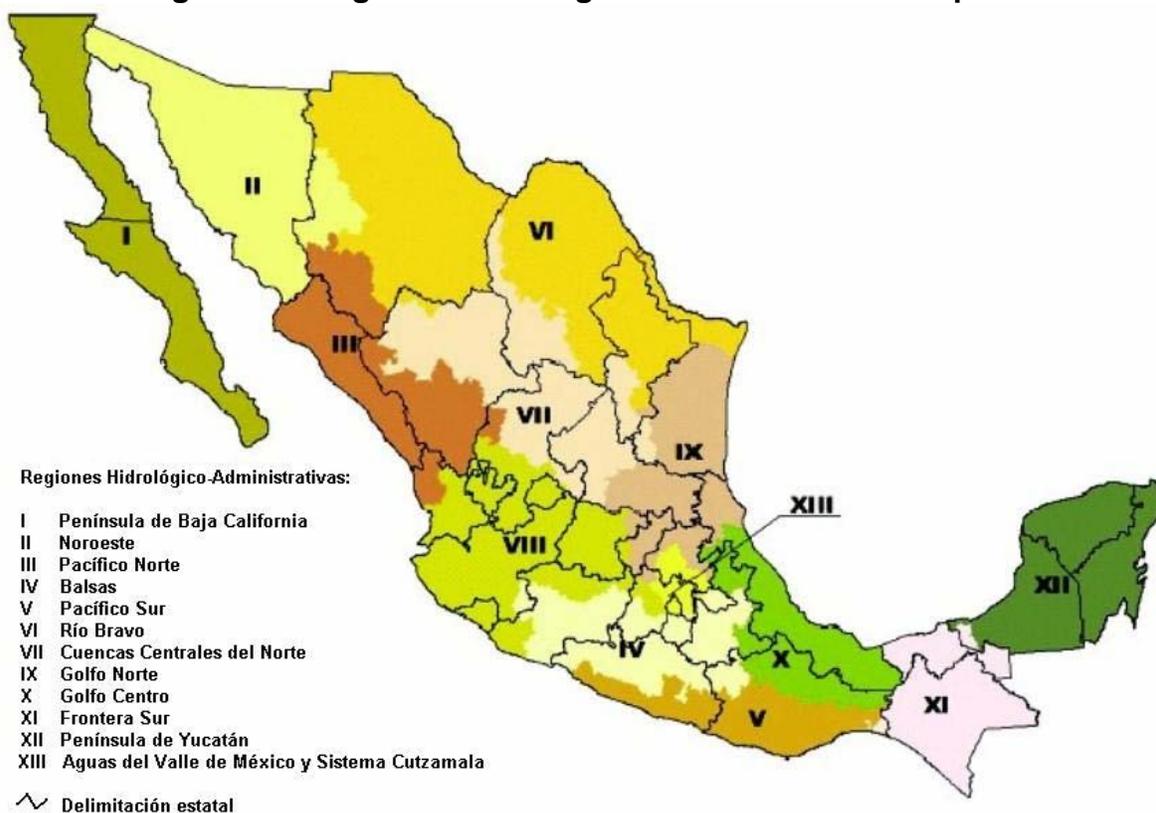
CAPÍTULO 3. SOBREEXPLOTACIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA

A diferencia de muchas otras materias primas, el agua no tiene sustituto en diversas aplicaciones. Tiene un papel vital en el desarrollo de las comunidades, ya que es indispensable que su abastecimiento sea seguro para que una comunidad se establezca permanentemente. Es por eso que es importante saber la cantidad de agua, tanto superficial como subterránea, con que se cuenta para el presente y para el futuro en la República Mexicana.

3.1. DISPONIBILIDAD DE AGUA EN MÉXICO

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), como Órgano desconcentrado del Gobierno Federal en México, es la encargada de administrar y conservar las aguas nacionales en el país. El manejo del agua en México se realiza tomando como base las 13 Regiones Hidrológico-Administrativas en que se dividió el país. Las regiones hidrológico-administrativas están formadas por la agrupación de regiones hidrológicas conservando municipios completos. Para el desempeño de sus funciones, la CONAGUA cuenta con una Gerencia Regional en cada una de dichas regiones (Figura 3.1).

Figura 3.1. Regiones Hidrológico-Administrativas del país

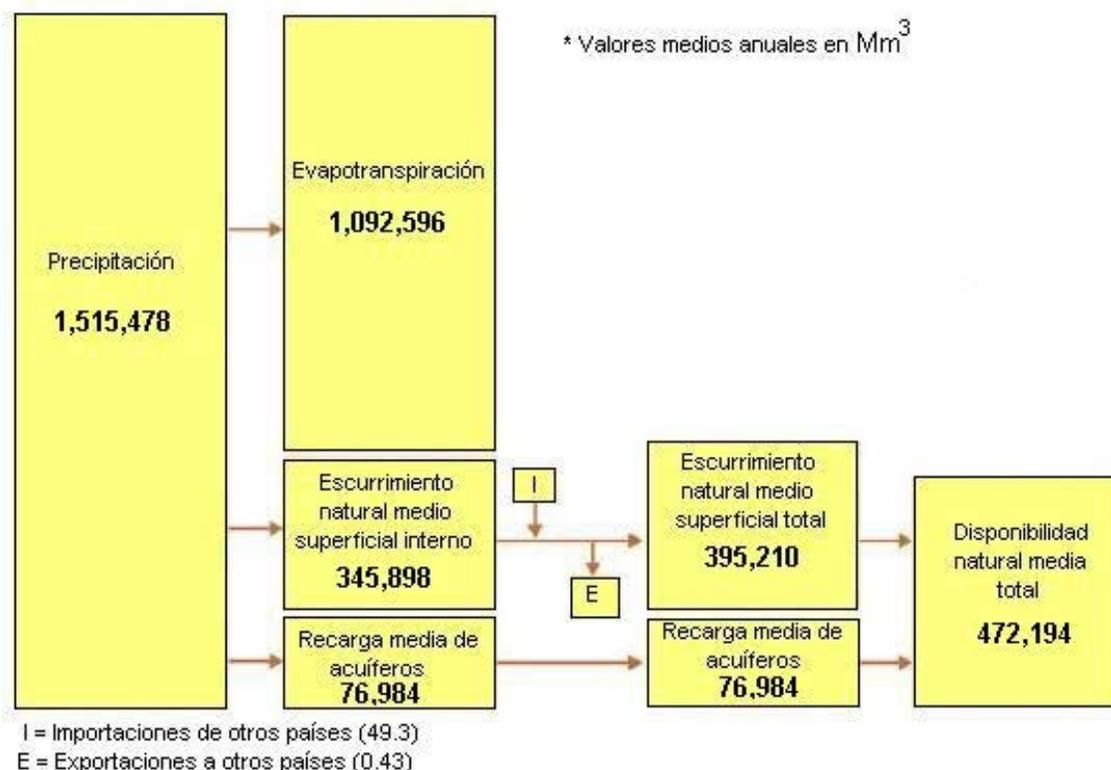


FUENTE: CONAGUA, Subdirección General Técnica, (2006)

❖ *Agua Superficial*

Poco más del 70% del agua que llueve en el país se evapotranspira y regresa a la atmósfera, el resto escurre por los ríos o arroyos o se infiltra al subsuelo y recarga los acuíferos. En la Figura 3.2 se muestran de manera simplificada los componentes del ciclo hidrológico. De esta forma, el balance general muestra que la disponibilidad media natural de México es de 475 km³ de agua en promedio al año; valor superior al de la mayoría de los países europeos, pero muy inferior si se compara con Estados Unidos (2,460 km³), Canadá (2,740 km³) o Brasil (5,418 km³).⁽³⁹⁾

Figura 3.2. Balance anual de agua en México



FUENTE: CONAGUA, Subdirección General Técnica, (2006)

Las importaciones de otros países se refieren al volumen de agua que es generado en los países con los que México comparte cuencas (Estados Unidos de América, Guatemala y Belice) y que escurre hacia México. Las exportaciones se refieren al volumen de agua que México debe entregar a Estados Unidos de América conforme al Tratado de Aguas de 1944.⁽³⁹⁾

Del total de agua disponible, aproximadamente el 84% (397 km³ en promedio) escurre superficialmente y el resto (78 km³) se incorpora a los acuíferos. El escurrimiento superficial también muestra variaciones importantes en el país. En la región de la frontera sur escurre cerca del 35% del total nacional, encauzado

básicamente en los ríos Grijalva y Usumacinta, mientras que en las penínsulas de Baja California y Yucatán el escurrimiento superficial es mínimo y no llega al 1%, aunque por diferentes causas: en Baja California por su escasa precipitación y en la Península de Yucatán por su poco relieve y sustrato permeable que no facilitan la formación de escurrimientos superficiales de importancia –no obstante, en la planicie yucateca sí se favorece la recarga de agua subterránea (Tabla 3.1).

Tabla 3.1. Disponibilidad de agua por Región Hidrológico Administrativa

Región Administrativa	Disponibilidad natural media total (Mm ³)	Disponibilidad natural media per cápita 2005 (m ³ /hab/año)	Escurrimiento natural medio superficial total (Mm ³)	Recarga media total de acuíferos (Mm ³)
I Península de Baja California	4 423	1 318	3 012	1 411
II Noroeste	8 213	3 294	5 459	2 754
III Pacífico Norte	25 075	6 409	22 395	2 680
IV Balsas	28 336	2 746	24 944	3 392
V Pacífico Sur	32 226	7 977	30 800	1 426
VI Río Bravo	12 477	1 212	7 212	5 265
VII Cuencas Centrales del Norte	6 846	1 712	4 729	2 117
VIII Lerma-Santiago-Pacífico	37 021	1 846	29 594	7 427
IX Golfo Norte	23 286	4 804	22 070	1 216
X Golfo Centro	102 551	10 932	98 930	3 621
XI Frontera Sur	158 160	25 008	139 739	18 421
XII Península de Yucatán	29 646	8 011	4 330	25 316
XIII Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala	3 934	192	1 996	1 938
TOTAL NACIONAL	472 194	4 573	395 210	76 984

FUENTE: CONAGUA. Subdirección General Técnica (2005)

En los ríos del país escurren aproximadamente 400 km³ de agua anualmente, incluyendo las importaciones de otros países y excluyendo las exportaciones. Aproximadamente el 87% de este escurrimiento se presenta en los 39 ríos principales del país y cuyas cuencas ocupan el 58% de la extensión territorial continental.

El 65% del escurrimiento superficial pertenece a siete ríos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá, cuya superficie representa el 22% de la del país. Los ríos Balsas y Santiago pertenecen a la vertiente del Pacífico y los otros cinco a la vertiente del Golfo de México. Por la superficie que abarcan destacan las cuencas de los ríos Bravo y Balsas. Por su longitud destacan los ríos Bravo y Grijalva-Usumacinta.

La capacidad de almacenamiento proporcionada por la infraestructura hidráulica del país es de 150 km³. De las 4,500 presas existentes, 840 están clasificadas como grandes presas de acuerdo con los criterios de la Comisión Internacional de Grandes Presas. La capacidad de almacenamiento conjunto

equivaldría al 37% del escurrimiento promedio anual del país; sin embargo, si bien las grandes presas podrían aportar agua en las temporadas desfavorables del año, su principal función está centrada en la generación de energía eléctrica y el control de avenidas (por ejemplo, La Angostura, El Malpaso e Infiernillo); en menor medida, y sobre todo en el norte del país, las presas se utilizan para proveer de agua a las actividades agrícolas. De hecho, sólo el 18% del volumen de almacenamiento del país se tiene en zonas ubicadas por arriba de la cota de los 500 msnm siendo que en éstas habita más del 75% de la población y se encuentran las mayores superficies de riego del país. ⁽³⁹⁾

❖ Agua Subterránea

La importancia del agua subterránea queda de manifiesto por la magnitud del volumen utilizado por los principales usuarios; el 36% (27,737 Mm³/año) del volumen total concesionado para usos fuera el cuerpo de agua es de origen subterránea. Para fines de administración del agua, el país se ha dividido en 653 acuíferos, cuyos nombres oficiales fueron publicados en el DOF el 5 de diciembre de 2001. ⁽³⁹⁾

Tabla 3.2. Acuíferos por Región Hidrológico Administrativa

Región Administrativa	Acuíferos				Recarga media (Mm ³)
	Total	Sobreexplotados	Con intrusión salina	Con salinización de suelos y aguas salobres	
I Península de Baja California	87	7	9	4	1 411
II Noroeste	63	18	5	0	2 754
III Pacífico Norte	24	1	0	0	2 680
IV Balsas	47	2	0	0	3 392
V Pacífico Sur	34	0	0	0	1 426
VI Río Bravo	100	16	0	4	5 566
VII Cuencas Centrales del Norte	68	24	0	8	2 118
VIII Lerma-Santiago-Pacífico	127	29	1	0	7 427
IX Golfo Norte	40	3	0	0	1 216
X Golfo Centro	22	0	2	0	3 621
XI Frontera Sur	23	0	0	0	18 421
XII Península de Yucatán	4	0	0	1	25 316
XIII Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala	14	4	0	0	1 938
TOTAL NACIONAL	653	104	17	17	76 984

FUENTE: CONAGUA. Gerencia de Aguas Subterráneas (2005)

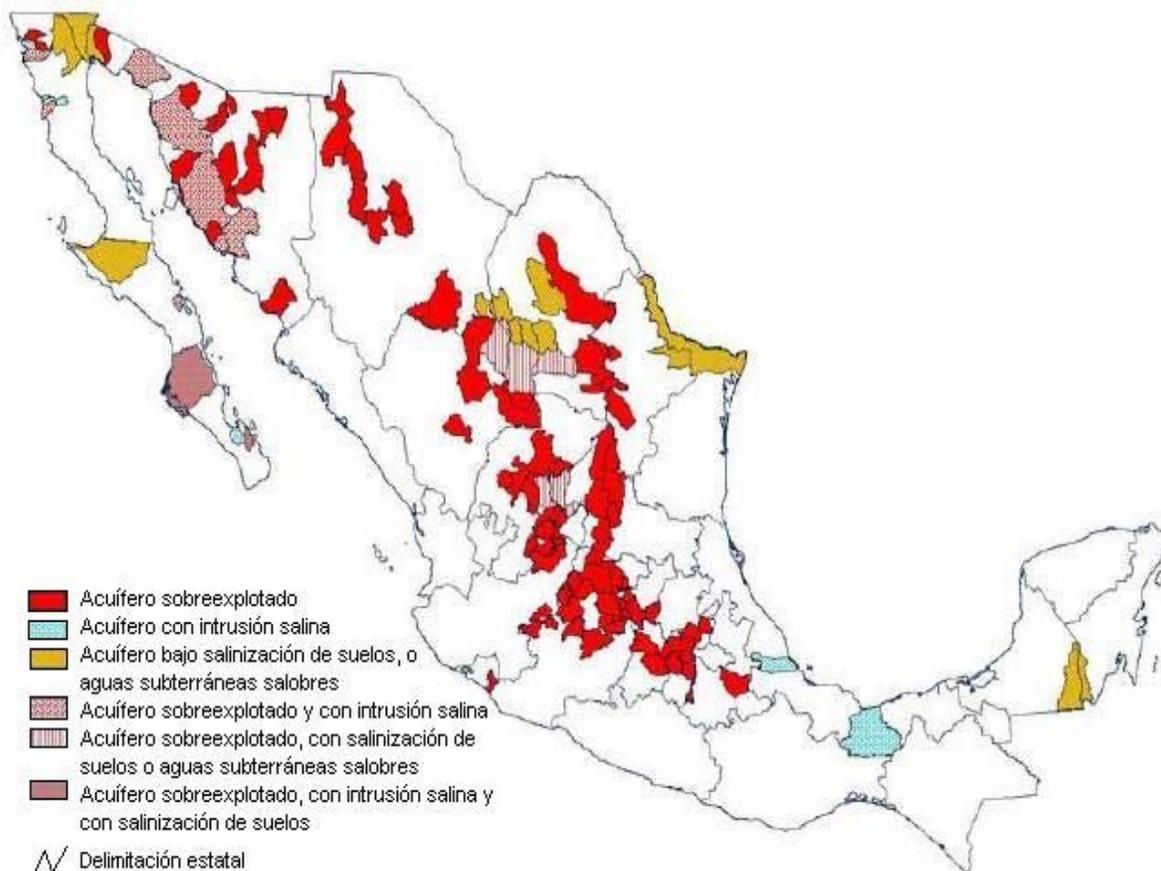
El problema de la sobreexplotación de los acuíferos es grave. En 1975 existían 35 acuíferos sobreexplotados, cifra que se elevó a 36 en 1981, 80 en 1985, 96

en el año 2000, y a 104 en 2004 lo cual representa ya el 14% del total de acuíferos registrados en el país.⁽³⁹⁾

Estos acuíferos sobreexplotados se concentran en las Regiones Administrativas de Baja California, Noroeste, Cuencas Centrales, Bravo y Lerma-Santiago-Pacífico (Figura 3.3) Además de la sobreexplotación, 17 acuíferos tienen problemas de intrusión salina (13 de ellos están sobreexplotados), sobre todo aquellos que se localizan en las costas de Baja California, Baja California Sur, Sonora, Veracruz y Colima.

En amplias zonas de riego la sobreexplotación de los acuíferos ha acarreado que los niveles de agua subterránea se hayan abatido decenas de metros, como es el caso de los acuíferos de Maneadero y Camalú en Baja California, que tienen registradas disminuciones del nivel estático de más de 12 metros en la zona cercana a la costa, lo que además ha favorecido la intrusión salina.⁽³⁹⁾

Figura 3.3. Acuíferos sobreexplotados, con intrusión salina y/o bajo el efecto de salinización de suelos al año de 2004



FUENTE: CONAGUA, Gerencia de Aguas Subterráneas (2005)

El uso racional del agua subterránea es indispensable, ya que cada vez un número mayor de regiones dependerá de sus reservas almacenadas en el subsuelo como la principal –y quizá única– fuente de líquido. Sin duda, los acuíferos se convertirán en un recurso patrimonial estratégico. De hecho, en la actualidad el 70% del agua que se suministra a las ciudades proviene de acuíferos y con ésta se abastece a 75 millones de personas (55 millones en ciudades y 20 millones en comunidades rurales).

3.2. CRISIS DEL AGUA EN MÉXICO

Hace unos 20 años se aceleró el cambio del escenario, tanto político como económico, en México. Estos cambios han mostrado que un gobierno paternalista carece de sentido. También se ha visto que el desarrollo sustentable del país requiere la participación de la sociedad. Sin embargo, en materia de agua en particular, no resulta modificar las formas tradicionales de administración que hasta ahora han sido de la casi exclusiva responsabilidad del Estado. Por otra parte, es muy cómodo para muchas comunidades y usuarios hacer responsable al gobierno del manejo del agua, ya que obtienen prebendas y canonjías tanto en años de escasez como de abundancia del recurso.

La participación de los diversos sectores de la sociedad en proyectos de generación de hidroelectricidad, distribución de agua potable, drenaje y tratamiento de aguas residuales, y otros, puede ayudar a resolver viejos problemas a través de un nuevo diseño institucional y, lo más importante, puede contribuir al aprovechamiento racional de los recursos hídricos del país, y por ende, a lograr un desarrollo sustentable.

Al considerar la importancia del agua en el bienestar social y económico de las distintas regiones y localidades de México, y dado el grado de demanda, de escasez y, en algunas zonas, de deterioro en que este recurso natural se encuentra, es prioritario realizar cambios institucionales y culturales -de viejas prácticas y usos- que conduzcan a un manejo sustentable del agua.⁽⁴²⁾

Es indispensable una gran apertura de los tres niveles de gobierno, federal, estatal, y municipal, así como de los usuarios y de la sociedad en general para proponer y aceptar nuevos esquemas de administración del agua. En especial, hay que hacer realidad la participación activa de todos los sectores en esta materia. Se tendrá que adecuar el marco legal para dar cabida a estas nuevas formas de participación.⁽³²⁾

Por otro lado, si al agua se la ve como un factor de desarrollo socioeconómico, es posible entonces asignarle el valor económico que tiene, el cual es variable en el tiempo y en el espacio. ¿Qué valor tiene el metro cúbico de agua de un acuífero en zona árida, con un volumen de renovación casi nulo, frente a un metro cúbico de agua del río más caudaloso del país, el Usumacinta? Esto permite ejemplificar que su uso debe orientarse a aquellas actividades productivas más rentables para el país en su conjunto y para las comunidades, en particular, tomando en cuenta su valor en el sitio. En general, el agua subterránea en la agricultura debería ser usada en cultivos de

carácter intensivo con altos rendimientos económicos, y no en cultivos de baja productividad ni mucho menos de supervivencia. Algo similar se puede decir del agua superficial, cuyo aprovechamiento requiere sistemas complejos de infraestructura hidráulica.

El valor económico del agua tiene al menos tres componentes generales. Uno es el costo que se paga para poder aprovecharla, esto es, la inversión, la operación y el mantenimiento de la infraestructura hidráulica y su aparato administrativo. El otro componente es el conjunto de las externalidades provocadas por su uso (y disposición final) en términos de afectaciones diversas, entre las que destacan la salud y el medio ambiente. El tercer componente es el valor que puede agregar su uso en actividades rentables de servicios, agrícolas o industriales, y a la pérdida consecuente por emplearla en otra poco rentables o no viables. El segundo y tercer componentes generales son poco tangibles, por ello se soslayan con frecuencia. En el corto plazo no representan un desembolso económico para nadie, pero tarde o temprano el país paga y con réditos muy altos por ello. Hay que agregar que el valor del agua es mayor conforme la disponibilidad del agua disminuye, y tiende a infinito cuando la fuente se agota. En otras palabras, no hay agua más cara que la que no se tiene.⁽³²⁾

También, es necesario revisar la hidrología y la geohidrología en la que se baso el diseño de los distritos y las unidades de riego y las obras correspondientes, a la luz de la información recabada en los años que han estado en operación. Muchos de los distritos y sus obras hidráulicas fueron diseñados con información muy escasa, mediciones de aforos de unos pocos años o con inferencias indirectas basadas en la precipitación pluvial, o una combinación de ambas. Por ello, en muchos casos, estadísticamente los volúmenes de agua captados por las presas no han alcanzado a cubrir la demanda de agua del total de la superficie de tierra de los distritos.

Un claro ejemplo de lo anterior se dio en el distrito de la costa de Hermosillo, donde se llegó a extraer del acuífero un volumen de agua superior a los 1,100 millones de m³ en 1963, superando casi tres veces el volumen de renovación anual, por lo cual tuvieron problemas de abatimiento acelerado de los niveles estáticos de los pozos y de contaminación de muchos por intrusión de agua salina, por lo que, en la práctica, los propios agricultores redujeron la superficie sembrada en casi el 50 por ciento.⁽³⁹⁾

Los mayores problemas de intrusión salina se presentan en 17 acuíferos costeros en los estados de Baja California Sur, Baja California, Sonora, Veracruz y Colima, afectando en mayor medida a los acuíferos denominados: La Paz y el Valle de Santo Domingo, en Baja California Sur; San Quintín, en Baja California; y Guaymas y Costa de Hermosillo, en Sonora.⁽³⁹⁾

En amplias zonas de riego los niveles del agua subterránea se han abatido decenas de metros, incrementando el costo de extracción puesto que se requieren motores más potentes y más consumidores de energía, lo que encarece la producción de muchos cultivos tradicionales. Por otro lado, el incremento en la demanda de agua de las ciudades es cada vez más difícil de satisfacer y está generando serios problemas de sobreexplotación. Estos se agravan en ocasiones por la ocurrencia de

asentamientos diferenciales y agrietamiento del terreno, que a su vez provocan daños en la infraestructura urbana.

El desarrollo a futuro de las regiones afectadas por la sobreexplotación de acuíferos es limitado y se agravará aún más de persistir la tendencia climática de los últimos años, caracterizada por condiciones extremas que incluyen sequías más severas, prolongadas y frecuentes, las cuales tendrán un impacto negativo sobre la disponibilidad de agua superficial y la recarga de los acuíferos.

En un número cada vez mayor de regiones la reserva almacenada en el subsuelo será la principal y en ocasiones única fuente de agua para los diversos usos, por lo que los acuíferos se convierten en un recurso patrimonial estratégico, que debe ser manejado y administrado en forma muy eficiente para asegurar el desarrollo del país.⁽³²⁾

3.3. SOBREEXPLOTACIÓN DE ACUÍFEROS

El fenómeno de la sobreexplotación del agua subterránea es un fenómeno que no es nuevo en México, se tienen antecedentes desde la década de 1940 de que en la Ciudad de México comenzaba a haber problemas de falta de agua en los pozos de extracción. Sin embargo, el problema comenzó a estudiarse con mayor interés de unas dos o tres décadas a la actualidad. El concepto de sobreexplotación, a pesar de no tener una definición estricta, es fácil de entender como el abuso o exceso en la utilización o explotación de determinado recurso, con el riesgo implícito de que dicho recurso puede desaparecer sino se implementan determinadas medidas para su conservación.

En el caso que nos atañe en este trabajo podemos decir que cuando los resultados de las ecuaciones de balance de una determinada cuenca o región hidrológica concluyen que la recarga natural calculada es menor que la extracción de los pozos, se dice que el acuífero se encuentra en crisis de explotación. Esto dio cabida a que se calificara dicho fenómeno como “*sobreexplotación de acuíferos*”.

El término “*sobreexplotación de agua subterránea*” se utiliza indiscriminadamente en México, al menos desde hace unos 25 años; sin embargo, es conveniente apuntar que desde el punto de vista técnico dicho fenómeno carece de una definición estricta. Además, la palabra “*sobreexplotación*” no está reconocida en los diccionarios de la lengua española, así como tampoco en la terminología especializada (nacional e internacional) en aguas subterráneas, menos aún en las leyes mexicanas establecidas para controlar aspectos relacionados con los recursos hídricos. No obstante lo anterior, en muchas acciones legales y técnicas se realizan esgrimiendo el nombre de la condición de sobreexplotación. Por ejemplo, muchas zonas de veda se han establecido en diferentes regiones del país donde se limita la extracción de agua subterránea, y han sido sustentadas con la aseveración de que el recurso subterráneo está “sobreexplotado”.

Se puede concluir que el término *sobreexplotación de agua subterránea* puede definirse como el déficit en la ecuación de balance de agua subterránea, que existe entre la recarga de agua subterránea y la extracción de la misma mediante pozos. Para ilustrar mejor esta definición se presenta el siguiente ejemplo.

3.3.1. EJEMPLO DE SOBREEXPLOTACIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA

Balance geohidrológico del sistema acuífero profundo del Valle de San Luis Potosí con datos de estudios realizados en los años 1972, 1977, 1984 y 1985.

El área del acuífero utilizada para el balance fue de 400 km² y el abatimiento medio anual del nivel del agua de 2.60 m. Las entradas subterráneas horizontales o laterales del acuífero profundo, se calcularon utilizando un plano piezométrico actualizado y considerando una transmisividad estimada de 13×10^6 m²/año. El coeficiente de almacenamiento es de 0.035. Las extracciones por bombeo consideradas fueron de 83×10^6 m³/año. La descarga total del acuífero se consideró que se presenta únicamente por bombeo.

Hacer un Balance de Aguas Subterráneas para determinar:

- a) La Recarga Vertical Anual en (m³/año), considerando que se presenta únicamente en la época de lluvia.
- b) La Recarga Total Anual y la Descarga Total Anual, en (m³/año)
- c) ¿Existe Sobreexplotación de agua del acuífero y cuál es su magnitud (m³/año)?

A = Área de la cuenca	Sh = Salidas flujo horizontal
S = Coeficiente de almacenamiento	Ds = Descargas superficiales
h = Variación del nivel del agua	DT = Descarga Total
Eh= Entradas flujo horizontal	Ev = Evaporación
B = Bombeo	RT = Recarga Total
Rv = Recarga vertical	V = Variación del volumen de agua en el acuífero
B = Extracciones por bombeo	<i>Explotación</i> = RT - DT

$$A = 400 \text{ km}^2 = 400 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$$S = 0.035$$

$$h = 2.6 \text{ m/año}$$

$$V = A h S = 36.4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{o también } Eh + Rv - Sh - Ds - Ev - B = \pm V$$

SOLUCIÓN

Concepto	Cantidad
Eh (m ³ /año)	13 X 10 ⁶
Sh (m ³ /año)	0.00
Ds (m ³ /año)	0.00
Ev (m ³ /año)	0.00
B (m ³ /año)	83 X 10 ⁶

a) Resolviendo “Rv”:

$$Rv = Sh + Ds + Ev + B - V - Eh \quad Rv = 33.6 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$$

b) Resolviendo la Recarga Total Anual RT:

$$RT = Eh + Rv \quad RT = 46.6 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$$

Resolviendo la Descarga Total Anual DT:

$$DT = Sh + Ds + Ev + B \quad DT = 83 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$$

c) Balance de Agua Subterránea:

$$RT + DT = - 36.4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$$

CONCLUSIÓN:

El balance de agua subterránea resultó negativo y significa que hay pérdida de agua del almacenamiento subterráneo. En pocas palabras, **existe “sobreexplotación” del acuífero en una magnitud de 36.4 millones de m³ por año.**

3.4. CONSECUENCIAS DE LA SOBREEXPLOTACIÓN DE ACUÍFEROS

El exceso en la extracción de agua subterránea mediante pozos trae consigo problemas o consecuencias, éstos se pueden observar a mediano y largo plazo, es decir, algún tiempo después de que dio inicio la extracción de agua. Los más importantes son:

- a) Abatimiento del nivel freático
- b) Reducción del caudal de extracción

- c) Hundimientos diferenciales producto de la subsidencia o consolidación por drenado del acuífero (Figura 3.4)
- d) Pérdida irreversible de la capacidad de almacenamiento del acuífero
- e) Generación de grietas que afectan viviendas y vialidades
- f) Afectación en los cauces de los ríos, que por pérdida de pendiente han reducido su capacidad hidráulica y originado remansos durante las avenidas extraordinarias.

Figura 3.4. Afectaciones de los hundimientos diferenciales sobre una vivienda



FUENTE: www.contagua.com

Finalmente cabe mencionar que en la mayoría de los casos citados anteriormente, mientras más severo sea el problema de sobreexplotación más complicada será la solución y tomará más tiempo que surta el efecto deseado; y en algunos casos los efectos de la sobreexplotación son irreversibles.

3.5. CONTAMINACIÓN Y ALTERACIÓN DE LA CALIDAD NATURAL DEL AGUA

Hemos visto que el agua está en constante movimiento (ciclo hidrológico), asimismo, sabemos que la reserva de éste líquido vital es la misma desde que se originó el planeta. Por estas razones se considera que la cantidad de agua es un recurso inagotable. Sin embargo, la contaminación ha deteriorado la calidad del agua, lo que disminuye su disponibilidad para los seres vivos e impide que sea aprovechable.⁽³⁷⁾

La *contaminación* es la acumulación de sustancias como gases, radiaciones y materiales orgánicos e inorgánicos, en el ambiente que alteran su calidad. El deterioro en el ambiente causa daños a la salud humana, pero también tiene efectos nocivos en las especies silvestres que habitan los ecosistemas naturales; por tal razón, cuando existe contaminación el recurso deja de ser útil. Los agentes que producen la contaminación son los *contaminantes*, entre los que podemos citar el calor, los desechos sólidos, las sustancias químicas y el exceso de microorganismos patógenos.⁽³⁸⁾

La cada vez mayor dependencia en el abastecimiento de agua potable de los recursos hídricos subterráneos pone de relevancia la importancia que adquiere el conocer si la calidad del agua subterránea esta siendo alterada. Esto puede repercutir a mediano y largo plazo en la salud de la población abastecida. Más del 60% del abastecimiento nacional depende de sistemas acuíferos. Existen zonas en donde la única fuente la constituyen los acuíferos locales. Los problemas asociados a la calidad del agua están rebasando en algunas regiones a los de cantidad. En ambos casos se requiere de parametrizar los sistemas acuíferos.⁽⁴¹⁾

Por contaminación, en Hidrogeología, se entiende la alteración de la calidad natural del agua subterránea, física, química o biológica, ya sea como consecuencia directa o indirecta de la actividad del hombre o por razones naturales. Esto provoca que el agua pueda ser impropia para los usos a los que se destinaba antes de la contaminación, pero no necesariamente para otros en donde la normativa de calidad lo permita, por ejemplo riego con aguas "grises".⁽²⁾

La definición anterior implica el conocimiento de la *calidad natural* del agua. La cual variara no nada mas geográficamente sino incluso temporalmente. Para conocerla hay que determinar las concentraciones normales, *valores de fondo*, de los principales constituyentes del agua. Para obtener valores de fondo es necesario contar con información de por lo menos 5 años en por lo menos tres pozos diferentes ubicados en la misma formación acuífera y aguas arriba de cualquier fuente que pudiera aportar el elemento analizado. Los datos se promedian y se obtiene el valor de fondo más

representativo para esa zona. En caso de compuestos de origen antropogénico, como por ejemplo el clorobenceno, los valores de fondo son cero.

Se ha tratado de restringir el término contaminación a la normatividad vigente para agua para consumo humano. Lo cual en el caso de México y de otros países latinoamericanos, deja fuera una gran cantidad de compuestos orgánicos.

El caso de los metales es ilustrativo al respecto. En una zona pueden tenerse valores de, por ejemplo, 0.02 mg/L de arsénico, los cuales pueden corresponder a los valores de fondo naturales en dicha área. Si las concentraciones se incrementan a 0.04 mg/L, desde el punto de vista normativo nacional (NOM 0.045 mg/L para 2003), el agua no esta contaminada. Sin embargo si lo esta, si tomamos en cuenta la norma americana, 0.01 mg/L. Pero si analizamos el proceso del incremento a los contenidos de As, la calidad natural del agua esta siendo afectada por alguna fuente, esto es se contaminó. Si los valores de fondo fuesen 0.040 mg/L de As en algún país en donde la normativa fuese de 0.025 mg/L el agua no es apta para consumo humana, pero estrictamente no esta contaminada ya que esas serian las concentraciones "normales" de As. Esta agua sufrió un proceso de alteración de la calidad del agua con respecto a un uso específico, consumo humano.⁽³⁰⁾

Es por este tipo de situaciones que actualmente cuando se trata de definir procesos de contaminación se hace referencia a los valores de fondo del elemento en cuestión. Si las concentraciones rebasan sistemáticamente las anteriores concentraciones "normales", el agua esta siendo contaminada. Cuando se trata de compuestos orgánicos, hidrocarburos, agroquímicos y/o productos de transformación, sus valores "normales" en el agua son cero, por lo tanto cualquier cantidad detectada significaría que el acuífero esta contaminado, aunque no se rebasen los valores de referencia (normas, criterios ecológicos).

3.5.1. FUENTES DE CONTAMINACIÓN

El sitio de origen de los contaminantes se denomina **fuentes**, esta puede ser **potencial o activa** dependiendo si esta o no generando *lixiviados*. La sola presencia de elementos o sustancias contaminantes en una fuente no implica que estos estén migrando hacia el acuífero.

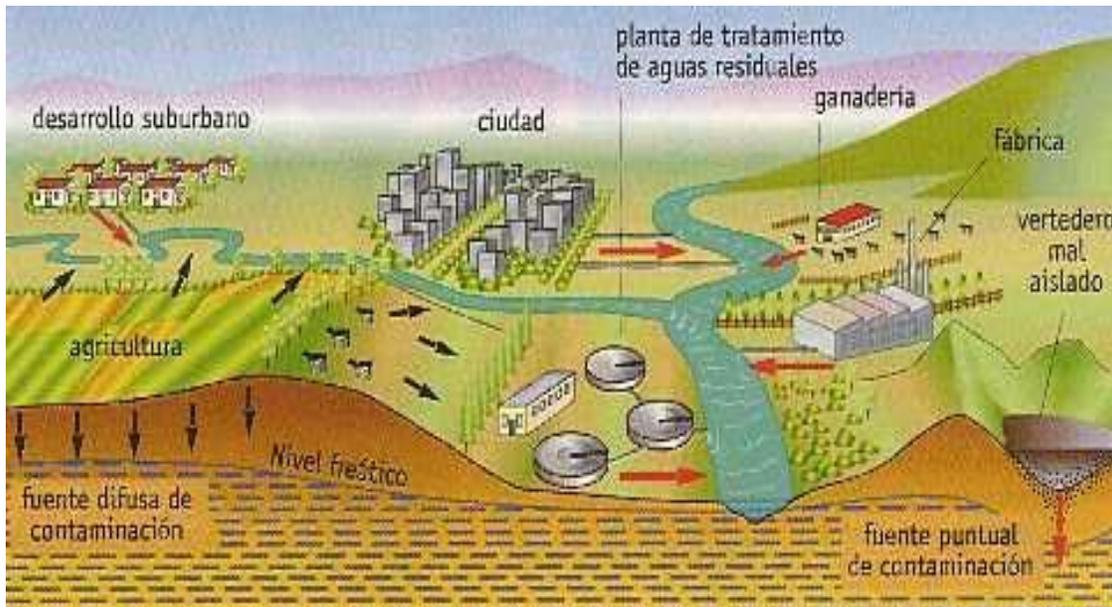
Una fuente inactiva, como un relleno sanitario, es potencial, ya que pueden darse las condiciones para que posteriormente si pueda generar *lixiviados*.⁽⁴¹⁾

Las fuentes también se catalogan por su geometría. Estas pueden ser **lineales, puntuales o difusas** (Figura 3.5).

Se definen fuentes difusas a aquellas que en una vasta zona aportan solutos en diferentes puntos de su interior. El mejor ejemplo son los terrenos agrícolas. El carácter puntual dependerá de la escala de trabajo. Un basurero de algunas docenas de hectáreas, es una fuente puntual cuando se considera a una escala de 1: 50,000,

pero será una fuente difusa cuando se utiliza un mapa de referencia de una escala mucho menor como 1: 5,000. También las descargas de aguas residuales domésticas municipales e industriales por medio de tuberías son fuentes puntuales.⁽⁴¹⁾

Figura 3.5. Fuentes de contaminación



FUENTE: www.contagua.com

Se diferencian las fuentes por su temporalidad. Si constantemente producen solutos se les denomina **continuas**. Si la producción está supeditada a la presencia de excesos de humedad que favorezcan infiltraciones serán **intermitentes** (un gran basurero urbano en una zona semi-árida, solo genera lixiviados cuando se percola agua de precipitación durante los periodos de lluvia).

Cuando ocurre una contingencia (accidentes y derrames de sustancias químicas de tuberías, tanques o depósitos y transportes) que produce percolaciones, se produce una entrada única al sistema acuífero, entonces se dice que la fuente es un **pulso**.⁽⁴¹⁾

Dado que existen procesos **antropogénicos y naturales** las fuentes también se clasifican por su origen de la misma manera. El origen es importante dadas las implicaciones que tiene en los mecanismos de transporte y de ser el caso, en los programas de remediación.⁽⁴¹⁾

Tabla 3.3. Clasificación de las fuentes de contaminación de acuíferos

Actividad	Activa Potencial
Origen	Natural Antropogénico
Geometría	Lineal Puntual Difusa
Temporalidad	Constante Intermitente Pulso

La movilidad de los contaminantes depende de varios factores, uno de los más importantes es su *solubilidad*. Ha medida que la solubilidad se incrementa es más probable que pueda migrar hacia sistemas acuíferos. Si existe agua en la fuente, el *soluta* se incorporará a ésta y se podrá desplazar desde la fuente. Si no hay humedad suficiente en la fuente, los contaminantes no se solubilizan y por lo tanto no podrán moverse. De allí que puedan ser más "riesgosas" fuentes con material líquido que sólido. ⁽³⁰⁾

Habría que considerar que existen sustancias insolubles en agua pero solubles en otro tipo de líquidos, como es el caso de un buen número de agroquímicos. Estos, si bien son de muy baja solubilidad en agua, son solubilizables en hidrocarburos. La presencia conjunta de este tipo de compuestos puede incorporar pesticidas, herbicidas u otro tipo de agroquímico al agua subterránea. Los compuestos orgánicos más solubles son aquellos que presentan pesos moleculares bajos, como la acetona.

Las alteraciones naturales a la calidad del agua dependen fuertemente de las condiciones geológicas de la zona y de las interacciones agua-roca. También se originan por la circulación del agua por rocas con elementos lixiviables. Caso particular lo constituyen flujos regionales termales. Concentraciones de arsénico, flúor, fierro, plomo, boro, selenio, cromo, compuestos de azufre entre otros pueden ser de origen natural. En algunas zonas, flujos profundos pueden acarrear radón. En todos los casos se trata de fuentes difusas. ⁽³⁷⁾

3.5.2. MOVIMIENTO DE CONTAMINANTES

Una vez que el soluto se moviliza desde la fuente, este tiene un complejo camino que recorrer antes de incorporarse al agua subterránea. Dependiendo del tipo de fuente, el suelo es un primer obstáculo que deben vencer los *lixiviados*. Si existe cobertura vegetal, el sistema reticular y la actividad microbológica pueden actuar retener y/o degradar para algunas sustancias ⁽¹⁷⁾. La interacción del lixiviado que pasa la capa de suelo con el material que conforma la *zona vadosa*, también llamada no saturada puede también retardar su migración o lograr que éste se quede retenido indefinidamente en la roca.

Los fenómenos de **retardo lineal** (adsorción, absorción, sorpción, intercambio químico) y la conductividad hidráulica, K , de los diferentes estratos que integran la zona vadosa propician que algunos solutos nunca arriben al acuífero o que tarden periodos largos de tiempo, meses o años. Grandes espesores de material arcillosos con valores muy bajos de K frenan los solutos. Un soluto no reactivo, como los cloruros, tarda más de 3 años en atravesar una capa de 10 m de arcilla. En cambio medios fracturados o de doble porosidad facilitan un rápido desplazamiento.⁽¹⁷⁾

Los solutos que logran incorporarse al flujo subterráneo se desplazan en él **advectiva y dispersivamente**. En la primera, el contaminante se mueve en solución por efecto de la velocidad del agua subterránea, por lo que se desplaza en la misma dirección y con igual velocidad que las moléculas de agua; mientras la *dispersión* se da cuando por ejemplo, un pequeño volumen de contaminante (o trazador químico que lo represente) es introducido en forma instantánea en un punto determinado de un acuífero, dicho trazador no mantendrá su volumen inicial, ni su concentración. Debido a la difusión molecular y a la dispersión mecánica, se esparcirá en la misma dirección (dispersión longitudinal) y en forma perpendicular (dispersión transversal) a la dirección general del movimiento del flujo subterráneo, diluyéndose en el transcurso de dicho proceso (Figura 3.6a).

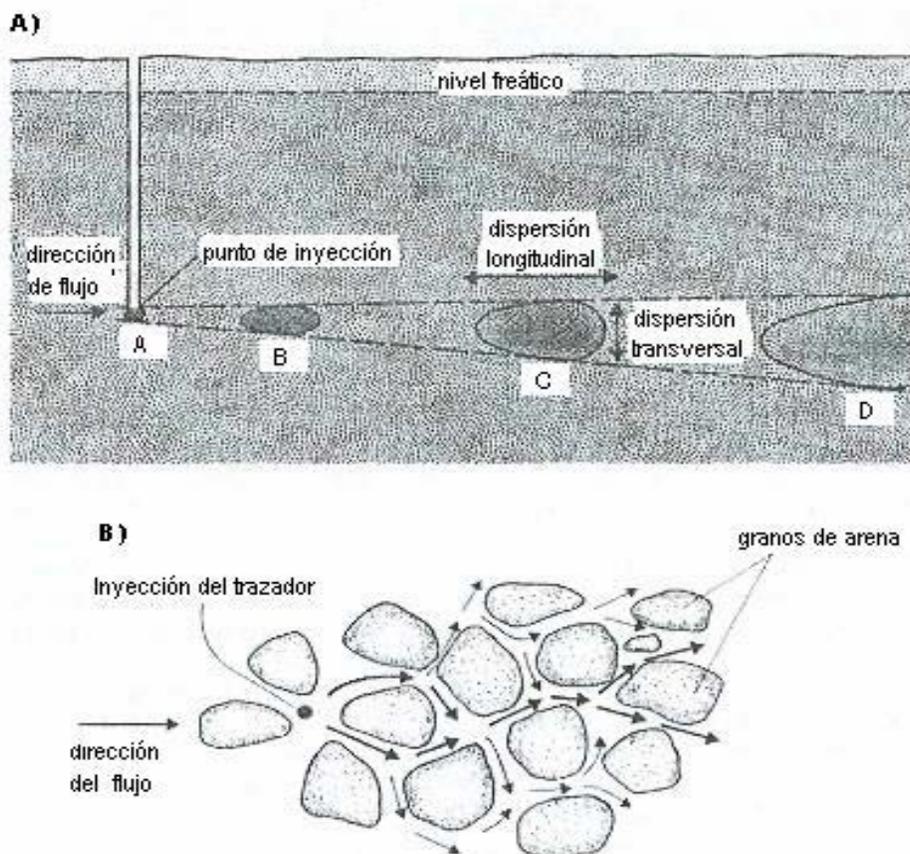
La dispersión también comprende la **difusión**, la cual se da a nivel micro y se presenta cuando el soluto tiende a desplazarse por diferencias de concentración desde las regiones donde ésta es mayor hacia las zonas de menor concentración. Cuando se introduce un pequeño volumen de soluto en un cuerpo de agua estático, las moléculas del soluto se moverán, a partir de su posición inicial, en todas direcciones. De este modo, la difusión es un mecanismo de transporte. En general, este proceso es extremadamente lento, por lo que únicamente es importante en materiales geológicos de muy baja conductividad hidráulica, donde el movimiento del agua subterránea es extremadamente lento.⁽³⁰⁾

La **dispersión mecánica** es el proceso principal de diseminación y dilución de contaminantes, mientras que la difusión molecular pasa a segundo término.

La *dispersión mecánica transversal* se origina de la separación, combinación y tortuosidad de los canales que se forman entre los espacios de un medio poroso (Figura 3.6b) o de las fisuras de un acuífero fracturado.

La *dispersión longitudinal* se produce a partir de las velocidades variables que se establecen en los canales de diferente espesor producidos por las partículas de tamaño variable.⁽³⁰⁾

Figura 3.6. Dispersión



a) Dispersión de un acuífero homogéneo e isótropo. Un volumen de trazador es liberado en el punto de inyección A y en un tiempo t llega a D. Obsérvese que la dilución y dispersión se incrementan con el tiempo y distancia de viaje, además de que la dispersión longitudinal es mayor que la dispersión transversal. b) Procesos de dispersión mecánica en una arenisca.

FUENTE: PRICE, (2003)

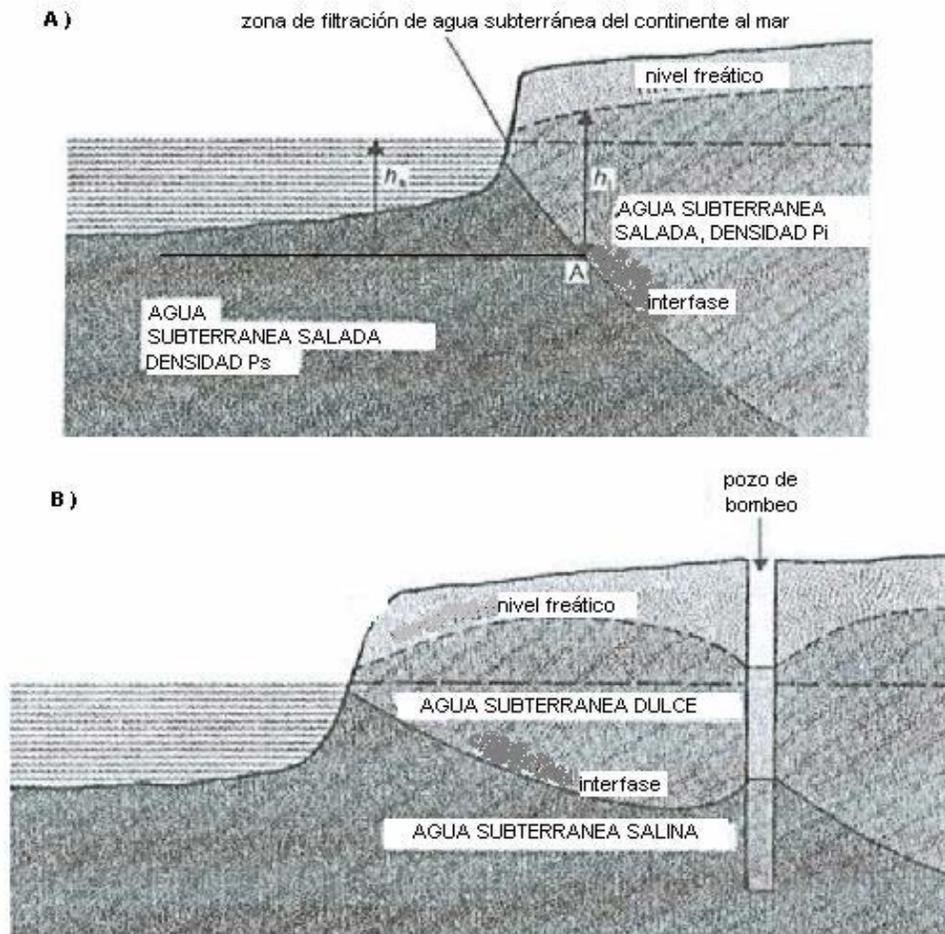
3.5.2.1. INTRUSIÓN DE AGUA SALADA

La intrusión salina es un ejemplo de contaminación imprevista que se presenta en acuíferos costeros. En un acuífero costero, el agua dulce originada a partir de la recarga natural sobreyace al agua salina (Figura 3.7A), de tal modo que la presión en la interfase entre ellas ocasiona que el flujo del agua subterránea dulce sea en dirección al mar.⁽³⁰⁾

Cuando las condiciones naturales son modificadas por la acción del hombre, el abatimiento del nivel freático ocasiona la formación de un cono invertido en la interfase, por lo que el agua salada puede entrar al pozo (Figura 3.7B). En la situación real de campo la interfase es afectada por el proceso de dispersión, por lo que no constituye un límite abrupto como el idealizado en la Figura 3.7. La intrusión salina

también puede presentarse tierra adentro, sobre todo en algunas regiones áridas donde existe agua subterránea dulce que sobreyace a agua salina.

Figura 3.7. Intrusión salina en acuíferos costeros



a) En condiciones naturales normalmente existe flujo de agua subterránea desde el continente hacia el mar. La presión del agua dulce en el punto A es igual o mayor que la presión del agua salada. b) Cuando comienza el bombeo, el abatimiento del nivel freático induce una elevación de la interfase; el agua salina se desplaza tierra adentro y finalmente puede llegar al pozo.

FUENTE: PRICE, (2003)

Muchos lugares en la República Mexicana presentan problemas de calidad del agua subterránea por efecto de la intrusión salina. En la península de Yucatán existe un amplio lente de agua dulce que sobreyace al agua salina, por lo que los efectos de la intrusión salina no se presentan en las zonas costeras únicamente. Otra región donde son comunes los problemas por efectos de la intrusión salina incluye el estado de Sonora y la Península de Baja California. En esta zona árida, la extracción de agua subterránea para abasto de la población e irrigación de cultivos ocasiona que en las regiones costeras se presenten efectos similares relacionados comúnmente con intrusión de agua marina.

3.5.2.2. NITRATOS

Las concentraciones elevadas de nitrato no son aceptadas por la mayoría de las autoridades encargadas de establecer estándares de calidad del agua. El agua subterránea que no presenta efectos de contaminación es la que se obtendría de un acuífero ubicado en una región donde no existiera agricultura, se presentará baja densidad de población y donde la concentración de óxidos de nitrógeno en la lluvia fuera baja. En esta situación la concentración de nitrato sería muy baja, normalmente inferior a 5 mg/l.⁽³⁷⁾

La correlación entre el aumento en la utilización de fertilizantes nitrogenados y el aumento en la concentración de nitrato en el agua subterránea sugiere que el fertilizante es la fuente principal del nitrato adicional (Figura 3.8). Se supone que una porción del nitrato era lixiviada de la zona del suelo y transportada al nivel freático durante los procesos de infiltración.⁽¹⁷⁾

Figura 3.8. Contaminación con nitratos



La utilización de fertilizantes durante la época de siembra provoca a largo plazo la contaminación del agua subterránea

FUENTE: www.contagua.com

Normalmente, el fertilizante se aplica en la primavera, por lo que la mayor parte es tomada por las plantas. Si la totalidad del cultivo fuera removida durante la cosecha, el nitrógeno se iría con él, y una mínima cantidad estaría disponible para viajar hacia el agua subterránea. Sin embargo, una parte del cultivo permanece en el suelo, ya que las raíces y una porción de la planta no son arrancadas durante la cosecha. La cosecha tiene lugar al final del verano cuando el suelo está caliente, por lo que cuando el déficit de humedad comienza a declinar, existen las condiciones ideales para que las bacterias oxiden el nitrógeno orgánico en nitrógeno soluble.

Diversas prácticas agrícolas incrementan la incorporación de oxígeno al suelo, situación que colabora al desarrollo bacteriano. Si el suelo no se siembra durante el invierno no existirán plantas que tomen el nitrato, y éste será lixiviado por las lluvias. Una solución parcial para este problema es la siembra de plantas durante el invierno, de tal modo que una buena cantidad de nitrato sea aprovechada por las mismas. Esto se logra cultivando cereales como trigo o avena en otoño en lugar de en la primavera, o cultivando plantas alimenticias verdes para que tomen el nitrógeno del suelo.⁽¹⁷⁾

3.5.2.3. PESTICIDAS

Pesticida es un término que se aplica en forma general a todas las sustancias utilizadas para acabar con plagas, sin importar si las plagas consisten en animales o plantas. Por lo tanto incluye a los insecticidas, herbicidas (a menudo llamados con el término doméstico de destructores de maleza) y fungicidas.

Desde inicios del siglo XX, cuando fueron creados los primeros insecticidas y pesticidas se han usado sobre los cultivos sin causar, en un principio, un aparente efecto negativo en la naturaleza; y a medida que la población mundial ha crecido, éstos se han modernizado y su uso se ha extendido más y más alrededor del mundo. Sin embargo fue hasta la década de 1950 cuando comenzaron a detectarse concentraciones altas de pesticidas en plantas y animales, en las aguas superficiales y en los acuíferos.

En realidad fue hasta el inicio de la década de 1980 cuando los pesticidas comenzaron a detectarse en el agua subterránea, y actualmente es posible encontrarlos en muchos acuíferos, aunque afortunadamente en muy bajas concentraciones⁽³⁰⁾. Cuando un pesticida se aplica al terreno natural, sin importar cual es el organismo “objetivo”, una porción del pesticida se introduce al suelo.

Muchos de los pesticidas son absorbidos en el material orgánico (humus) del suelo, mientras que otros se adhieren también a la superficie de los minerales arcillosos. En forma general, mientras mayor es el tamaño de las partículas del pesticida, es más factible que sea absorbido por la materia orgánica (Figura 3.9). Es poco probable que los pesticidas retenidos por adsorción en el suelo sean lixiviados y se incorporen a la recarga natural al agua subterránea. Esto es un punto importante, ya que muchos de los nuevos pesticidas son más solubles en agua.⁽¹⁷⁾

En la actualidad, muchos de los herbicidas que se utilizan en la agricultura se aplican en los afloramientos de acuíferos utilizados para el abasto de la población. En acuíferos compuestos por areniscas los suelos a menudo son arenosos y permeables, con cantidad mínima de materia orgánica y minerales arcillosos capaces de atenuar el paso de los herbicidas hacia la zona saturada. De este modo, existe una mínima capacidad de adsorción y retención de los pesticidas en los suelos formados sobre estos acuíferos. Cuando los pesticidas han sobrepasado el suelo, la concentración de microorganismos disminuye rápidamente, por lo que la posibilidad de degradación se reduce, aún para las sustancias que se descomponen fácilmente.⁽³⁰⁾

Figura 3.9. Contaminación con pesticidas

La aplicación de pesticidas a los sembradíos produce a mediano y largo plazo que la materia orgánica contaminada sea transportada a través de las capas del subsuelo, afectando la calidad del agua subterránea.

FUENTE: www.contagua.com

En México existen varias regiones donde se realiza agricultura intensiva y donde la aplicación de pesticidas es una práctica cotidiana. Por ejemplo, en la región denominada el Bajío Guanajuatense existen acuíferos de tipo libre que potencialmente pueden ser contaminados por los pesticidas aplicados para el control de las plagas que afectan hortalizas y granos. Los suelos de esta región se derivan del intemperismo de rocas volcánicas, por lo que aunque el contenido de materia orgánica sea relativamente bajo, la presencia de minerales arcillosos puede retardar potencialmente el movimiento de los contaminantes hacia la zona saturada.⁽⁴²⁾

Por todo lo dicho anteriormente, es claro que la observación de la zona no saturada debe constituir la primera defensa contra la contaminación difusa ocasionada por los químicos utilizados en la agricultura.

3.5.2.4. DISPOSICIÓN DE DESECHOS EN RELLENOS CONTROLADOS

El relleno controlado es la práctica de depositar la materia residual en una excavación que normalmente se cubre con tierra u otro material no residual. La excavación puede estar por arriba o debajo del nivel estático, en acuíferos o unidades geológicas de baja conductividad hidráulica, y puede tener una protección impermeable o no.

Los materiales residuales que se depositan en los rellenos controlados varían desde los relativamente inertes, como material producto de la demolición de un edificio, hasta casos extremos de productos industriales peligrosos (materiales reactivos, inflamables, tóxicos, explosivos, corrosivos y biológico-infecciosos).⁽¹⁷⁾

En un sitio para disposición de desechos de materiales perecederos, que incluye los **rellenos sanitarios** (Figura 3.10) usados por autoridades locales para la disposición de basura doméstica y de jardín, la descomposición comienza cuando las bacterias aeróbicas inician su trabajo. La acción de estas bacterias consume el oxígeno que está incorporado en los desperdicios, y produce bióxido de carbono en la misma forma que la composta en un jardín; esta primera etapa de descomposición toma de unas semanas a algunos meses.⁽³⁰⁾

Figura 3.10. Relleno sanitario



FUENTE: www.contagua.com

La segunda etapa se produce cuando el oxígeno ha sido consumido; las bacterias anaeróbicas producen más bióxido de carbono y ácidos grasos. También se comienza a producir metano. En la tercera etapa, los ácidos grasos se degradan y se produce más metano. La cuarta etapa es efectivamente una fase de equilibrio en la vida de los rellenos controlados. La característica de esta etapa, la cual puede continuar por decenas de años es la generación de niveles relativamente constantes de metano y bióxido de carbono.

Conforme se produce la descomposición de los desechos en las etapas dos a cuatro, el material sólido se descompone en forma efectiva en compuestos solubles y gases.

A medida que el agua de lluvia, o la subsuperficial, se infiltra en estos rellenos controlados, ésta puede disolver y reaccionar con compuestos y productos de los desperdicios y formar un **lixiviado**. La filtración o remoción del lixiviado y de gases elimina masa del sitio, lo que produce más asentamiento o compactación. Al final

quedará una estructura de material no degradable, y la compactación terminará aunque la descomposición continúe. El lixiviado que se forma en los rellenos controlados es una fuente potencial y seria de contaminación de agua subterránea.

Como resultado de la necesidad de proteger el agua subterránea, así como evitar la migración de gas y cumplir con la legislación, se han adoptado acciones eficaces que ahora requieren que los desperdicios que puedan producir lixiviados contaminantes se depositen en rellenos controlados diseñados para contener todos los productos de descomposición. En estos rellenos controlados la producción de lixiviados también se reduce disminuyendo la infiltración de agua de lluvia en la superficie.⁽¹⁷⁾

Para lograr un contenedor eficiente, el relleno controlado deberá localizarse en un sitio donde las unidades geológicas sean de baja permeabilidad; si no lo son, esa calidad en la permeabilidad del sitio deberá lograrse colocando una capa de material de baja conductividad hidráulica. Esta capa puede ser de material mineral como la arcilla o una mezcla de suelo y bentonita, o de material sintético (en cuyo caso se conoce como *geomembrana*) como una cubierta de polietileno de alta densidad (HDPE) de 2.5 mm de espesor, o una combinación de ambos materiales.

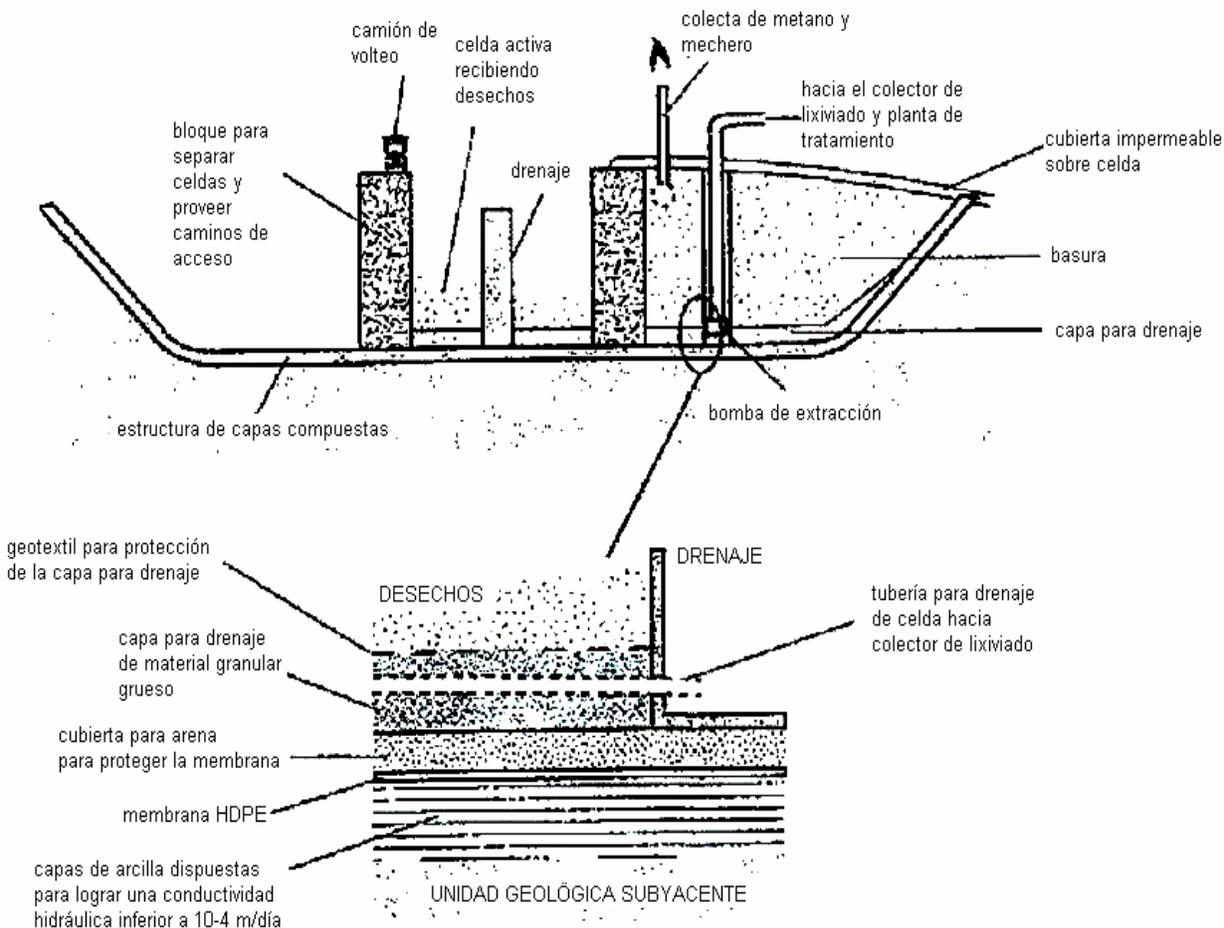
Una estructura de **capas compuestas** típica (Figura 3.11) consiste en una capa de arcilla de 1 m de espesor, colocada y compactada en capas delgadas, seguida de una membrana HDPE que se coloca firmemente en contra de la arcilla para evitar el movimiento de algún fluido entre la arcilla y la membrana; arriba de ésta se coloca una capa de arena fina o un geotextil (una capa permeable artificial) que protegerá a la membrana, y en seguida una capa que hará las veces de drenaje para coleccionar el lixiviado y mantener las cargas de la cubierta impermeable a un mínimo. Normalmente se colocan tuberías de drenaje en dicha capa, las cuales captan el lixiviado y lo llevan a un recipiente colector.⁽³⁰⁾

La generación de lixiviado se reduce evitando la entrada de agua de lluvia. Esto se logra diseñando el aspecto final de la superficie en forma tal que favorezca el escurrimiento. El gas producido también se colecciona y puede eliminarse usándolo como fuente de energía, o simplemente se quema.

Se instalan pozos de observación alrededor del relleno controlado para detectar si el lixiviado escapa y contamina el agua subterránea. La migración del gas del relleno controlado también puede ser identificada y debe ser rectificada.

La colocación de capas de arcilla ayuda a prevenir y reducir la entrada de la filtración de agua, lo que disminuye la producción de lixiviado; por otro lado, esto significa que las bacterias no tienen humedad suficiente para trabajar en forma eficaz y descomponer los desechos, lo cual puede ser grave, pues quizá estos no se descompondrán en cientos de años. Sin embargo, una forma de reducir este tiempo es recircular el lixiviado dentro del relleno controlado, ajustando pH y niveles de nutrientes, para favorecer el trabajo de las bacterias.⁽³⁰⁾

Figura 3.11. Sección de un relleno controlado y detalles de la cubierta impermeable



FUENTE: PRICE, (2003)

3.5.2.5. DESECHOS NUCLEARES

Si la disposición final de desechos domésticos en un relleno sanitario controlado representa un problema técnico para los hidrogeólogos, esto no es nada en comparación con los problemas que se manifiestan por la necesidad de buscar sitios para la disposición final de la industria nuclear; estos desechos normalmente se agrupan en tres categorías: nivel bajo, intermedio y alto.⁽²⁴⁾

Los desechos de **nivel bajo** consisten principalmente en material que ha sido usado en laboratorios, hospitales, o plantas generadoras de electricidad, en ambientes donde la radiación puede estar presente (dígase batas, guantes o concreto producto del desmantelamiento de edificios de reactores). Los materiales de desecho de **nivel intermedio** emiten radiación de tanta intensidad que se requiere un escudo de protección; sin embargo, no generan cantidades importantes de calor. Estos desechos

incluyen cubiertas de fuentes de energía y materiales del desmantelamiento de reactores, como los elementos de control de grafito y el hierro de envases a presión. Aunque pequeños en volumen, pero de gran preocupación para la gente, los desechos de **nivel alto**, consisten principalmente en combustible usado en los reactores nucleares, o desechos generados por el procesamiento de ese combustible, que además emiten calor. Estos desechos contienen varios isótopos radiactivos con vida media que excede millones de años.⁽³⁰⁾

Figura 3.12. Disposición de desechos nucleares



FUENTE: www.contagua.com

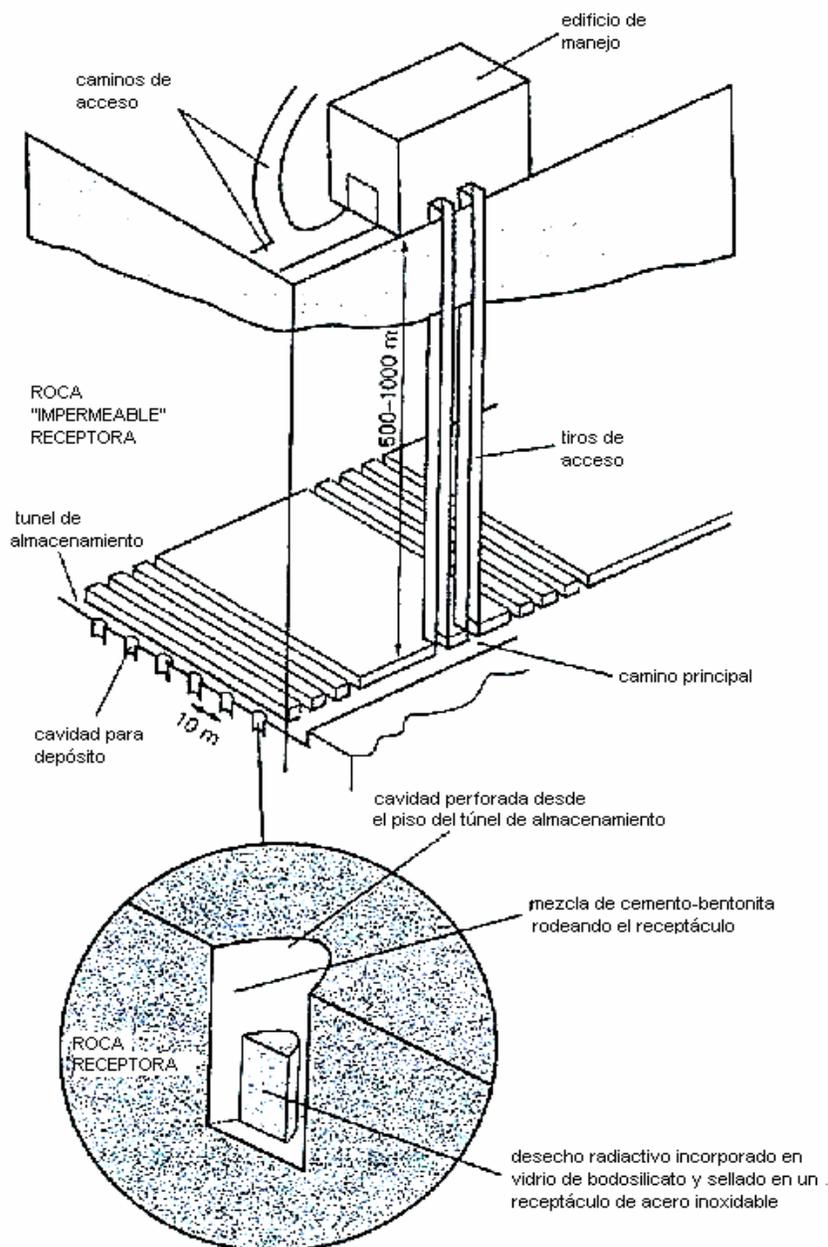
Todos los desechos mencionados anteriormente son depositados en diversos sitios, generalmente bajo el agua (dígase lagunas, mares, etc.) y bajo tierra. Aunque se han considerado otras opciones, el consenso general es que el método más adecuado de disposición final es la incorporación de los desechos en material relativamente inerte, que se enterrarían en una cavidad subterránea muy profunda (la llamada opción geológica)⁽¹⁷⁾.

La principal desventaja de esta opción es el agua subterránea, la cual es el medio que puede transportar el material radiactivo de regreso al ambiente humano. El principio que debe seguirse para el depósito de desechos es el uso de barreras múltiples, las cuáles actuarán juntas para limitar la velocidad con la cual el agua subterránea puede lavar radioisótopos de los desechos y llevarlos a la superficie.

Las barreras para los desechos radiactivos de nivel alto incluyen vidrio de borosilicato, los contenedores metálicos, el concreto o materiales similares que rodean a los contenedores en una cavidad en el subsuelo creada especialmente para que éstos sean alojados, y la formación geológica circundante como barrera final (Figura 3.13).

A los materiales creados por el hombre se les denomina *barreras tecnológicas*, y forman el campo cercano del sitio de disposición final de desechos, y la roca circundante es la *barrera natural* y forma el campo lejano.⁽³⁰⁾

Figura 3.13. Esquema de un repositorio para desechos nucleares



Una representación del posible arreglo de un sitio para la disposición final de desechos nucleares. Se inserta un detalle con barrera tecnológica.

FUENTE: PRICE, (2003)

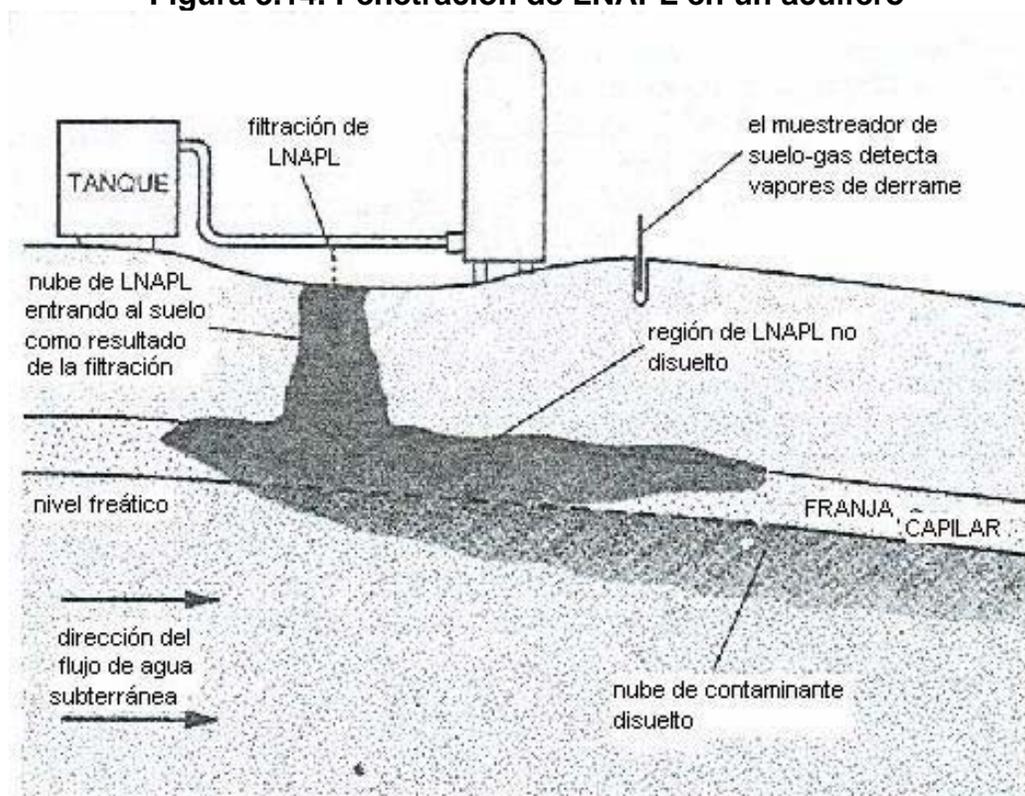
3.5.2.6. HIDROCARBUROS

Algunos hidrocarburos son solubles en agua, pero la mayoría de los que causan problemas de contaminación en acuíferos y aguas subterráneas son casi insolubles. Estos hidrocarburos relativamente insolubles son a menudo referidos por los hidrogeólogos como **líquidos de fase no acuosa (NAPL)**, por sus siglas en inglés:

NON-Aqueous Phase Liquids. Estos se subdividen en aquellos que son más densos que el agua, denominados NAPL densos o DNAPL, y aquellos que son menos densos que el agua, denominados NAPL ligeros o LNAPL.⁽¹⁷⁾

Los NAPL ligeros (Figura 3.14) consisten principalmente en productos derivados del petróleo como la gasolina y combustibles para motores diesel y de aviones a reacción, así como lubricantes y compuestos químicos para alimento de animales. Estos líquidos pueden entrar al subsuelo como resultado de derrames, rupturas accidentales de oleoductos, vehículos que transportan combustibles y de filtraciones de tanques de almacenamiento y de líneas de conducción (enterradas)⁽³⁰⁾. El grupo más importante de los NAPL densos es el de los hidrocarburos clorados, que incluyen compuestos como el tetracloruro de carbono, tricloroetano y percloroetano. Estos y otros compuestos similares se usan en la industria metalúrgica como removedores de grasa, en la industria de la electrónica y como solventes.

Figura 3.14. Penetración de LNAPL en un acuífero



Los líquidos ligeros fluyen verticalmente a través de la zona no saturada hasta que llegan a la zona capilar y al nivel freático. Las fracciones solubles se disuelven y fluyen con el agua subterránea.

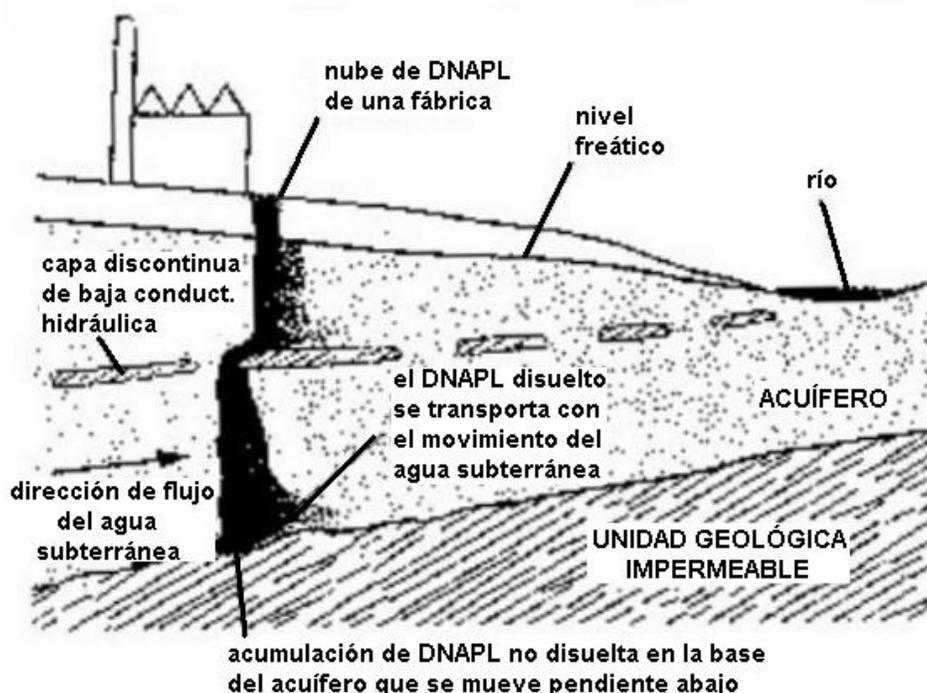
FUENTE: PRICE, (2003)

Cuando un NAPL se pone en contacto con el suelo o con la zona no saturada, entrará a los espacios porosos cuando exista suficiente carga actuando sobre él para empujarlo a través de las restricciones de los poros y desplazar el aire o el agua que

ocupaba anteriormente los poros. Este proceso es rápido o tardado dependiendo del material que se trate (dígase grava, arenisca, caliza, arcilla, etc.) El movimiento de NAPL en la zona no saturada seguirá dependiendo del tamaño de la fuente. Los DNAPL se mueven hacia abajo siguiendo la ley de gravedad en forma más eficaz que los LNAPL, no sólo por su gran densidad sino porque son normalmente mucho menos viscosos. Al llegar a la parte alta de la franja capilar, los LNAPL se esparcirán y fluirán a lo largo de la franja capilar. Si el flujo de los LNAPL hacia abajo es lo suficientemente rápido, llegará a la franja capilar y se esparcirá por el nivel freático formando un "pastel". A medida que el nivel de agua suba o baje, tal vez como una respuesta estacional a la extracción, los NAPL se distribuirán por un espesor amplio del acuífero.⁽¹⁷⁾

Los DNAPL (Figura 3.15) normalmente no se detendrán al llegar al nivel freático a menos que la cantidad sea tan pequeña que no se presente una carga suficiente para forzarlos en los poros saturados. Continuarán su paso hacia abajo hasta que encuentren una capa con una conductividad hidráulica lo suficientemente pequeña que les impida el paso hacia más abajo. Entonces se moverán por gravedad siguiendo la pendiente de esta capa y se almacenarán en cualquier oquedad en su superficie.⁽³⁰⁾

Figura 3.15. Penetración de DNAPL hacia un acuífero



Los líquidos densos penetran rápida y profundamente en el acuífero, su paso es detenido o retardado por capas de baja conductividad hidráulica. En la base impermeable del acuífero, el DNAPL se esparce sobre el contacto y se mueve pendiente abajo bajo la influencia de la gravedad. Con el movimiento del flujo subterráneo comienza a disolverse.

FUENTE: PRICE, (2003)

Si los NAPL fueran completamente insolubles en agua terminaría la parte más importante del problema, pues los líquidos más densos quedarían depositados en el fondo del acuífero, y los más ligeros flotando sobre el nivel freático. Sin embargo estas condiciones no se dan; los NAPL no son completamente insolubles. Los combustibles y lubricantes son mezclas de muchos hidrocarburos con mayor o menor solubilidad, aunque generalmente es baja. A medida que un NAPL se disuelve en agua subterránea, genera una nube de contaminación que avanza en dirección del flujo de agua subterránea.

Los NAPL ligeros son generalmente susceptibles de que su cadena sea rota por bacterias; se les llama *biodegradables*. En parte por esta razón y en parte porque no penetran tanto en la zona saturada, normalmente no se les considera tan peligrosos para el agua saturada como a los DNAPL, aunque los LNAPL entran en los acuíferos en cantidades mucho mayores. Los DNAPL resisten a los agentes de biodegradación; su cadena se rompe solamente en forma lenta por el proceso químico de hidrólisis, y pueden permanecer en un acuífero disolviéndose despacio en el agua subterránea y vaporizando hacia la zona no saturada por un tiempo muy largo.

3.6. REMOCIÓN DE CONTAMINANTES

Algunos NAPL pueden ser removidos extrayendo una mezcla de agua y NAPL, enviándola a la superficie y después transmitiéndola a un equipo llamado separador, que disocia el agua y los NAPL. Este método es el más comúnmente usado para combustibles y lubricantes. Los líquidos volátiles, como algunos de los solventes clorados, pueden ser removidos del agua extraída pasando el agua a través de un disgregador por aire, el cual sopla una corriente de aire a través de una cascada de agua para que el solvente se evapore. Ambos pertenecen a un grupo de métodos que se conocen como **extracción y tratamiento**; en cualquiera de los casos, el agua tratada se reinyecta al subsuelo o se envía a una corriente superficial.⁽¹⁷⁾

Una variación del método que consiste en enviar una corriente de aire a través de una cascada de agua es realizada por debajo del suelo, en cuyo caso se le conoce como **extracción de vapor del suelo**. Se perforan pozos a través de la zona contaminada, justamente arriba del nivel freático, y se conectan a un sistema de vacío que induce el aire del suelo hacia los pozos. A medida que el aire pasa por el suelo, éste remueve los contaminantes volátiles. El aire recuperado se trata para remover el agua y los vapores contaminantes antes de ser descargado a la atmósfera.⁽³⁰⁾

Estas y otras tecnologías nuevas se están mejorando rápidamente para ayudar a limpiar sitios contaminados, y el agua subterránea también contaminada, que se han dejado en miles de sitios industriales alrededor del mundo.

Hay dos aspectos que deben considerarse en la protección del agua subterránea. El primero es proteger el agua subterránea como **recurso**. Esto reconoce que toda el agua subterránea es un recurso valioso, ya sea que se use directamente

obteniéndola de pozos y manantiales, o indirectamente permitiendo que llegue a las corrientes superficiales de donde el agua será obtenida posteriormente; o que se permita que aumente la presencia de las aguas superficiales para el beneficio del ambiente.

Para proteger el agua subterránea es necesario identificar sustancias y actividades que representen un peligro para ese recurso, y tratar de minimizar el riesgo de que éstas causen su contaminación. Una consideración importante será la forma en que el agua subterránea está presente. El agua subterránea en un acuífero confinado, debajo de una capa gruesa de arcilla relativamente impermeable, será menos vulnerable a la contaminación que el agua subterránea en un acuífero libre o fracturado, donde la roca aflorante es un basalto o caliza fracturada.

Para un conocimiento más profundo sobre la contaminación del agua subterránea, en ejemplos de aplicación, se recomienda consultar las referencias bibliográficas: Aquino Ledesma (2002), Mata Otero (2004), Silva de la Rosa (1996), Soto Quintos (2004), Todd-Mays (2005), entre otros.

CAPÍTULO 4. RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS

Posiblemente en la antigüedad, en especial en zonas áridas, ya se practicaba alguna forma de recarga artificial, principalmente corrigiendo la pendiente del terreno o represando cauces de ríos. Así, se cita que los romanos efectuaron aterrazamientos en las laderas de los valles y represas en el norte de África (en especial en el actual Túnez). Se sabe que se realiza desde hace siglos en los ríos (Uadis y Saguías) del Oeste Sahariano (principalmente en Mauritania) y en las áridas islas occidentales de las Canarias (España), donde éstas represas reciben el nombre de “gavias”.⁽¹²⁾

Desde un punto de vista moderno, la recarga artificial no se inició hasta finales del siglo XIX, efectuándose la primera obra europea en Goteburgo (Suecia), en 1897, aunque anteriormente Thiem ya había ideado un sistema similar para la ciudad alemana de Essen, en 1888.⁽¹²⁾

El método de recarga con lagunas y zanjas pronto se extendió por Europa Occidental y Central, donde la densidad de población es elevada y gran parte de los abastecimientos gravitan sobre agua subterránea, con lo que llegan a producirse problemas de cantidad, junto con una insuficiente calidad de las aguas superficiales, contaminadas por los residuos industriales y urbanos.

En cuanto a Norteamérica, en California se iniciaron los primeros trabajos de recarga por extensión en 1896 y por fugas de canales de riego en 1898. En 1903 se inició la inyección profunda con pozos. Sin embargo, los trabajos a gran escala realizados por Los Angeles Flood Control District no se iniciaron hasta 1926.

En cuanto a México, podemos decir que la industria de la recarga artificial es reciente (mediados del siglo XX), se han llevado a cabo trabajos principalmente de recarga inducida, reducción de evaporación y creación de almacenamiento subterráneo para retener agua de tormentas, en el norte y centro del país. El evidente retraso en la aplicación de esta técnica se debe a que en México se comenzaron a tener problemas de sobreexplotación (y sus consecuencias en el medio ambiente) después de la década de los cincuenta, y aún así no fue hasta los años setenta cuando se empezó a tratar el problema de una forma más profunda, y a plantear soluciones reales. Otra razón importante es que este tipo de proyectos requerían algunas veces fuertes inversiones económicas que no eran factibles realizar por el contexto social, económico y político que vivía el país en las últimas décadas del siglo XX.

4.1. CONCEPTOS GENERALES

Una de las formas utilizadas para lograr la explotación racional de un acuífero, coordinándolo con los demás elementos que determinan el régimen hidrológico de una cuenca, es la recarga artificial.

Se designa como **recarga artificial** a un conjunto de técnicas que permiten, mediante intervención programada e introducción directa o inducida de agua en un acuífero, incrementar el grado de garantía y disponibilidad de los recursos hídricos, así como actuar sobre su calidad. ⁽²⁷⁾

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 reservas, mediante una intervención directa o indirecta en el ciclo natural del agua. De acuerdo a lo anterior, consiste en la intervención en los procesos de recarga de un acuífero, en los puntos y periodos más convenientes a su régimen de explotación. ⁽¹²⁾

La recarga artificial requiere que el terreno tenga zonas porosas y vacías que no se drenen rápidamente al exterior y que almacenen convenientemente el agua (Figura 4.1).

Figura 4.1. Geografía del terreno para recarga artificial



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

La existencia de medios porosos vacíos que no se drenen rápidamente no suelen existir naturalmente en áreas húmedas y templadas, y únicamente se encuentran en zonas áridas; cuando todo está lleno de agua sólo se puede tratar de desplazar unas aguas por otras o producir mezclas apropiadas. En cambio, en acuíferos explotados se pueden producir descensos de nivel que dejan un volumen vacío para ser recargado; en este caso es esencial la existencia de un bombeo apropiado a la recarga, y dicha recarga debe realizarse de modo que no se impida o disminuya la recarga natural o lo que pudiera inducirse de aguas superficiales (ríos,

lagos) o de otros acuíferos, a menos que sea precisamente el efecto que se pretende producir (evitar la intrusión marina o la llegada de aguas contaminadas).⁽¹²⁾

4.1.1. OBJETIVOS DE LA RECARGA ARTIFICIAL

Esta tecnología pretende contribuir, siempre que técnica y económicamente sea factible, a una gestión más racional de la potencialidad hídrica que presenta una determinada cuenca hidrográfica o sistema de explotación.

Los objetivos que persigue se engloban en dos tipos, siendo muy frecuente el que ambos aparecen juntos:⁽²⁷⁾

- Aumento y optimización del volumen de los recursos hídricos, y
- Prevención o corrección del deterioro de la calidad del agua.

En líneas generales resulta muy difícil establecer un orden prioritario de los mismos, ya que la mayor o menor importancia de uno de ellos frente al otro, varía en función de diversos factores, como clima, presiones sociales, factores económicos, etc., existentes en el lugar donde se realiza una experiencia concreta.⁽²⁷⁾

Los acuíferos pueden tener diversas funciones en el programa de ordenación hidráulica de una cuenca, según sus propias características y las de la cuenca en que están integradas. Los objetivos se ajustarán, pues, a las características funcionales del embalse, que pueden ser las que se detallan a continuación:⁽¹²⁾

a) Utilización del acuífero como embalse regulador y como depósito

Este es el caso de embalses subterráneos de gran volumen en lugares donde se disponga de periodos con excedentes de aguas superficiales que de otra manera se desperdiciarían. Por ejemplo, una de las fuentes de recarga son las aguas de avenida, que se retienen en embalses superficiales de cabecera y en grandes balsas excavadas, para infiltrarlas lentamente. Esto permite aumentar el régimen de bombeo y, en conclusión, regular los caudales de la propia cuenca.

b) Utilización del acuífero como red de distribución

Cuando el acuífero tiene un volumen y espesor grande, la recarga puede ser estacional ya que puede admitir una oscilación fuerte de nivel, pero si el acuífero tiene un volumen pequeño en relación con la explotación de que es objeto, habrá que recargarlo de forma casi permanente con aguas previamente reguladas, en cuyo caso el acuífero actúa como una red de distribución de dichas aguas si su transmisividad es suficiente. Con ello se logran dos cosas: mantener los niveles evitando la afección de pozos existentes, y lograr un bombeo total mayor que el que permitirían los recursos

naturales del acuífero. El sistema es útil cuando ya existen los pozos y el bombeo ha hecho descender los niveles lo suficiente como para crear espacio para la recarga.

c) Corrección de una disminución de la recarga existente

La recarga natural puede reducirse por transvase de aguas de una cuenca a otra por desvío de un río en una zona; la recarga artificial puede tratar de corregir las afecciones que se deriven. La regulación de un río mediante embalses de retención puede también crear problemas aguas abajo, debido a la disminución de frecuencia y tamaño de las crecidas e inundaciones, durante y después de los caudales se produce una parte importante de la recarga, aunque el efecto no esté claramente establecido pues existe el efecto favorable de que los embalses liberan un agua mas clara, si los vertidos aguas abajo no la degradan. Otras causas de disminución de recarga son la urbanización, la supresión de regadíos con agua procedente de otros lugares, la instalación de una red de saneamiento que evite que las aguas usadas vuelvan al acuífero, etc.

d) Utilización del acuífero como filtro y elemento de tratamiento de agua

Es quizá uno de los objetivos más usuales de la recarga artificial. Por ejemplo, se puede recargar agua de un río, cuya agua, notablemente contaminada de origen, sufre un tratamiento previo de descontaminación (clarificación, cloración, aireación, decantación, etc.) y luego se infiltra en terreno adecuado, con el triple fin de corregir su calidad, obtener un almacenamiento temporal en el terreno y, dependiendo de la ubicación geográfica, controlar el proceso de intrusión marina.

e) Defensa del propio acuífero

Dos casos son los típicos de éste objetivo, las *barreras contra la intrusión salina* y la *recarga para evitar subsidencia del terreno*. Del primer caso existen muchos ejemplos realizados, que consisten generalmente en la inyección de agua utilizando pozos de la misma red de abastecimiento con objeto de crear un nivel piezométrico elevado en la línea de costa para impedir la intrusión marina; en el segundo caso, la recarga artificial detiene o disminuye el ritmo de subsidencia o hundimiento del terreno, pero no restituye los niveles iniciales del terreno.

f) Eliminación de vertidos indeseables

Este es un caso de inyección en acuíferos profundos que no son utilizables para abastecimiento. También se utiliza este método para recuperar aguas procedentes de refrigeración industrial y urbana. Sin embargo, hay que utilizar el método con reservas, pues ello puede provocar el aumento de la temperatura del agua del acuífero en varios grados, contribuyendo a fomentar colonias bacterianas, algas, etcétera.

g) Drenaje de zonas urbanas y obras civiles

Si el terreno es aceptablemente permeable, puede constituir un medio para evacuar aguas de tormenta en zonas edificadas, estacionamientos, industrias,

carreteras, autopistas, etc., sin tener que recurrir a costosas obras de evacuación de esas aguas; no obstante se requiere disponer de terrenos apropiados y con extensión suficiente, una seguridad de funcionamiento y un cierto mantenimiento de los campos de recarga. Muchas veces, si la permeabilidad no es suficiente, se pueden emplear pozos rellenos de arena construidos en el fondo de las fosas o pozos que no llegan al nivel freático (para evitar una entrada directa del agua en el acuífero). Cabe mencionar el cuidado que se debe tener en las proximidades de estaciones de servicio, garajes o zonas de estacionamiento ante la posibilidad de que las aguas pluviales se puedan contaminar por hidrocarburos.

La recarga artificial de acuíferos tendrá también como objetivo contribuir , siempre que económicamente sea factible, a una gestión más racional de la potencialidad hídrica que presenta una determinada cuenca hidrográfica o sistema de explotación. A este respecto, las aplicaciones más usuales de la recarga artificial de acuíferos son: ⁽²⁸⁾

- Almacenamiento subterráneo de escurrimientos superficiales no regulados,
- Reducción o eliminación del descenso piezométrico,
- Apoyo a determinados esquemas de utilización conjunta de aguas superficiales y subterráneas,
- Mantenimiento hídrico de enclaves ecológicos o medioambientales,
- Reducción de costos de transporte, almacenamiento o bombeo de agua subterránea,
- Actuaciones sobre problemas de subsidencia o hundimientos del terreno debido al sobrebombeo realizado en algunos acuíferos,
- Disminución o corrección de problemas de intrusión marina que afectan a determinados acuíferos costeros,
- Aprovechamiento de las propiedades del suelo y de la zona no saturada como elemento de filtración o tratamiento tanto para aguas potables como residuales, y
- Dilución del excesivo contenido en nitratos, cloruros u otros constituyentes químicos de las aguas de determinados acuíferos. ⁽²⁷⁾

4.2. ELEMENTOS QUE DETERMINAN LA VIABILIDAD DE UN PROYECTO DE RECARGA ARTIFICIAL

Un proyecto de recarga artificial debe considerarse como una alternativa para atender la demanda de agua. A este respecto deben contemplarse, antes de considerar cualquier hipótesis de recarga artificial, los siguientes aspectos:

- Análisis de demandas y usos actuales y futuros.
- Análisis de los elementos de regulación actual y futura, tanto de índole superficial como subterránea.

- Evaluación de las hipótesis de gestión enfocadas al aumento de la regulación, al incremento de la garantía, o ambas conjuntamente.
- Aplicación de criterios y técnicas de utilización conjunta o gestión coordinada (Figura 4.2). La tecnología de la recarga artificial de acuíferos no es incompatible con la regulación a través de embalses de superficie, sino complementaria.

Figura 4.2. Regulación a través de embalses superficiales



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

Al proyectar una instalación de recarga artificial y una vez definidos sus objetivos y comprobado que la recarga con el agua disponible para tal fin cubrirá los objetivos propuestos, se han de tener en cuenta consideraciones de varios tipos para elegir el sistema de recarga y para dimensionarlo.

Además de las consideraciones económicas e hidráulicas, existen condiciones locales geológicas y de calidad de agua que deben tener su peso en el proyecto. ⁽¹²⁾

Interesa considerar los niveles que se alcanzarán en el acuífero, previendo la posible inundación de zonas bajas, sótanos y demás obras subterráneas, así como las posibles fugas del agua recargada.

Entre las consideraciones geológicas hay que considerar: ⁽¹²⁾

- La existencia de materiales permeables en superficie, su granulometría y su continuidad o discontinuidad vertical y la eventual intercalación de niveles impermeables,

- Porosidad y capacidad de almacenamiento del acuífero, en especial del nivel no saturado,
- Barreras que impiden el movimiento horizontal.

Una vez decidido que la técnica de la recarga artificial de acuíferos puede constituir una herramienta útil, válida y competitiva dentro de los distintos sistemas de regulación capaces de satisfacer una determinada demanda hídrica, es preciso evaluar la viabilidad de la operación de recarga artificial mediante el análisis y estudio de los factores que se relacionan a continuación: ⁽²⁷⁾

- Agua de recarga en origen,
- Características del acuífero receptor,
- Análisis de las diferentes alternativas de instalaciones de recarga, así como de las auxiliares de control, tratamiento y transporte del agua de recarga,
- Agua recargada y destino final,
- Evaluación económica y aspectos legislativos y de gestión.

La duración de un proyecto de recarga artificial, desde que se inician los primeros estudios hidrogeológicos hasta que se ultima la construcción de la instalación de recarga artificial de carácter industrial, puede cuantificarse en un tiempo comprendido entre dos y cinco años. Evidentemente, el grado de conocimiento hidrogeológico que se posee sobre una determinada zona, así como la decisión de no realizar alguna de las etapas que caracterizan a este tipo de estudios, hacen que dicho tiempo se acorte.

Un cronograma tipo de las actividades a realizar en el proyecto es el siguiente:

<i>Fase de estudios hidrogeológicos previos</i>	<i>0 – 12 meses</i>
<i>Modelización matemática</i>	<i>6 meses</i>
<i>Fase de construcción de la instalación piloto</i>	<i>3 – 12 meses</i>
<i>Fase de seguimiento de la experiencia piloto</i>	<i>6 – 12 meses</i>
<i>Nuevos estudios hidrogeológicos de detalle</i>	<i>0 – 6 meses</i>
<i>Diseño y construcción de la instalación de carácter industrial</i>	<i>6 – 12 meses</i>

Hay que tener presente que un proyecto de recarga artificial puede englobar numerosos elementos característicos de la regulación superficial. La presencia de estos componentes puede implicar, en ocasiones, un proceso muy largo para la recogida de datos, estudio, toma de decisiones y construcción de los dispositivos aprobados. Además, una vez construidas las instalaciones pueden pasar algunos años hasta que sean totalmente efectivas. ⁽²⁷⁾

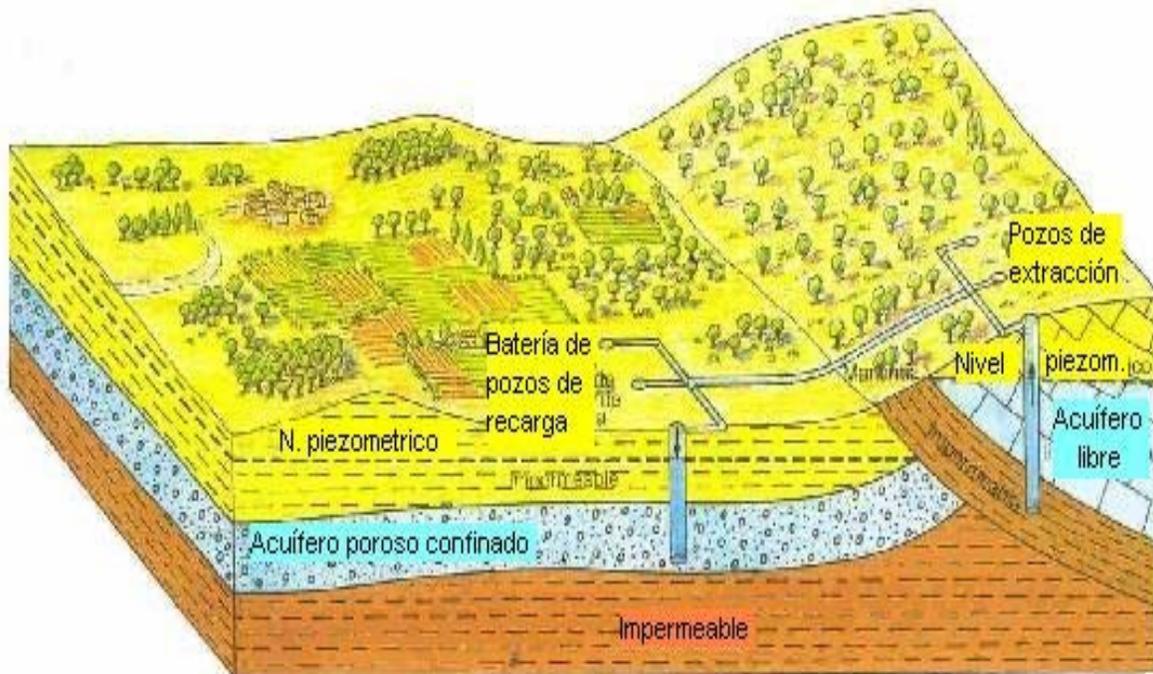
4.3. AGUA DE RECARGA EN ORIGEN

En el estudio del agua de recarga en origen se deben contemplar tanto aspectos cuantitativos como cualitativos. Los resultados del estudio deben incorporar no solo la perspectiva espacial, sino también la distribución temporal.

Un condicionante necesario para acometer cualquier tipo de recarga artificial de acuíferos es el de precisar aguas excedentes. El agua que se emplea en la recarga artificial proviene principalmente de las siguientes fuentes: ⁽²⁸⁾

- **Agua superficial continua o discontinua.** Curso fluvial permanente o escurrimiento de las aguas de tormenta; tomadas directamente o con un cierto grado de tratamiento.
- **Agua residual doméstica.** Que con un cierto grado de tratamiento es posible reutilizar o mezclar con agua procedente de otra fuente.
- **Agua procedente de otro acuífero.** Generalmente se refiere a la drenada a través de manantiales. En la Figura 4.3 se representa una recarga de un acuífero profundo mediante agua extraída de un acuífero libre-fisurado.

Figura 4.3. Recarga de un acuífero con agua procedente de otro acuífero



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

4.3.1. EVALUACIÓN DE APORTACIONES Y DETERMINACIÓN DE EXCEDENTES HÍDRICOS

Un condicionante totalmente necesario para acometer cualquier tipo de recarga artificial de acuíferos, es disponer de agua excedente.

Durante la fase de estudio se deben analizar los siguientes puntos: ⁽²⁷⁾

- Naturaleza,
- Localización de los puntos de toma,
- Caudal disponible y régimen temporal,
- Características de calidad y variabilidad temporal.

Es importante precisar que, dado el carácter discontinuo frecuentemente asociado al escurrimiento constitutivo del agua potencialmente recargable, es imprescindible, en numerosas ocasiones, un tratamiento numérico a nivel diario.

También es necesario, indicar que no toda la aportación excedentaria de una cuenca es susceptible de aprovechamiento mediante la técnica de recarga artificial de acuíferos, ya que su distribución espacial y temporal no es uniforme, presentando puntas de caudal que obligan a sobredimensionar el tamaño de las instalaciones, con el consiguiente incremento del costo económico, para una utilización reducida y complicada de los dispositivos de infiltración que, incluso en el caso de una gran avenida, podría conllevar la destrucción de los mismos.

El estudio de las aportaciones y potenciales volúmenes de agua a infiltrar se puede estructurar según la secuencia siguiente: ⁽²⁷⁾

Análisis climático. Destinado a evaluar las aportaciones más importantes al sistema hídrico. La cuantificación de la lluvia puede, y debe, junto con el análisis de caudales, dar lugar a modelos de precipitación-escurrimiento-infiltración, que ofrezcan una potente herramienta de predicción para simular futuras alternativas de gestión.

Análisis de la distribución espacial de las aportaciones. Analiza la distribución espacial de los caudales, así como su cuantía. Siempre que la disposición de las estaciones de aforo lo permita, se realizará un estudio de la infiltración en el cauce por tramos. Este valor de la infiltración puede ofrecer una estimación de la capacidad de infiltración del terreno que, a falta de ensayos o pruebas directas de infiltración en campo, podría, en principio, ser asimilable a la tasa teórica de recarga del futuro dispositivo de recarga.

Análisis de la distribución temporal de las aportaciones. Estudia la forma y cuantía que tienen los caudales de presentarse en el tiempo.

Análisis de usos y demandas. Analiza las estadísticas sobre usos y demandas del agua de recarga, y los usos que tendrá una vez recargada en el acuífero.

Cálculo de excedentes y aportaciones no reguladas. Destinado a resolver los problemas que se pudieran presentar en caso de avenidas extraordinarias que ocasionen caudales excedentes.

Generación de las series de volúmenes a infiltrar. Se debe generar y realizar una simulación de los volúmenes potencialmente infiltrables en el periodo analizado, suponiendo unas instalaciones de recarga artificial trabajando en un punto óptimo o teórico de funcionamiento.

Análisis de sensibilidad. Constituye la realización de la anterior simulación, pero con las instalaciones trabajando no ya con un caudal óptimo de funcionamiento, sino con caudales situados en el entorno de dicho caudal teórico óptimo.

4.3.2. ANALISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD Y VARIABILIDAD TEMPORAL

Los principales controles periódicos que se han de efectuar sobre la calidad del agua de recarga se centran en los siguientes aspectos: ⁽²⁴⁾

- Composición físico-química de los principales componentes,
- Compuestos de nitrógeno y fósforo,
- Compuestos orgánicos,
- Metales pesados,
- Bacteriología y virología,
- Elementos radiactivos.

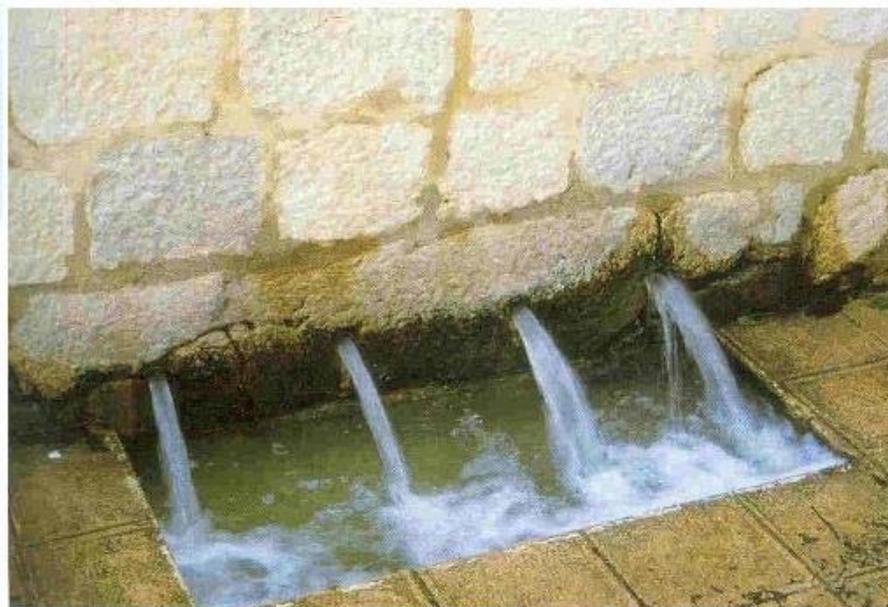
La determinación de las características de calidad y su variabilidad temporal, se deben realizar a partir de una serie de campañas de muestreo de la calidad condicionadas por la propia dinámica que afecta la circulación de agua en el punto que constituye la fuente de toma.

En general, el agua que se suministra a una instalación de recarga presenta una serie de características físicas, químicas y biológicas variables. Por esta razón conviene tener en la entrada de las instalaciones de recarga: ⁽³⁰⁾

- Dispositivos de pretratamiento que permitan mantener control sobre todas aquellas sustancias no deseables que se deseen eliminar o disminuir.
- Dispositivos de vigilancia y control que permitan rechazar o impedir la entrada a la instalación de recarga del agua que no puede ser tratada con un cierto grado de garantía o que no cumpla unos determinados estándares de calidad. El contenido de sólidos en suspensión es un constituyente del agua de recarga sobre el que se debe efectuar un especial seguimiento, ya que este parámetro se encuentra estrechamente relacionado con la posible *colmatación* que pueden experimentar las instalaciones de infiltración.

En este sentido la toma de muestras de agua en los cauces se debe planificar según una secuencia que incluya un mínimo de muestreos coincidentes con periodos de lluvias, así como con el día o días posteriores al cese de las mismas, ya que el contenido de sólidos en suspensión, es variable con el tiempo y muy condicionado por la pluviosidad (Figura 4.4).⁽²⁷⁾

Figura 4.4. La disponibilidad de agua tanto en calidad como en cantidad es un factor primordial a considerar en toda operación de recarga artificial de acuíferos.



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

4.4. ACUÍFERO RECEPTOR

La recarga artificial se puede practicar, en principio, en cualquier tipo de formación permeable que tenga condiciones para almacenar y transmitir agua.

Ahora bien, no todos los acuíferos son adecuados para realizar una recarga artificial. La efectividad de la misma está estrechamente ligada a las características geohidrológicas, hidrodinámicas y de almacenamiento del acuífero receptor, así como al régimen de exploración al que se encuentra sometido. En este sentido debe precisarse que el agua recargada tiene que permanecer en el acuífero el tiempo suficiente para permitir su utilización posterior. Asimismo, su calidad final debe ser la adecuada a los usos a los que se destine.

Normalmente la recarga artificial se practica en acuíferos libres con el nivel freático a profundidad intermedia o próxima a la superficie, bien en materiales granulares como depósitos aluviales o areniscas, bien en materiales consolidados como calizas y dolomías fracturadas y/o karstificadas. Sin embargo, también se puede

efectuar en acuíferos confinados. O localizados a mayor profundidad, o en materiales granulares relativamente cementados, o en consolidados con ligera fisuración. En estos casos, los caudales de admisión son menores, presentándose además, en general, mayores problemas de colmatación. ⁽²⁷⁾

Para realizar con éxito actuaciones en el campo de la recarga artificial es preciso disponer de información detallada relativa a los siguientes puntos: ⁽²⁸⁾

- Litología y aspectos geológicos de los materiales que integran el acuífero,
- Geometría del acuífero,
- Piezometría,
- Hidroquímica y calidad del agua,
- Parámetros hidráulicos (transmisividad, permeabilidad, porosidad eficaz, coeficiente de almacenamiento, capacidad de infiltración),
- Velocidad del agua subterránea y direcciones preferenciales del flujo,
- Volúmenes utilizables o disponibles en el acuífero (reservas útiles),
- Zonas de drenaje o descarga natural,
- Relación río-acuífero,
- Usos, demandas y consumos del agua,
- Balance hídrico.

Probablemente en algunos casos será preciso disponer de los datos discretizados en el espacio y el tiempo.

4.5. MÉTODOS DE RECARGA ARTIFICIAL

Los procedimientos ideados para poder llevar a la práctica esta técnica son múltiples y variados, aunque resulta muy clásico el establecimiento de dos grandes grupos de métodos (Cuadro 4.1) en función de que la recarga se efectúe bien por infiltración a través de la superficie del terreno, o bien por introducción directa del agua hasta el acuífero mediante una perforación que lo atraviesa.

Se han desarrollado una gran cantidad de métodos para la recarga del agua subterránea; y aunque no existen dos proyectos idénticos, la mayoría utiliza variaciones o combinaciones de las técnicas superficiales, en profundidad o indirectas. ⁽¹¹⁾

Cuadro 4.1. Métodos de Recarga Artificial

MÉTODOS Y DISPOSITIVOS DE RECARGA ARTIFICIAL		
SUPERFICIALES	EN CAUCES	<ul style="list-style-type: none"> • Serpenteos y Escarificación • Vasos permeables • Represas
	FUERA DE CAUCES	<ul style="list-style-type: none"> • Balsas (Piletas o estanques) • Fosas • Sistemas de canales y surcos • Campos de extensión (Inundación de terrenos)
EN PROFUNDIDAD		<ul style="list-style-type: none"> • Pozos de inyección • Oquedades naturales del suelo • Drenes y galerías • Zanjás y sondeos
COMBINACIONES		<ul style="list-style-type: none"> • Drenaje subsuperficial – Pozos de inyección • Piletas con oquedades o pozos

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999). Modificado por el autor.

4.5.1. SISTEMAS DE RECARGA EN SUPERFICIE

Las técnicas de recarga artificial superficial se encuentran entre las más simples, antiguas y ampliamente utilizadas a nivel mundial. En éstos métodos el agua se mueve desde la superficie del terreno hacia el acuífero por percolación directa a través del suelo ⁽¹¹⁾. Consisten en extender el agua buscando una gran superficie de contacto agua-terreno. Se emplean fundamentalmente en acuíferos libres, que no presentan niveles de baja permeabilidad en las proximidades de la superficie del terreno, lo que permite la llegada del agua al acuífero. ⁽²⁷⁾

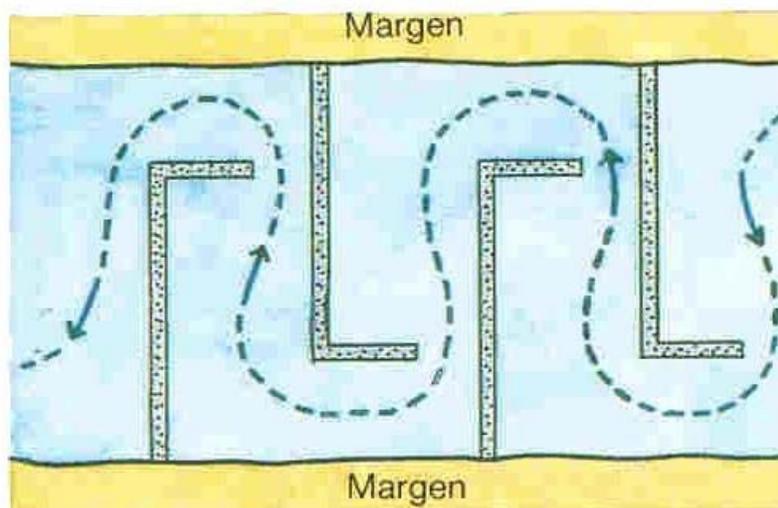
Como se observa en el cuadro 4.1, los métodos superficiales se pueden agrupar en dos categorías: **En cauces** (cuando se utiliza directamente el paso de un río para realizar la obra de recarga) y **fuera de cauces** (cuando se utilizan terrenos extensos para la obra de recarga y la fuente puede o no ser un río que cruce el terreno).

A continuación se explica brevemente en que consiste cada uno de los métodos mencionados en el cuadro 4.1.

❖ *Serpenteos y Escarificación*

Se fundamenta en aumentar el tiempo y la superficie de contacto entre el agua y el terreno, bien mediante la construcción de diques o bien de muros de tierra en forma de L (Figura 4.5.), esto obliga a serpentear al agua, con lo que disminuye la velocidad de ésta y aumenta la infiltración natural del río. ⁽²⁷⁾

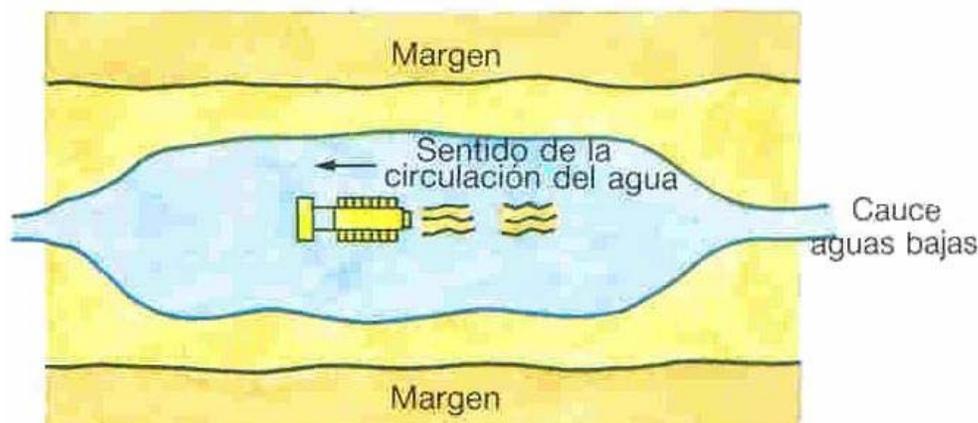
Figura 4.5. Serpenteos en cauces



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Por otra parte, la escarificación es de suma importancia en el proceso, ya que el dragado y excavación de canales en el fondo del cauce también incrementa temporalmente la eficiencia de infiltración porque elimina los materiales finos depositados en el fondo del cauce (Figura 4.6), mientras que la ampliación, nivelación y arado del lecho del cauce incrementan el área de contacto entre el suelo y el agua, así como la velocidad de infiltración. Cabe mencionar que la escarificación se debe realizar a poca profundidad y en el mismo sentido de la corriente. ⁽¹¹⁾

Figura 4.6. Escarificación en cauces



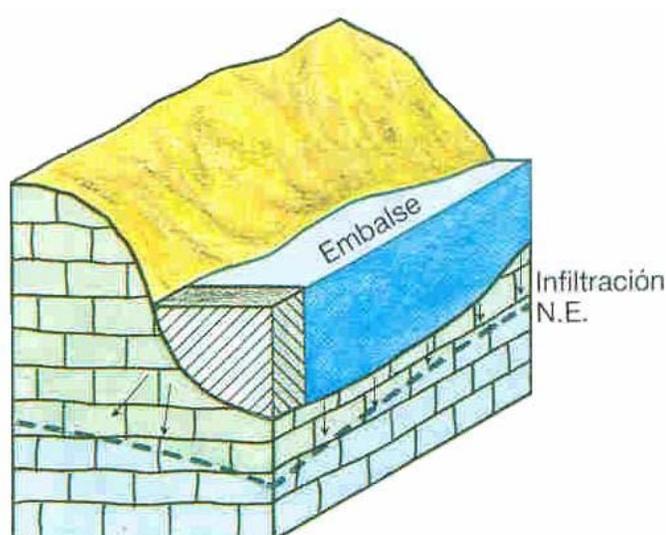
FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

La mayoría de las estructuras utilizadas en la modificación de los cauces de ríos son temporales. Se diseñan para incrementar la recarga por temporadas únicamente y la mayoría se destruyen durante épocas de avenidas. El método es muy efectivo ya que los costos de construcción son relativamente bajos, su mantenimiento es barato y la operación raras veces entra en conflicto con otros usos del suelo.

❖ *Vasos permeables*

Son embalses de superficie cuyas paredes no son totalmente impermeables, recargando así el acuífero. Aunque, en principio es un accidente, por ejemplo cuando la cortina de una presa no es totalmente impermeable o llega a haber una grieta, el agua que se filtra a través de ella sirve como agua de recarga para el acuífero (Figura 4.7).⁽²⁸⁾

Figura 4.7. Vasos permeables



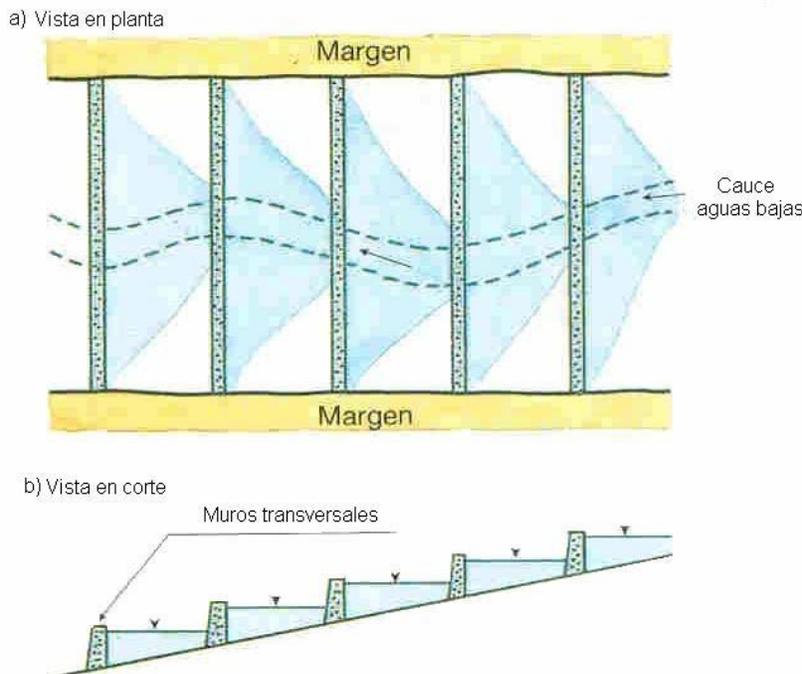
FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

❖ *Represas*

Consiste en aumentar el tiempo y la superficie del contacto del agua con el terreno, mediante la construcción de diques de tierra o presas de hule inflables: en los diques, deben proveerse vertederos para evitar la rápida erosión de los mismos (Figura 4.8).

El confinamiento de agua provoca el aumento de la recarga al incrementar el área húmeda mojada, la carga hidráulica (se crea un tirante de agua) y al retener durante más tiempo el agua en la superficie.⁽¹¹⁾

Figura 4.8. Represas en cauces



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Los almacenamientos ubicados aguas arriba deben dejar pasar un volumen adecuado de agua hacia los almacenamientos de aguas abajo, por lo que deben ser construidos de acuerdo a la capacidad de infiltración del cauce del río.

❖ *Piletas o Estanques*

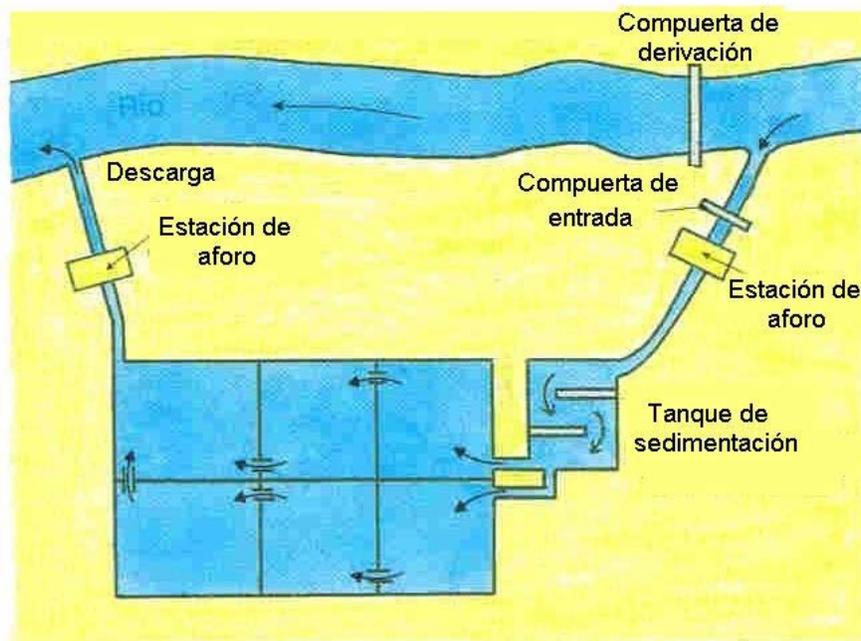
Son dispositivos alargados, poco profundos y de gran superficie. La infiltración se produce predominantemente por el fondo ⁽²⁷⁾. Son probablemente el método más favorable para la recarga, ya que permiten el uso eficiente del espacio y solamente requieren de un mínimo mantenimiento.

Los estanques pueden ser excavados o estar delimitados por diques o represas. La geometría de los estanques es flexible y permite que su construcción se adapte al terreno. Pueden ser construidos individualmente (en áreas de drenaje pequeñas para recolectar el escurrimiento urbano) o en serie para la infiltración del agua de ríos o avenidas (Figura 4.9). ⁽¹¹⁾

El uso de estanques múltiples presenta grandes ventajas para la infiltración del agua de los arroyos; su gran capacidad de almacenamiento incrementa notablemente el tiempo para la recarga del agua, las piletas ubicadas aguas arriba actúan como estanques de sedimentación (clarificadores de agua) para las que se ubican aguas

abajo y el mantenimiento periódico se facilita por su capacidad de sacar de operación a una pileta sin alterar el funcionamiento de las otras.

Figura 4.9. Estanques de recarga



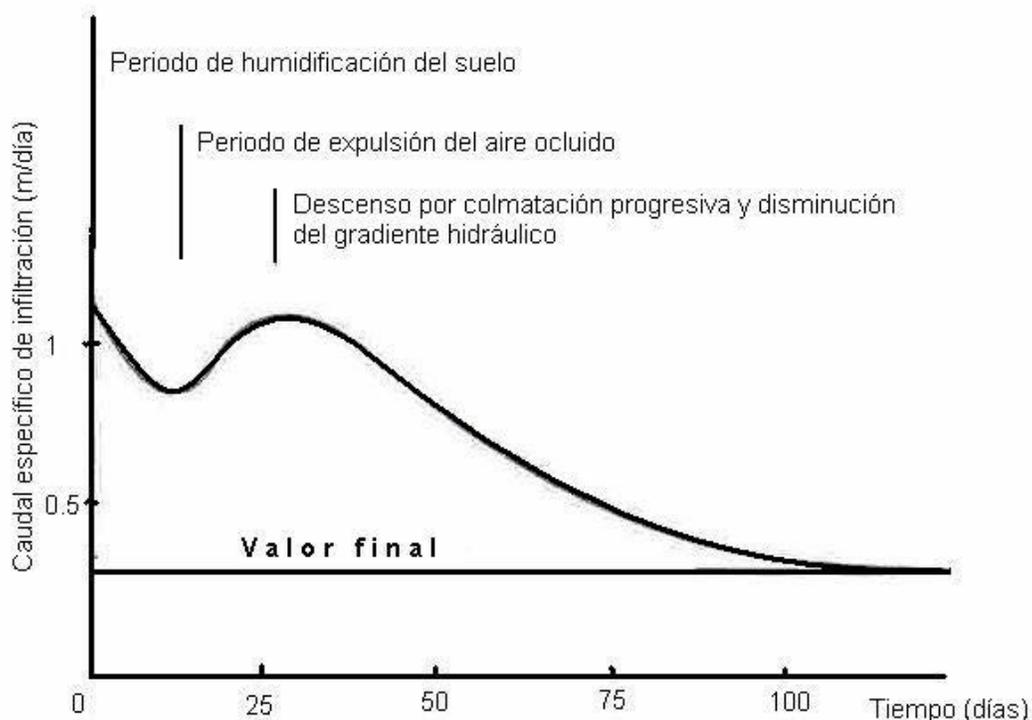
FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Los estanques de infiltración son fáciles de construir y mantener. Las paredes suelen tener una inclinación entre 0.5 y 1 (vertical) a 1 (horizontal), con un ancho mínimo en la parte alta de 0.3 a 1 m. Los valores de infiltración obtenidos en la práctica varían entre 0.25 m/día y 2 m/día. ⁽¹²⁾

El principal trabajo de mantenimiento consiste en desecar y limpiar los limos que se van depositando en los fondos. Esta limpieza puede hacerse con maquinaria de movimiento de tierras, de forma que se puedan retirar los limos depositados en la superficie sin provocar su penetración en el terreno permeable del acuífero, pues ello provocaría a la larga una *colmatación* (ver sección 4.9.1) irreversible.

Una manera de luchar contra la colmatación de los estanques es producir previamente una decantación, empleando incluso productos floculantes para acelerar y mejorar este proceso. ⁽²¹⁾

Se ha observado que los valores de la infiltración varían con el tiempo en la forma que indica la Figura 4.10. El primer descenso de los niveles de infiltración es debido a la necesidad de expulsar el aire ocluido entre los poros de la zona no saturada; después, los valores de la infiltración aumentan de nuevo, para volver a decrecer luego por colmatación y/o disminución del gradiente hidráulico.

Figura 4.10. Curva típica del caudal de infiltración en función del tiempo.

Las escalas son meramente orientativas; los valores reales varían mucho de un caso a otro. El valor asintótico final puede llegar a ser casi cero con agua muy turbia y con abundantes materiales finos y orgánicos.

FUENTE: CUSTODIO, E. y Llamas, M. R, (1987)

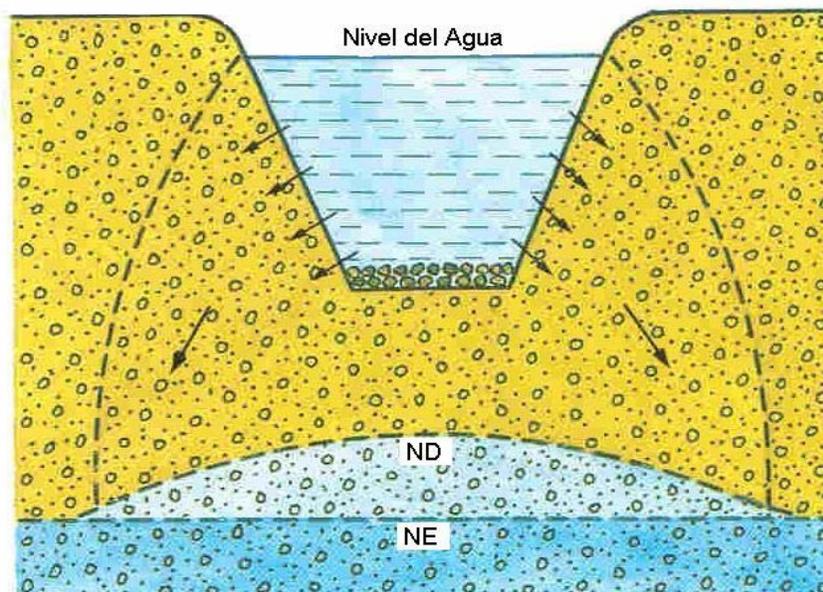
La capacidad de infiltración de los estanques se puede mejorar con el tratamiento del suelo, empleo de vegetación mediante procedimientos operacionales especiales. Los primeros consisten generalmente en agregar productos químicos o en la alteración física de la superficie de infiltración para incrementar los espacios porosos disponibles.

El sistema de raíces de las plantas crea por su parte conductos en el suelo que incrementan la percolación del agua. Prolongados periodos de secado de las piletas (en épocas de estiaje, por ejemplo) permiten la biodegradación de las capas obstruidas.⁽¹¹⁾

❖ Fosas

Son dispositivos semejantes a los estanques, y su funcionamiento es más o menos el mismo, con la diferencia de que en las fosas la superficie lateral es importante en relación con la del fondo, por lo que la infiltración se da predominantemente por los flancos (Figura 4.11).⁽²⁷⁾

Figura 4.11. Recarga artificial mediante Fosas



NE = Nivel estático cuando cesa la recarga
 ND = Nivel dinámico con la recarga funcionando

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

❖ **Sistemas de canales y surcos**

En este método el agua proveniente de un arroyo que fluye a través de un sistema de canales o surcos poco profundos, de fondo plano y poco espaciados. La mayoría de estos sistemas tiene uno de los siguientes patrones: lateral, dendrítico o de contorno. ⁽¹¹⁾

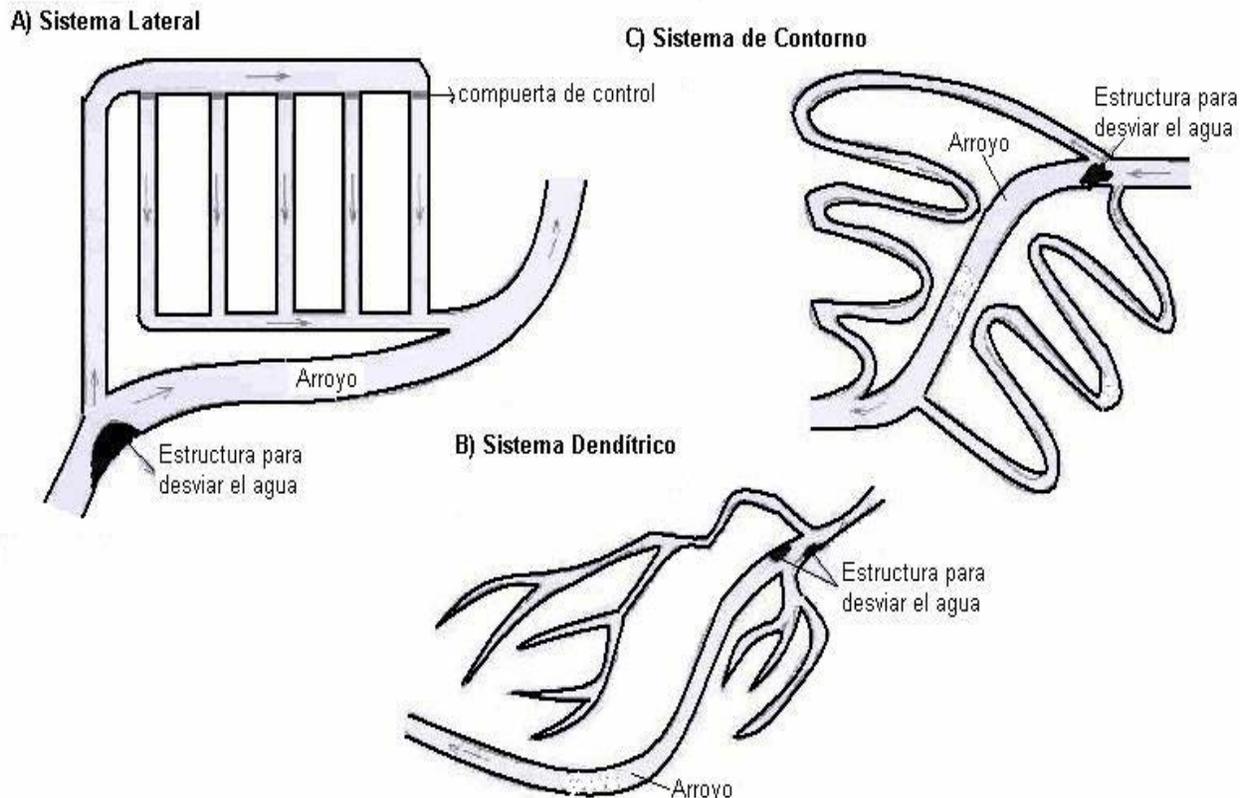
Sistema lateral. Generalmente cuentan con uno o más canales de abastecimiento a partir de los cuales se derivan canales pequeños (Figura 4.12.A). El flujo de agua a través de cada canal se controla mediante compuertas. La profundidad de los canales depende de la topografía y pocas veces excede a la requerida para mantener una velocidad uniforme, buscando maximizar la superficie húmeda.

Sistema dendrítico. Derivan el agua desde un canal principal hacia series sucesivas de surcos de menor tamaño y controlan el flujo en cada serie mediante compuertas (Figura 4.12.B). La bifurcación de los surcos puede continuar hasta lograr que toda el agua se infiltre o terminan en otro surco que recolecta el agua en exceso.

Sistema de contorno. Distribuyen el agua a través de canales o surcos que siguen el contorno del terreno (Figura 4.12.C) y presentan un arreglo en zigzag especialmente al final de los mismos (o del área de inundación). Los canales atraviesan

el área de recarga repetidamente y regresan el agua en exceso al arroyo original en un punto inferior.

Figura 4.12. Sistemas de canales y surcos



FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, CNA (2002)

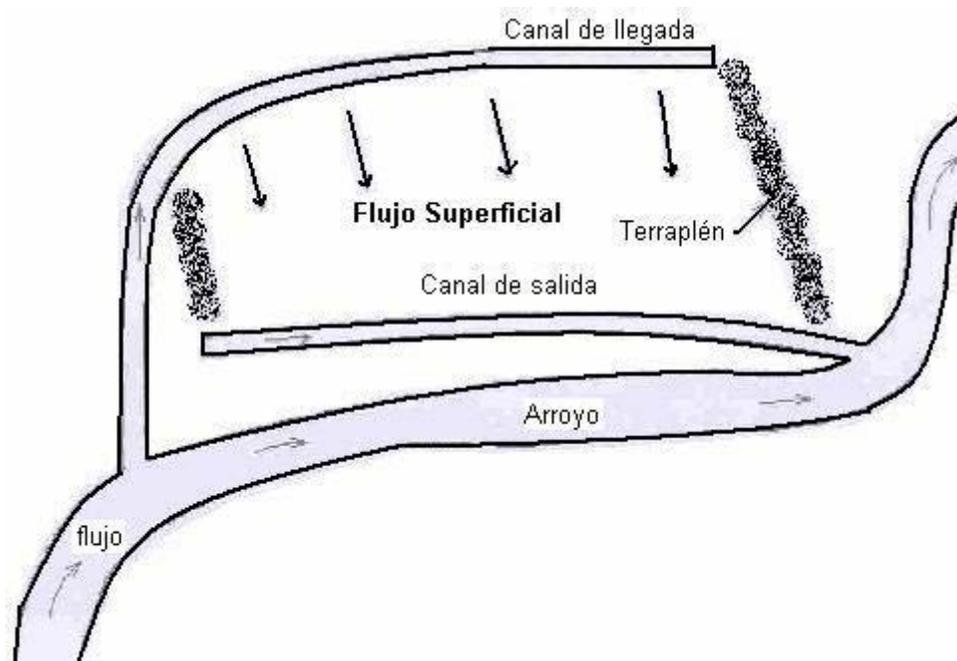
Los sistemas de canales y surcos presentan muchas ventajas para la recarga de aguas con altos contenidos de sedimentos suspendidos. La velocidad del agua en estos sistemas debe ser lo suficientemente grande para acarrear un gran porcentaje de los materiales a través de todo el sistema y regresarlos a su fuente original.⁽¹¹⁾

❖ **Campos de extensión (Inundación de terrenos)**

La recarga por inundación solo puede llevarse a cabo en terrenos con pendientes de 1 a 3 por ciento. El objetivo es el inundar con una delgada capa de agua una amplia zona la cual viaja lentamente sobre el terreno hacia aguas abajo sin alterar al mismo. Generalmente, el agua se distribuye a través de varios puntos para que la aplicación sea lo más uniforme posible. El área de recarga se puede acotar con terraplenes o zanjias para definir el área de infiltración o proteger tierras adyacentes. El agua aplicada en exceso se puede recolectar en un punto topográfico más bajo para su

posterior disposición (Figura 4.13). En general, las velocidades de infiltración son mayores en sitios con suelos permeables y vegetación natural. ⁽²⁷⁾

Figura 4.13. Recarga superficial por inundación



FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, CNA (2002)

Los mayores problemas de este método son el confinamiento del agua dentro de la zona de inundación, la gran extensión de área requerida y la evaporación del agua. En contraste, su ventaja es el relativamente bajo costo de construcción y mantenimiento.

4.5.2. SISTEMAS DE RECARGA EN PROFUNDIDAD

Consisten en la introducción de agua en el acuífero, generalmente mediante pozos, sondeos, etc. Se emplean de una forma generalizada en terrenos formados por una alternancia de niveles permeables e impermeables. ⁽¹²⁾

La recarga en profundidad se lleva a cabo cuando el agua se transporta y coloca directamente en el acuífero. Generalmente se utiliza para recargar acuíferos con capas semipermeables confinantes.

La calidad del agua de recarga en todos estos métodos, es de fundamental importancia ya que el agua entra en forma directa al acuífero sin la filtración previa que ocurre cuando el agua se filtra a través de la zona no saturada. Todos los métodos

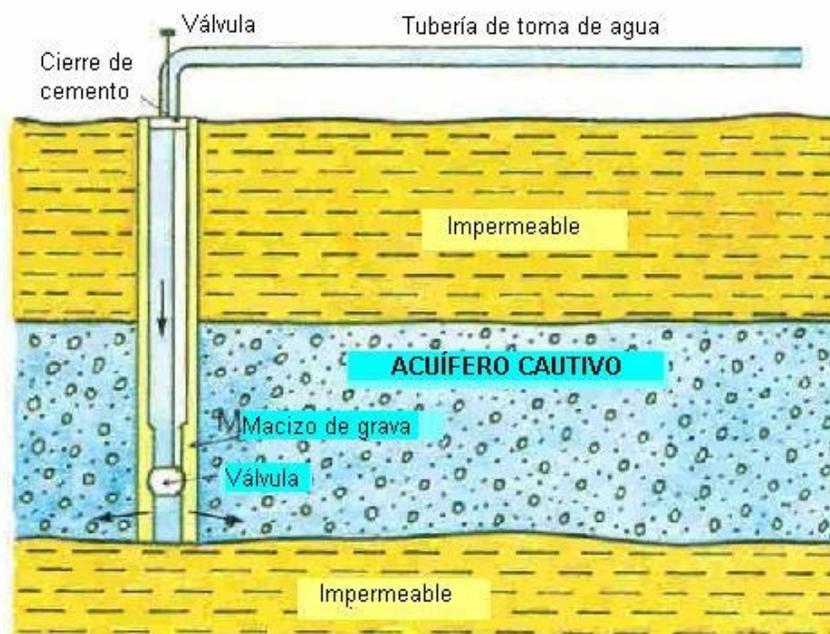
requieren de estructuras que ocupan mucho menos espacio que las requeridas por los métodos superficiales. ⁽¹¹⁾

❖ **Pozos de inyección**

Los pozos de recarga, comúnmente llamados pozos de inyección, se utilizan generalmente para recargar acuíferos profundos que se encuentran separados de la superficie del terreno por materiales de baja conductividad hidráulica y tienen un diámetro mayor de 6". Los pozos se utilizan también para recargar acuíferos libres en sitios donde la disponibilidad de terrenos es muy limitada (Figura 4.14). ⁽¹¹⁾

Los pozos pueden utilizar agua potable o agua residual tratada para la recarga de los acuíferos costeros que experimentan la intrusión de agua de mar.

Figura 4.14. Funcionamiento de un pozo de inyección



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

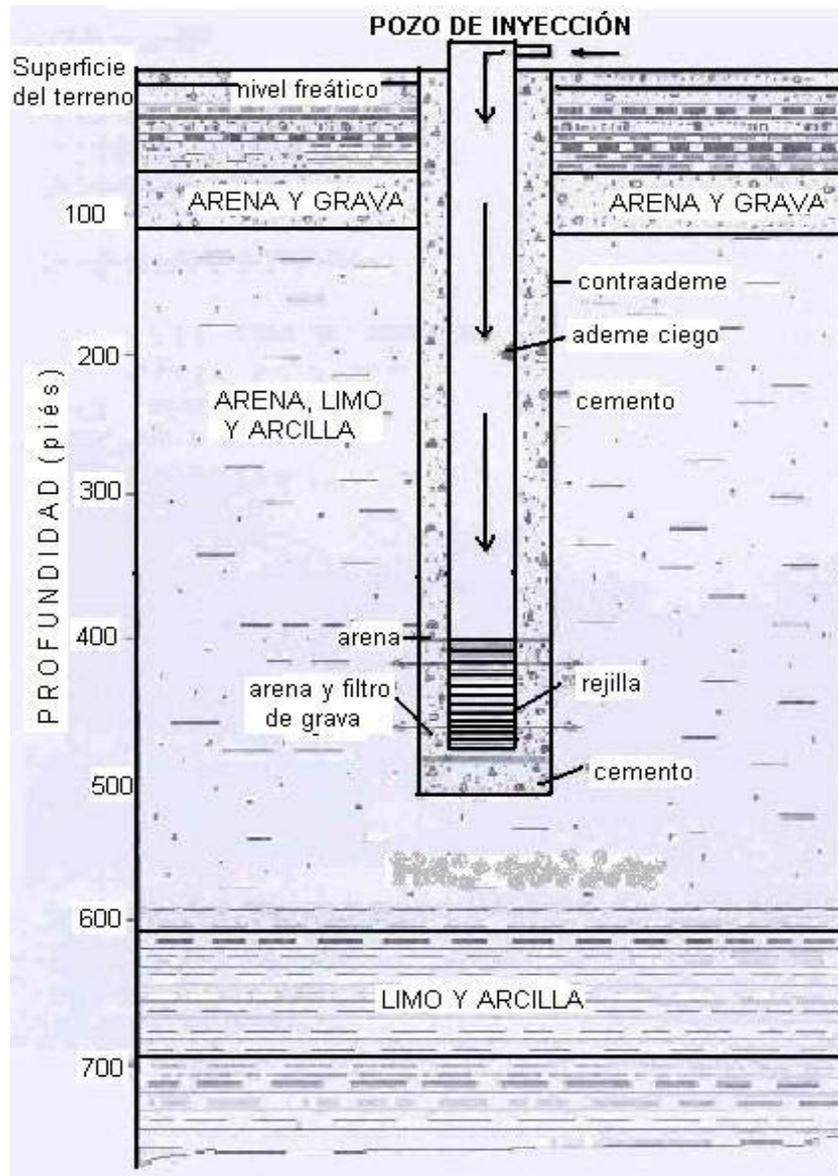
La sección superior de los pozos de inyección ubicados en materiales no consolidados debe tener ademe ciego mientras que las rejillas se colocan directamente en el acuífero con un filtro de grava a su alrededor y tienen diámetros típicos de pozos de producción.

Generalmente se construye un contra-ademe de concreto en el punto donde el pozo cruza la parte superior del acuífero para evitar presiones de inyección en la parte superior del ademe (Figura 4.15).

Los acuíferos cubiertos por depósitos consolidados e impermeables pueden no requerir la instalación de ademe ni rejillas. ⁽¹¹⁾

Por otro lado, el diseño de los pozos de inyección depende de los fines de la recarga, del volumen de agua por inyectar y de la velocidad de infiltración del agua en el acuífero. Este último aspecto es función del gradiente hidráulico, conductividad hidráulica y del área de contacto (longitud y tipo de rejillas).

Figura 4.15. Pozo de recarga



*Construcción de pozos de recarga en acuíferos confinados.
Emplazados en materiales no consolidados*

FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, (CNA) 2002

El adecuado funcionamiento de los pozos de recarga es función de la permeabilidad del acuífero, la acumulación de sólidos suspendidos e impurezas

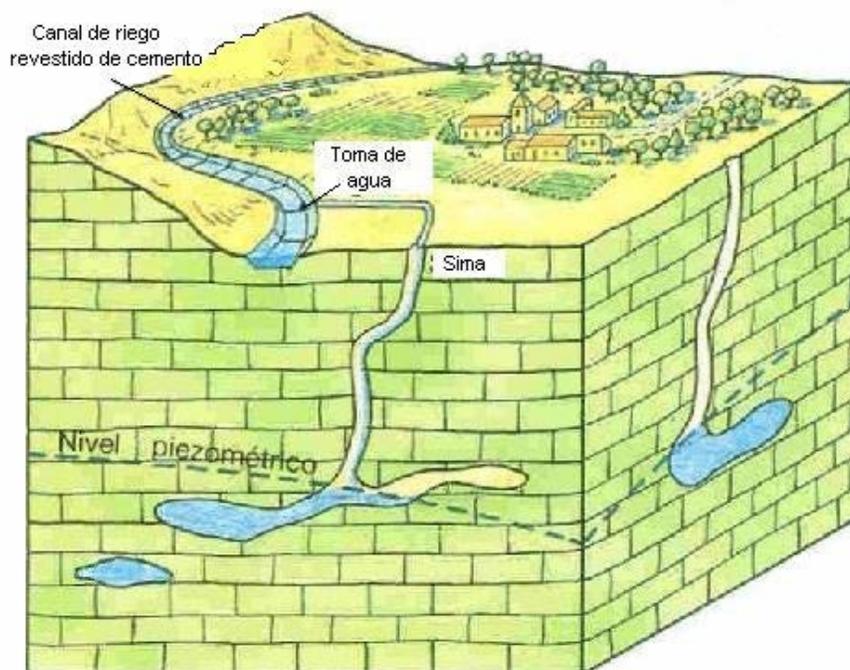
químicas y biológicas presentes en el agua, así como de los gases y aire disueltos debido a la turbulencia.

❖ **Oquedades naturales del suelo**

Las oquedades naturales del suelo causadas por el fracturamiento o disolución de calizas u otras rocas solubles, pueden actuar como drenes de cuerpos de agua superficiales o como conductos de agua en cualquier dirección (Figura 4.16).

El mantenimiento, protección y mejoramiento de las oquedades depende de su tamaño, configuración y ubicación, así como de la fuente de agua. Este tipo de sistemas de recarga es relativamente barato, sin embargo, requiere que el terreno presente condiciones geológicas favorables para el ingreso del agua directamente al acuífero. ⁽¹¹⁾

Figura 4.16. Aprovechamiento de oquedades del terreno

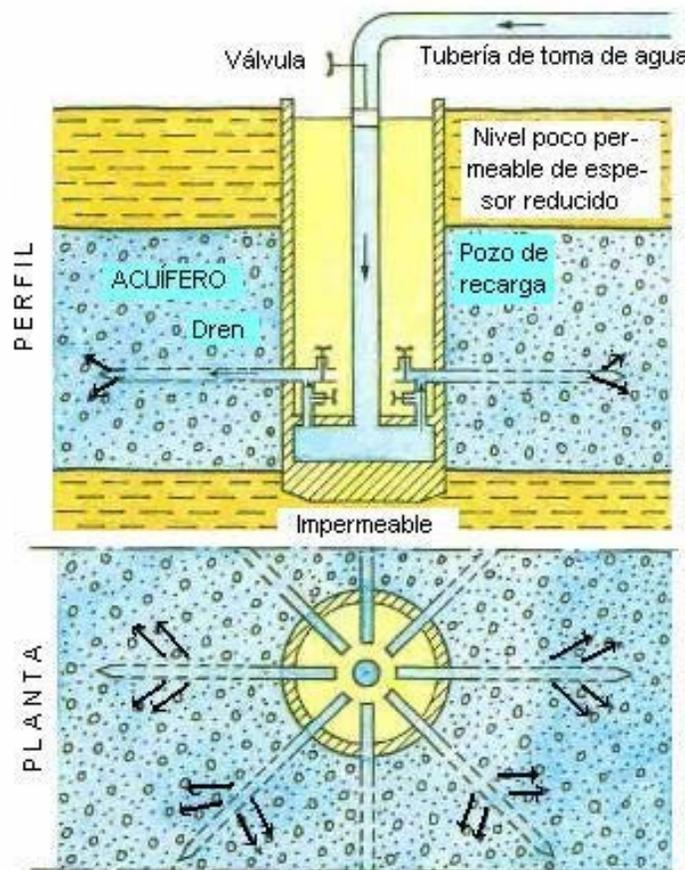


FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

❖ **Drenes y galerías**

Consiste en realizar en el fondo de un pozo, por el que se introduce el agua, drenes y galerías. En general están bajo el nivel freático, por lo que este método se emplea cuando el nivel freático se encuentra a pocos metros bajo el nivel del terreno natural (Figura 4.17). ⁽²⁷⁾

Figura 4.17. Drenes y galerías



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

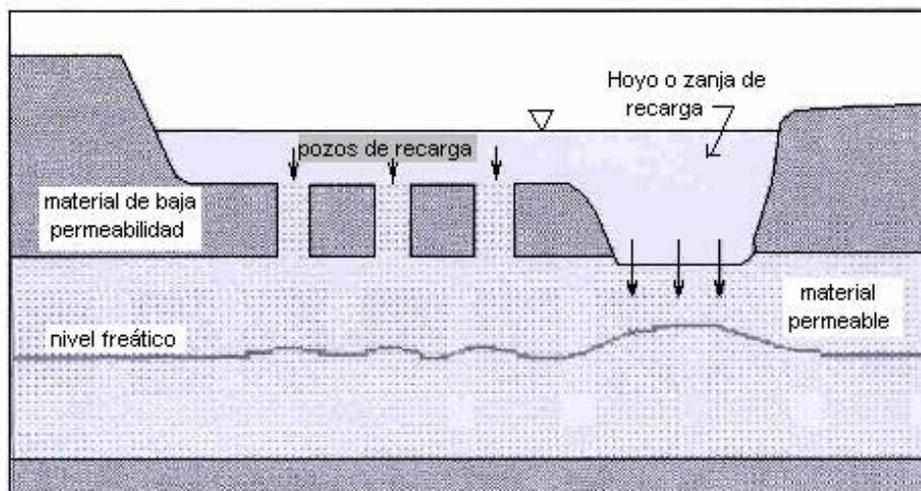
❖ Zanjas y sondeos

Los acuíferos de tipo semiconfinado o confinados con capas semipermeables ubicadas cerca de la superficie del terreno, pueden ser recargados mediante el empleo de zanjas y pozos de diámetro pequeño que penetran totalmente dichas capas semiconfinantes o confinantes (Figura 4.18).

Los pozos son de variable dimensión y su profundidad depende del espesor de las capas. Sus paredes pueden ser prácticamente verticales con lo cual se minimiza la obstrucción o atascamiento del suelo.⁽²⁸⁾

Cabe mencionar que sus costos de construcción y mantenimiento son altos comparados con las técnicas superficiales, especialmente si se emplean pequeñas cantidades de agua. En algunas áreas, se pueden evitar éstos costos mediante el uso de canchales u hoyos ubicados en bancos de material abandonados.

Figura 4.18. Zanjas y pozos de diámetro pequeño utilizados en la recarga de acuíferos



FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, CNA (2002)

Como todas las técnicas en profundidad, los materiales de relleno de los pozos y las paredes pueden obstruirse (colmatados) con sólidos suspendidos o la actividad biológica. Los periodos de secado y tratamiento químico son los únicos métodos posibles de restauración de la capacidad de infiltración; sin embargo, con el paso del tiempo es necesario el reemplazo del material colmatado por material limpio.

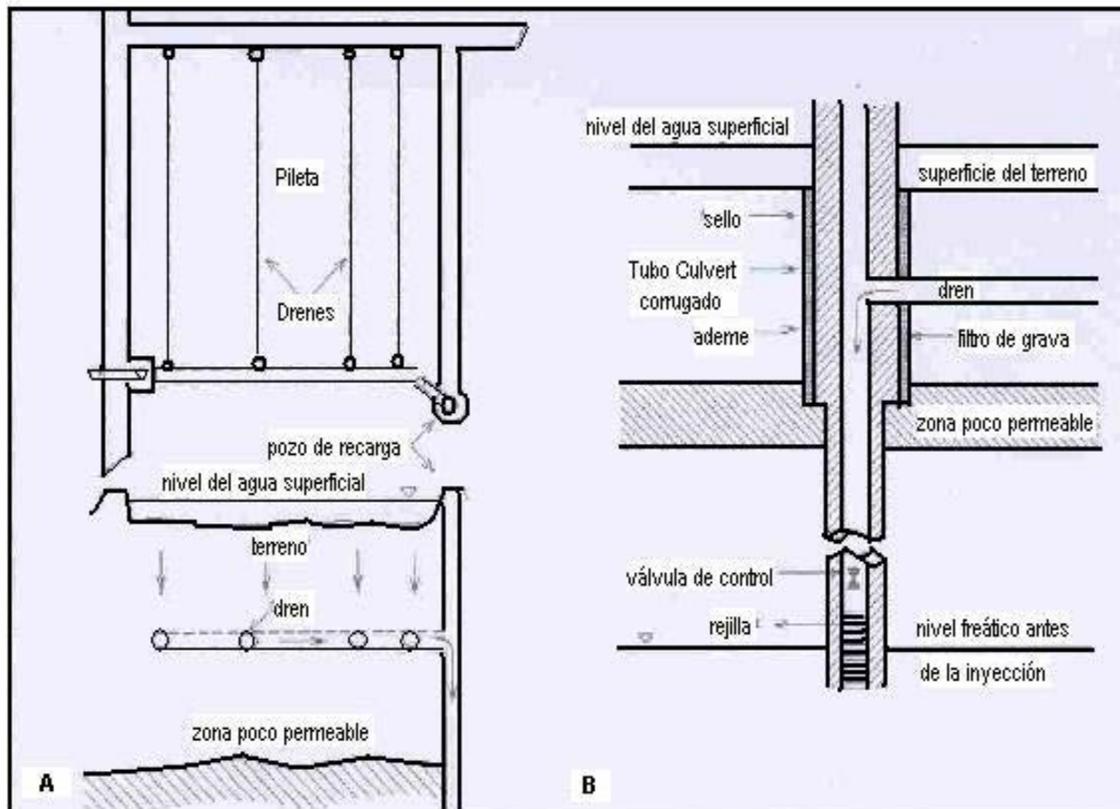
4.5.3. SISTEMAS COMBINADOS

La mayoría de las combinaciones de las dos técnicas descritas anteriormente no requieren de discusiones adicionales. Sin embargo, es importante señalar que la combinación de algunos métodos que pueden resultar en uno nuevo con características bien específicas, como los descritos a continuación.

❖ *Drenaje subsuperficial con pozos de inyección*

La recarga de acuíferos ubicados por debajo de capas gruesas de baja conductividad hidráulica se puede realizar e incrementar significativamente mediante el empleo combinado de tuberías de drenaje subsuperficial con pozos de inyección. En tales sistemas el agua infiltrada al subsuelo es recolectada por drenes horizontales ubicados sobre la zona de baja conductividad para recargar el acuífero a profundidad (Figura 4.19).⁽¹¹⁾

Figura 4.19. Sección esquemática de un sistema de recarga



Sistema de recarga combinado de tubería de drenaje subsuperficial con pozos de inyección en planta (A) y corte transversal (B)

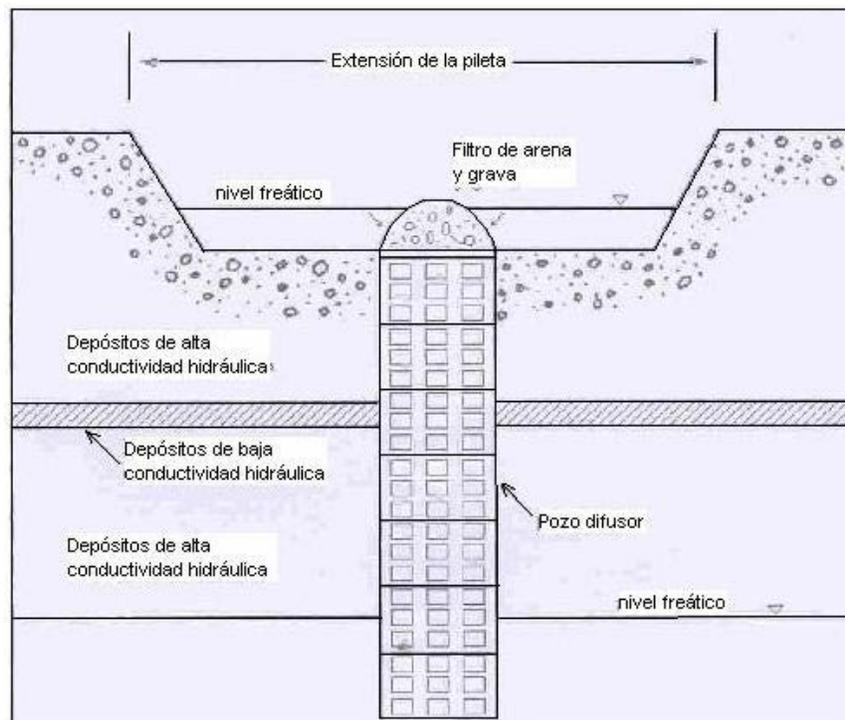
FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, CNA (2002)

❖ **Piletas con oquedades o pozos**

Los sistemas que incluyen la combinación de piletas con hoyos o pozos de inyección permiten conducir el agua rápidamente hasta las zonas más permeables del acuífero. Tales sistemas incorporan cilindros de concreto perforados de gran diámetro los cuales se instalan por debajo de las zonas poco permeables (Figura 4.20).⁽¹¹⁾

Por ejemplo, en 1969 en Long Island, Nueva York se instalaron “pozos de difusión” en el 5 al 10% de las 2,124 piletas de recarga del agua de lluvia. Los ademes de concreto fueron rellenos con arena y grava. En Michigan se utilizaron pozos de diámetro pequeño para drenar depresiones naturales inundadas ubicadas en zonas con alto potencial agrícola.

Figura 4.20. Combinación de piletas con pozos



FUENTE: Manual de Recarga Artificial de Acuíferos, CNA (2002)

4.6. MECANISMO HIDRODINÁMICO DE LA RECARGA ARTIFICIAL

El mecanismo hidrodinámico de la recarga artificial comprende en líneas generales las siguientes fases:

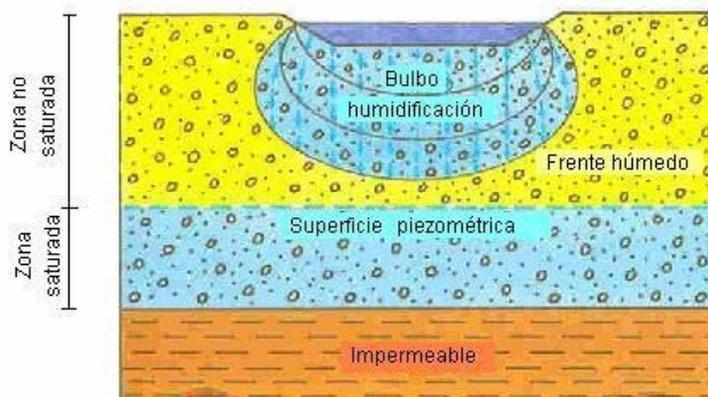
Fase I. Formación y avance del bulbo de infiltración (Figura 4.21)

Esta fase se sitúa entre el momento en que llega el agua a la laguna y el instante en el que el acuífero comienza a recibir la misma. ⁽²⁸⁾

En la < zona no saturada > el flujo del agua es esencialmente vertical, el agua que recibe la formación va filtrándose poco a poco en el terreno. Ocupando cada vez un porcentaje mayor de huecos y humidificando el mismo. Se presenta, por tanto, la formación y descenso de un bulbo de humidificación.

Si el caudal de entrada es pequeño, no se llegará a humidificar el terreno de la < zona no saturada > en un grado tal que el llamado frente húmedo del bulbo llegue hasta la < zona no saturada >. Por el contrario, si dicho caudal es suficiente, se favorecerá la humidificación progresiva del terreno subyacente hasta la < zona saturada >. ⁽²⁸⁾

Figura 4.21.

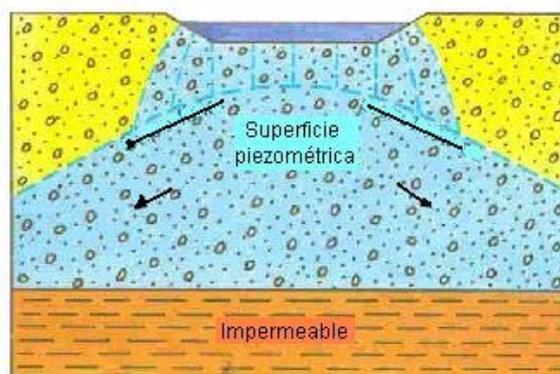


FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Fase II. Abombamiento de la superficie piezométrica (Figura 4.22)

En el momento en que el frente húmedo se pone en contacto con el límite superior de la < zona saturada > el nivel piezométrico empieza a subir. Toda el agua introducida se almacena formando una cresta de agua en aumento. El crecimiento continúa hasta que se alcanza un límite de control que impide la expansión. ⁽²⁸⁾

Figura 4.22.



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

Fase III. Recarga en régimen estable

Una vez que se han alcanzado los límites de control, el volumen de agua no varía y entra tanta agua como se descarga.

Fase IV. Desaparición de la cresta de agua al cesar la recarga

El agua puesta en almacenamiento por encima del nivel piezométrico está allí temporalmente. Al cesar la descarga se drena paulatinamente hacia los controles laterales hasta adaptarse a la superficie piezométrica natural.

4.7. VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DISTINTOS SISTEMAS DE RECARGA ARTIFICIAL

La comparación entre las diversas modalidades de recarga artificial solamente se puede realizar de una forma orientativa, puesto que cada experiencia presenta unas peculiaridades distintas, que deben analizarse en detalle para ese caso concreto.

En el cuadro 4.2 se exponen algunos criterios, más o menos generalizados, sobre diversos factores o aspectos, que pueden intervenir en la elección de uno u otro método.

Cuadro 4.2. Comparación de los sistemas de Recarga Artificial

VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DISTINTOS SISTEMAS DE RECARGA ARTIFICIAL		
FACTOR	MÉTODOS	
	SUPERFICIALES	EN PROFUNDIDAD
<i>Precio y disponibilidad del terreno</i>	Puede ser muy difícil o imposible establecerlos en una zona poblada o muy cultivada por no disponer de espacio o por ser los terrenos muy caros. Precisa en general terrenos baratos, así como de grandes superficies si se quieren infiltrar importantes volúmenes de agua.	Pequeño. Precisan poco espacio.
<i>Factores estéticos y ambientales</i>	Pueden presentar problemas de proliferación de insectos y roedores. Requieren cercados y vallas para proteger a personas y animales.	Escasos.
<i>Permeabilidad del acuífero</i>	Media a grande. Permeabilidades bajas exigen grandes extensiones de terreno para poder recargar volúmenes apreciables de agua.	Variable. Se emplean de una forma generalizada en terrenos formados por una alternancia de niveles permeables e impermeables, o cuando existen niveles poco permeables entre la superficie y el acuífero.

<i>Construcción de instalaciones</i>	Pueden requerir acondicionamientos previos del terreno para nivelarlo, retirar coberturas poco permeables o arcillosas, retirar vegetación, obtener diques resistentes, construir estructuras para la conducción del agua, etc. La construcción de algunas instalaciones, como por ejemplo aquellas que llevan aparejadas un embalse de vaso permeable, puede resultar muy compleja.	No tienen porque resultan excesivamente complicados.
<i>Caudal recargable</i>	Puede llegar a ser muy grande.	Notablemente inferior si se compara con el medio de las instalaciones superficiales.
<i>Pérdidas por evaporación</i>	En determinados casos pueden ser importantes. Depende del tamaño de las instalaciones. Los valores de evaporación no superan, en general, los 0.005 m/día.	Nulas.
<i>Requisitos de calidad del agua</i>	Pequeños, ya que se puede aprovechar el poder autodepurador de la zona no saturada.	Grandes, ya que el agua se introduce directamente en el acuífero. A veces implica un costo de pretratamiento importante.
<i>Colmatación</i>	Los problemas derivados de la colmatación pueden ser importantes. El agua introducida debe presentar un bajo contenido de sólidos en suspensión.	Presentan una gran susceptibilidad a la colmatación.
<i>Grado de depuración del agua en el terreno</i>	Grande. El paso del agua en el medio no saturado es decisivo para conseguir una buena eliminación de contaminantes.	Pequeño o nulo.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

Los pozos y sondeos son los sistemas de recarga artificial mas utilizados cuando el acuífero se encuentra a cierta profundidad. Su uso también es frecuente en los casos en los que la disponibilidad de terrenos es restringida o su precio es muy caro. ⁽²⁷⁾

Los métodos de recarga en superficie presentan menos complicaciones técnicas que los dispositivos de recarga artificial en profundidad. Como regla general se podrá indicar que a igualdad de eficiencia siempre es preferible la técnica constructiva más sencilla.

4.8. TAMAÑO Y DISEÑO DE INSTALACIONES PARA LA RECARGA ARTIFICIAL

El tamaño de una instalación de recarga artificial (dispositivo de infiltración) está relacionado con el método de recarga empleado (superficial o profundo) y con los aspectos hidráulicos del terreno y hidrodinámicos del acuífero donde se ubiquen los dispositivos de infiltración. En este sentido resulta fundamental, en las obras de superficie, conocer el valor de la tasa de infiltración, ya que este factor condiciona el tamaño y diseño de las obras.⁽²⁷⁾

$$\text{Tasa de infiltración} = \frac{\text{Caudal que se infiltra}}{\text{Superficie por la que se realiza la infiltración}}$$

En las instalaciones ligadas a sondeos, para poder conocer el número de pozos operacionales, se precisa evaluar el caudal específico.

$$\text{Caudal específico} = \frac{\text{Caudal de inyección}}{\text{Ascenso de nivel en el pozo}}$$

Es preciso indicar que estos valores no son constantes, ya que la tasa de infiltración o el caudal específico disminuyen, por causa de la colmatación, con cada paso de tiempo. Por tanto, para poder recargar un volumen idéntico de agua para cada unidad de tiempo considerada, se precisará realizar una readaptación del tamaño del número de elementos de cada dispositivo de recarga en funcionamiento.⁽¹²⁾

La tasa de infiltración, por efecto de la colmatación, disminuye según una ecuación exponencial del tipo $I = A e^{-Bt}$ donde I es la tasa de infiltración (m/día) y t el tiempo acumulado (días) en que se realizan operaciones de recarga. A y B son dos valores que se determinan experimentalmente para cada caso concreto.

En las instalaciones superficiales de recarga artificial se trabaja normalmente con ciclos de inundación-secado, de duración variable, para evitar la colmatación debida al hinchamiento de las arcillas. Esta forma de proceder exige, como mínimo, el empleo de dos balsas alternativas de infiltración de iguales dimensiones.

4.8.1. NECESIDAD Y TIPO DE LAS INSTALACIONES AUXILIARES

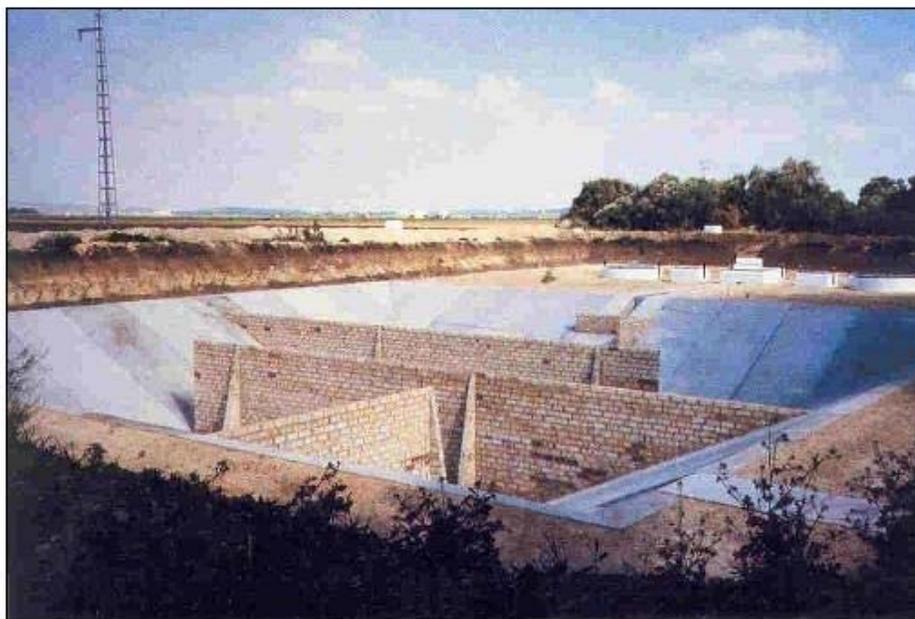
Tanto si la instalación es de tipo superficial como profunda, se precisarán dispositivos de decantación y sedimentación, diseñados por módulos, que pueden ocupar una extensión considerable (Figura 4.23).

Si las instalaciones de infiltración no alcanzan grandes dimensiones se pueden colocar filtros en su fondo, ya que la inversión económica que se precisa en este supuesto no tiene porqué resultar excesivamente gravosa. ⁽²⁷⁾

El material filtrante puede variar desde grava, notablemente más permeable que el terreno natural, hasta arena fina de permeabilidad igual o menor que la del terreno.

Los filtros muy permeables favorecen una elevada tasa de infiltración a cambio de que algunos colmatantes penetren en el suelo. El resultado final no sólo obliga a retirar y limpiar el filtro, sino también una pequeña porción del terreno subyacente.

Figura 4.23. Instalaciones de decantación y sedimentación



En los dispositivos de decantación resulta adecuado incrementar el camino recorrido por el agua a recargar, ya que de esa manera se disminuye su velocidad de circulación y se facilita la deposición de sólidos en suspensión.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

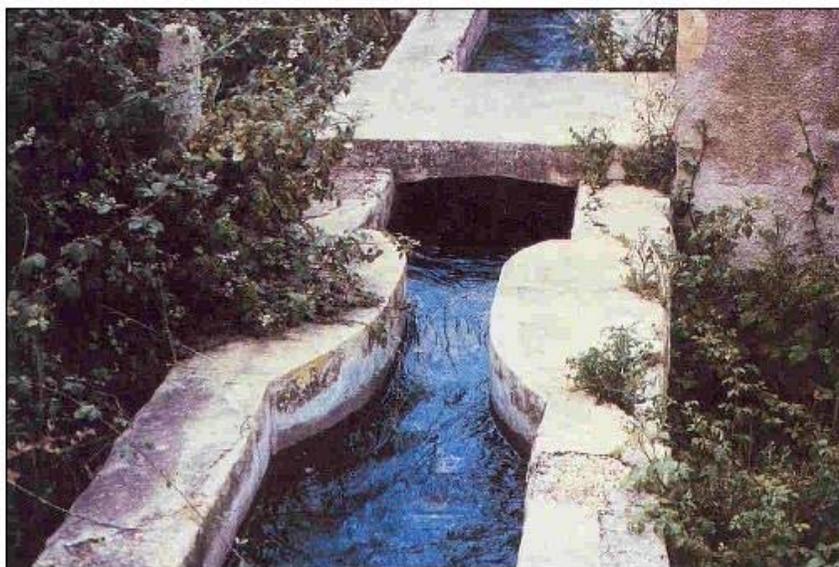
Los filtros con una capacidad de infiltración inicial menor pueden provocar una colmatación más rápida, pero la capa colmatante solo tiene unos pocos centímetros de espesor sobre el lecho del filtro, por lo que basta retirar una pequeña cantidad de material filtrante para restablecer unas condiciones adecuadas de permeabilidad. ⁽¹²⁾

En instalaciones de tipo profundo se debe evitar, además, la inyección de aire, bien directo o por vaporización, inyectando el agua bajo el nivel piezométrico, evitando las depresiones piezométricas y evacuando el aire mediante ventosas perforadoras. ⁽²⁷⁾

4.8.2. MÉTODOS Y EQUIPOS DE CONTROL Y SEGUIMIENTO

La correcta ejecución y aplicación de la técnica de la recarga artificial de acuíferos precisa de operaciones de control y seguimiento, que permitan cuantificar los efectos que se producen en cantidad y calidad sobre las aguas del acuífero, y además, una toma de decisión rápida y adecuada para lograr una correcta gestión de la operación de infiltración. Los parámetros que deben controlarse con una mayor rigurosidad son el *nivel piezométrico y la hidroquímica del agua subterránea*, así como el *caudal y la calidad del agua de recarga*. Es recomendable que la medida de estos parámetros se realice de una forma continua. El control continuo de la recarga artificial proporciona una información mas amplia y detallada, y permite conocer reacciones puntuales de corta duración que no pueden detectarse mediante un control discontinuo. ⁽²⁷⁾

Figura 4.24. Medidor de caudal tipo Parshall



Los medidores de caudal permiten conocer el caudal instantáneo y acumulado que circula por las conducciones que transportan el agua a recargar.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

El instrumento a utilizar, para el control continuo de caudales, es el **caudalímetro** (Figura 4.24, medidor Parshall). La tipología y características del aparato a instalar vendrán determinadas en función del tamaño y tipo de la conducción por donde circula el agua de recarga, así como por la cuantía volumétrica del caudal circulante y la calidad (sólidos en suspensión) del mismo. Para el control de los niveles piezométricos se suelen utilizar sondas automáticas de control de nivel o limnigrafos

instalados en piezómetros contruidos al efecto. Normalmente, las sondas de registro continuo que se instalan en los pozos o sondeos también pueden controlar la conductividad y la temperatura. ⁽²⁷⁾

También es necesario contemplar la instalación de turbidímetros. Estos aparatos miden la turbidez del agua que es relacionable con la cantidad de sólidos en suspensión que lleva el fluido. Cuando la cantidad de sólidos en suspensión supere una determinada cuantía preestablecida se desviará el agua que penetra a las instalaciones de infiltración, ya que los sólidos en suspensión condicionan la vida útil de las instalaciones debido al fenómeno conocido como **colmatación**. ⁽¹¹⁾

4.8.3. INSTALACIONES DE TRANSPORTE DE AGUA DE RECARGA

Para conducir el agua de recarga hasta las instalaciones de infiltración es necesario disponer de una infraestructura de conducción adecuada o, en su caso, construirla. Estas conducciones pueden ser tuberías, acequías, canales, etc. En algunos casos será necesario construir depósitos o estructuras de almacenamiento de agua. ⁽¹²⁾

El sistema de transporte a elegir en cada caso concreto dependerá en gran medida de la infraestructura que exista en la zona donde se vaya a realizar la operación de recarga artificial. En muchas zonas esta técnica puede ser aplicable ya que existe una red de acequías desarrollada, y en estos casos no cabe duda de que ésta red debe usarse y, en su caso, mejorarse o completarse, para las operaciones de recarga artificial. La infraestructura de conducción, transporte y almacenamiento de agua pueden adquirir, en ocasiones, una gran dimensión.

4.9. PRINCIPALES PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LA RECARGA ARTIFICIAL

Durante el proceso de la recarga artificial, entendiéndose desde el proyecto constructivo hasta la culminación de la obra, se presentan muchos y muy diversos problemas, de tipo constructivo, ambiental, administrativo, legislativo, etc. Sin embargo es un problema el que es sin duda ineludible durante el funcionamiento de la planta de recarga artificial: **la colmatación**.

4.9.1. COLMATACIÓN

Con toda seguridad, el mayor problema con el que se enfrenta la recarga artificial de acuíferos es el de la colmatación, entendiéndose por tal *el proceso de acumulación de materiales sobre la superficie de infiltración del agua. Su efecto es la reducción de la capacidad de la recarga* (Figura 4.25). ⁽²⁷⁾

La recarga artificial, en lo referente a los fenómenos de colmatación, exige unos condicionantes muy rigurosos en lo que respecta al agua de recarga. La afección sobre la tasa de infiltración es tan importante que incluso en los casos donde se opera con una baja concentración de sólidos en suspensión es necesario programar sistemas de limpieza y descolmatación de las instalaciones. Al cabo de un cierto tiempo y volumen de agua recargado es posible que se tengan que abandonar los dispositivos de recarga al no poderse regenerar su capacidad de infiltración con caudales operativos. Este proceso de degeneración de la capacidad inicial de infiltración se traduce en la necesidad de estimar la vida útil de las instalaciones y realizar, en función de la misma, los estudios económicos pertinentes para cuantificar su rentabilidad. Datos proporcionados por las instalaciones americanas indican que la vida útil en las balsas es ligeramente superior a diez años y en los pozos de cinco a diez años. No obstante, en las infraestructuras de gran envergadura pueden alcanzarse órdenes de magnitud de hasta veinte años, incluso superiores. ⁽²⁷⁾

Figura 4.25. Colmatación



La deposición de los sólidos en suspensión que lleva el agua de recarga forma sobre el suelo una película arcillosa que reduce notablemente la tasa de infiltración de la instalación de recarga

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

Debido a la colmatación las capas porosas se vuelven menos permeables y se reduce la infiltración de agua al subsuelo. Un incremento en la carga hidráulica en los embalses de recarga también puede comprimir las capas lo cual a su vez reduce la permeabilidad y la velocidad de infiltración. ⁽¹²⁾

La colmatación puede deberse a efectos mecánicos, actividad biológica y procesos químicos.

❖ **Colmatación mecánica**

Para que una partícula sea transportada en suspensión por una corriente de agua se necesita que ésta lleve una determinada velocidad y que el tamaño de la partícula sea el adecuado. Cuando la velocidad decrece, para un mismo tamaño de partícula, el material en suspensión puede depositarse.⁽²⁷⁾

El fenómeno de la colmatación difiere mucho de unos materiales a otros. Los de tamaño más pequeño pueden llegar a estar en una suspensión más o menos estable y penetrar profundamente en el terreno. La mayor reducción de permeabilidad corresponde a la costra superficial de sedimentos depositados sobre el suelo de las instalaciones (Figura 4.26). La eliminación de ésta costra superficial, retirada de los primeros centímetros del suelo, restablece la permeabilidad, pero con ello no se retiran todos los sólidos en suspensión aportados, pues permanecen los que penetraron profundamente, que dan lugar a una lenta disminución de la capacidad de infiltración a medida que el proceso de recarga artificial avanza.⁽²⁸⁾

Figura 4.26. Colmatación mecánica



La erosión de los taludes es en ocasiones causa de colmatación. Su revestimiento con material geotextil contribuye eficazmente a reducir este problema

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

En los **sistemas de recarga en profundidad** (sondeos de inyección) aparte de la colmatación debida a los sólidos en suspensión, se produce en el acuífero una entrada de aire y de gases que se encuentran disueltos en el agua de alimentación. Estas burbujas de aire y de gas se comportan en el terreno como si se tratara de verdaderos granos de materia sólida que se oponen al paso del agua. ⁽¹²⁾

Las diversas experiencias adquiridas en la realización de proyectos de recarga artificial, ponen de manifiesto que el máximo contenido de sólidos en suspensión, en el agua de recarga, no debe superar los 20 mg/L, considerándose como valores recomendables los inferiores a 10 mg/L.

❖ **Colmatación biológica**

Las bacterias que se acumulan en las superficies producen gases como nitrógeno, metano, dióxido de carbono que también puede bloquear los poros. El gas se acumula en los sedimentos ya que el agua de recarga contiene aire atrapado o es más frío que el agua en el acuífero. Cuando el agua se vuelve más templada el oxígeno disuelto se libera formando pequeñas burbujas que bloquean los poros. ⁽¹²⁾

Se admite, a nivel del medio filtrante, que la colmatación biológica es más compleja que la mineral. Se produce por crecimiento de algas y plantas, en un agua que contiene cierta cantidad de materia orgánica, generalmente en épocas del año de gran luminosidad y elevada temperatura como el verano (Figura 4.27).

Figura 4.27. Colmatación biológica



A veces, dependiendo de las condiciones de operación de la instalación y de las características del agua de recarga, se pueden producir fenómenos de colmatación biológica debidos al crecimiento de algas.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1999)

En los **sistemas de recarga en profundidad** tiene una gran importancia la colmatación debida a la proliferación de bacterias, que se encuentran fundamentalmente en el filtro. La colmatación no se produce por las bacterias introducidas con el agua de recarga, ya que su volumen es muy pequeño, sino por los crecimientos y proliferaciones a que pueden dar lugar ⁽²⁷⁾. Por otra parte, cuando los niveles de oxígeno cambian el agua que se introduce por medio de pozos puede generar la precipitación de óxidos de hierro y manganeso y de carbonato de calcio debido a variaciones en el pH y niveles de CO₂. ⁽¹¹⁾

❖ **Colmatación debida a procesos químicos**

El agua que se recarga artificialmente en un acuífero es extraña al ambiente subterráneo donde se introduce, tanto en su medio sólido como líquido. Esto provoca que se puedan producir reacciones de disolución, precipitación, cambio iónico, absorción, adsorción y oxidación-reducción. ⁽²⁷⁾

Cuando el agua de recarga es inestable químicamente o incompatible con el agua del medio saturado o no saturado de la formación permeable a recargar, se producen precipitados, que dan lugar a la formación de una costra que reduce la permeabilidad (Figura 4.28).

Figura 4.28. Costra debida a la colmatación química



La costra colmatante reduce notablemente la permeabilidad del fondo de la balsa: la remoción o retirada de la película arcillosa permite recuperar una gran parte de la permeabilidad primitiva

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

4.9.2. DISPOSITIVOS Y PROCEDIMIENTOS UTILIZADOS EN LA LUCHA

CONTRA LA COLMATACIÓN

Las principales acciones que pueden tomarse para prevenir la colmatación se pueden observar en el cuadro 4.3.

Cuadro 4.3. Acciones preventivas contra la colmatación

PROCESOS PARA PREVENIR LA COLMATACIÓN	
TIPO DE COLMATACIÓN	TIPO DE ACCIÓN
<i>Colmatación por materias en suspensión (Efectos mecánicos)</i>	<ul style="list-style-type: none"> Decantación de las materias suspendidas en el agua de inyección o de infiltración mediante balsas diseñadas para este fin.
	<ul style="list-style-type: none"> Filtración del agua de recarga, a través de un filtro de arenas o gravilla, colocado en el fondo de la balsa o en el circuito exterior de toma de agua del sondeo de inyección.
<i>Colmatación por algas</i>	<ul style="list-style-type: none"> Empleo de algicidas, que pueden estar contraindicados ya que degradan la calidad del agua y, con mayor o menor intensidad, dificultan posteriores procesos de autodepuración.
	<ul style="list-style-type: none"> Aumento de la altura de la lámina de agua para disminuir la intensidad luminosa y en consecuencia frenar el desarrollo de algas.
	<ul style="list-style-type: none"> Modificación del sistema de recarga, cambiando las balsas por canales, ya que gran parte de las algas que crecen en las balsas son especies que viven en aguas estancadas.
	<ul style="list-style-type: none"> Alimentación intermitente de las balsas, lo que frena el desarrollo de algas por los frecuentes vaciados.
<i>Colmatación por procesos químicos</i>	<ul style="list-style-type: none"> Para evitar este tipo de colmatación se realiza un pretratamiento del agua de inyección o de infiltración, mediante la adición de productos químicos, que provoquen la formación de los precipitados en dispositivos ajenos a los de infiltración.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

A pesar de los dispositivos y procedimientos de lucha contra la colmatación enumerados anteriormente se pueden presentar fenómenos de este tipo. En estos casos es necesario proceder a la descolmatación periódica de las obras o al abandono de las mismas.

Los procedimientos de descolmatación más utilizados se resumen en el cuadro 4.4.

Cuadro 4.4. Acciones para combatir la colmatación

PROCESOS DE DESCOLMATACIÓN MÁS UTILIZADOS	
TIPO DE DISPOSITIVO	PROCEDIMIENTO
<i>Dispositivos de recarga en superficie</i>	<ul style="list-style-type: none"> Dejar secar la instalación de recarga: Esto contrarresta el hinchado de las arcillas, restituyendo así parte de la permeabilidad. En ocasiones se deja crecer vegetación, cuyas raíces perforan y rompen la zona colmatada, facilitando así el posterior paso de agua.
	<ul style="list-style-type: none"> Escariado de la parte colmatada: Cuando la penetración de limos es poco profunda se puede proceder a eliminar la zona colmatada, lo que es preferible hacer manualmente con rastrillos, puesto que las máquinas pueden alterar la disposición del filtro o del terreno natural, compactándolo.
	<ul style="list-style-type: none"> Extracción de la zona colmatada y posterior lavado: Cuando la colmatación es profunda, se puede proceder a retirar dicha zona (filtro de arenas y/o terrenos naturales) para que, tras su lavado, pueda reintegrarse a su lugar e iniciar un nuevo ciclo de recarga.
<i>Dispositivos de recarga en profundidad</i>	<ul style="list-style-type: none"> El método más usual de descolmatación es el bombeo intenso, a veces intermitente, a caudal superior al de recarga. Como alternativa, el desarrollo mediante aire comprimido. En formaciones carbonatadas, previa inyección de ácido clorhídrico con dispersantes.

FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

En los casos en que se utilice agua de buena calidad, con bajos niveles de sólidos suspendidos, el proceso de secado y limpieza se puede realizar una vez al año o en periodos más largos. Cuando el agua a recargar contenga alto volumen de sólidos en suspensión podría ser necesario un adecuado tratamiento en el proceso de secado y limpieza después de cada etapa de inundación. ⁽¹¹⁾

En las Figuras 4.29 y 4.30 se representan dos instalaciones de recarga, una de superficie y otra profunda, en los que se incluyen diferentes dispositivos de lucha contra la colmatación.

En la Figura 4.29 se representa un esquema de un sistema de recarga en superficie. En el canal de entrada se encuentra instalado un turbidímetro, que realiza un análisis cuantitativo de los sólidos en suspensión. Cuando el contenido de los mismos es superior a un determinado valor prefijado con anterioridad, se cierra automáticamente la compuerta 1 y se abre la 2 retornando el agua de recarga al río. En

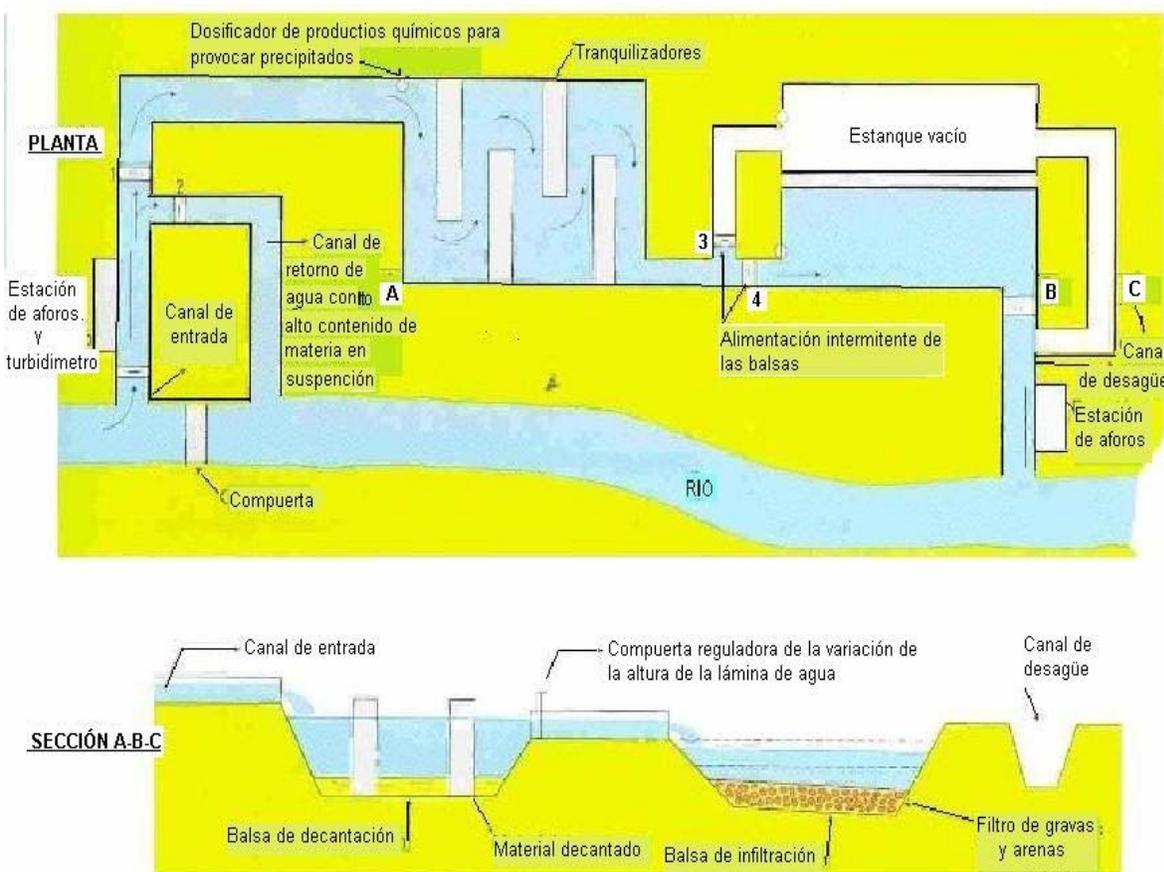
caso contrario, el agua de recarga pasa a la balsa de decantación, donde se produce la deposición sobre el lecho de la balsa de una parte de la materia en suspensión contenida en el agua. ⁽²⁸⁾

A la entrada de la balsa de decantación existe un dosificador de productos químicos, cuyo objetivo es provocar la formación de precipitados en la balsa de decantación, evitando que se formen precipitados en la balsa de infiltración por interacción del agua de recarga con la del acuífero o con el suelo, que puedan dar lugar a la constitución de una costra que reduzca la capacidad de infiltración.

En la entrada de las balsas de infiltración existen dos compuertas 3 y 4, que permiten una alimentación intermitente de las balsas para frenar el desarrollo de algas por vaciado de las mismas; asimismo, estas compuertas permiten regular la altura de la lámina de agua para disminuir la intensidad luminosa y, en consecuencia, frenar el desarrollo de algas. ⁽²⁸⁾

Por último, sobre el fondo de la balsa de infiltración se ha colocado un filtro de arena o gravilla para retener las partículas mas finas.

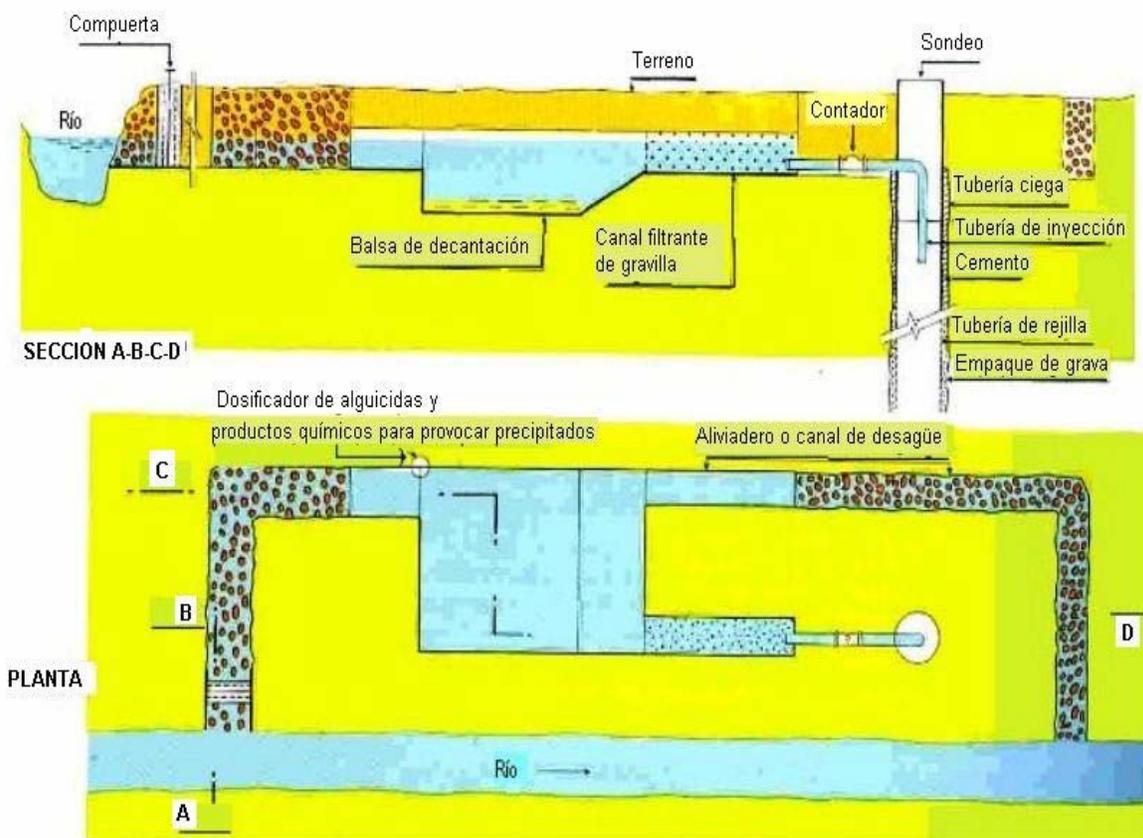
Figura 4.29. Esquema de recarga en superficie



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

En la Figura 4.30 se representa un esquema de recarga en profundidad. El tratamiento de las aguas de inyección para prevenir la colmatación es muy similar al de las balsas de infiltración. Únicamente se deben tomar especiales precauciones en la introducción del agua de recarga para evitar el arrastre de aire. Este arrastre es favorecido por la caída libre del agua en el pozo de recarga. Para evitar esto, es necesario introducir el agua mediante un tubo sumergido bajo el nivel piezométrico. ⁽²⁸⁾

Figura 4.30. Esquema de recarga en profundidad



FUENTE: MURILLO DÍAZ, (1991)

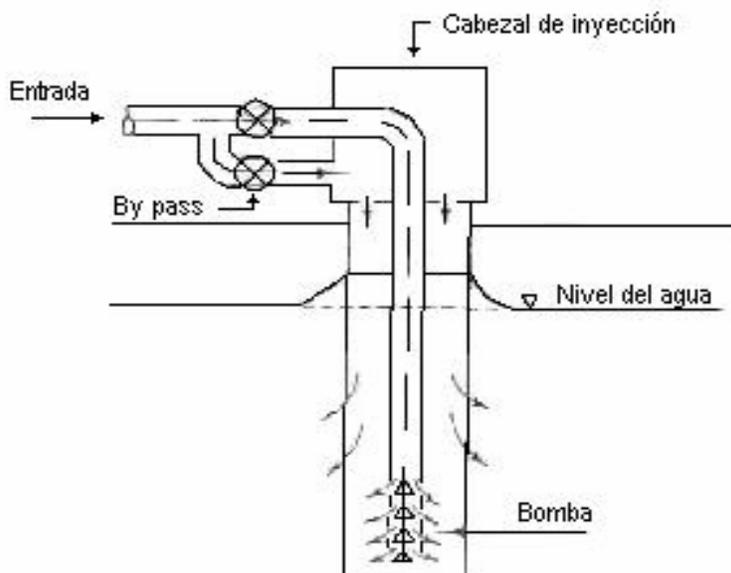
4.9.3. PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS Y DE FUNCIONAMIENTO DE LOS POZOS DE RECARGA

Es importante, a la hora de dimensionar el filtro y el macizo de gravas, tener en cuenta que el flujo seguirá el camino inverso que en un pozo de bombeo, aunque es común en muchos casos la recarga y el bombeo alternativamente. El bombeo se hace algunas veces sólo para limpiar de limos las inmediaciones del pozo y el macizo de gravas, pero también es frecuente su uso para extracción de agua en determinadas épocas (pozo de doble uso o dual).

Esto hace que muchos pozos de recarga tengan instalada la bomba que se utiliza para extracción, en cuyo caso la inyección se realiza a veces a través de la bomba y de la misma conducción utilizada para el bombeo; ello da lugar a unas pérdidas de carga adicionales que impiden el rendimiento de la inyección sea el mismo que el de bombeo en el mismo pozo.

Para evitar las **pérdidas a través de las bombas** se puede utilizar un cabezal de inyección con un by-pass (Figura 4.31), que permite inyectar a través del conducto de bombeo y entre la bomba y las paredes del pozo, además de poder alternar el bombeo y la inyección, sin perder tiempo en el cambio. Esta condición es importante si el agua que se utiliza es algo turbia y es necesario hacer limpieza en el pozo de recarga con cierta frecuencia. ⁽¹²⁾

Figura 4.31. Dispositivo de recarga con bomba instalada



FUENTE: CUSTODIO, E. y LLAMAS, M. R. (1971)

El efecto de **entrada de aire durante la inyección** es un problema que conviene evitar. Además de la disminución de permeabilidad a causa del aire que va llenando los poros del terreno, éste se va acumulando bajo los niveles impermeables o poco permeables a la presión que corresponde a las condiciones de inyección; al cesar ésta se puede liberar y salir bruscamente, arrastrando agua del propio pozo de forma explosiva si la columna de agua es insuficiente para amortiguar el efecto.

La caída libre del agua en el pozo debe evitarse prolongando la conducción por debajo del nivel freático del acuífero y también evitando que el agua arrastre aire en las conducciones. ⁽¹²⁾

❖ **Efecto del tirante de agua sobre la infiltración**

Cuando en un sistema de recarga superficial no exista colmatación en el fondo del embalse, el nivel piezométrico se localice a más de 10 m y exista una zona no saturada uniforme, el flujo en la dirección vertical estará controlado por la fuerza de gravedad. Bajo este esquema, el tirante de agua en el embalse de recarga tendrá un mínimo efecto sobre la infiltración. Por ejemplo, si el nivel freático se localiza a una profundidad de 10 m por debajo de la zona de recarga, un incremento en el tirante de agua en el embalse de 0.1 m a 1.1 m significaría un aumento en la velocidad de infiltración de un 10%.⁽¹²⁾

Si la infiltración está controlada por una capa de baja conductividad (por ejemplo $K=10^{-9}$ m/s), producto de la colmatación, y por debajo de ésta, el subsuelo no está completamente saturado, la velocidad de infiltración se incrementará teóricamente al aumentar el tirante en la superficie de tal forma que al duplicar éste se duplicaría la velocidad de infiltración⁽²⁷⁾. En la práctica éste fenómeno sucede raras veces ya que, en la base de las obras se acumulan materiales finos muy compresibles de modo que al aumentar el tirante también aumenta la presión sobre los sedimentos y esto provoca una capa más compacta y menos permeable. Por lo tanto, en la práctica elevar el tirante de agua en un embalse de recarga (con una capa de colmatación) provocaría menor infiltración.

En el caso anterior, si la velocidad de infiltración no se incrementa el aumento en el tirante reducirá la infiltración y aumentará el tiempo de exposición del agua a la luz solar. Esto genera el crecimiento de algas y cuando la infiltración se suspende las algas forman una capa que contribuye a aumentar la colmatación en el fondo de la superficie. Al mismo tiempo, debido al proceso de fotosíntesis las algas absorben el CO_2 disuelto en el agua lo cual eleva el pH del agua a niveles de 9 o 10 y provoca la precipitación del CaCO_3 agravando el problema de la colmatación y limitando la infiltración.⁽¹²⁾

Por lo anterior y para propiciar un rápido drenado de las superficies de recarga es preferible la construcción de embalses poco profundos con tirante de alrededor de 20 cm. Si el crecimiento de la vegetación se convierte en un problema los niveles se pueden elevar para destruir la vegetación. Por el contrario, los estanques profundos (10 m) no son muy adecuados para la recarga debido a que cuando se colmatan tienen que ser drenados completamente para remover los sedimentos lo cual es un proceso lento y costoso.

4.10. CALIDAD DEL AGUA PARA LA RECARGA

No existen regulaciones generales sobre la calidad del agua para recarga, ya que esta selección dependerá de los objetivos mismos de la recarga y de las condiciones hidrogeológicas dadas. Además de las características hidrogeológicas se incluyen: la topografía, calidad del agua, aspectos legales disponibilidad y uso del suelo

en áreas adyacentes, aceptación pública y consideraciones de tipo económico que pueden conducir a un tratamiento previo a la infiltración.

De lo anterior se desprende que la calidad del agua de recarga dependerá de:⁽¹²⁾

- 1) Método de recarga,
- 2) El uso a que vaya a ser destinada el agua resultante, y
- 3) La naturaleza del terreno que deba atravesar y de su capacidad de intercambio iónico.

Los tratamientos previos deben eliminar toda materia en suspensión, algas y prevenir su crecimiento durante el proceso de recarga, y eliminar la materia orgánica que no puede ser oxidada por la cantidad disponible de oxígeno disuelto.

4.10.1. CRITERIOS PARA LA PROTECCIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA

Incluso actualmente, en muchos reglamentos y leyes existen “lagunas” que no permiten mantener un control adecuado sobre el manejo y aprovechamiento de las aguas subterráneas. En varios países industrializados se han promulgado leyes para proteger las aguas subterráneas en almacenamiento, contra la contaminación y la extracción excesiva. Pero debe observarse que muy frecuentemente, se han tomado estas medidas en situaciones de emergencia, cuando la contaminación y el exceso de extracción ya han puesto el recurso en un peligro significativo.

Una base legal viable para la administración del agua subterránea tiene que tener presente los puntos siguientes:⁽²⁹⁾

- a) Las aguas subterráneas existen en unidades hidrogeológicas naturales que han de ser definidas por expertos. Estos contornos no coinciden corrientemente con los límites políticos o administrativos;
- b) Las aguas subterráneas no deben considerarse como propiedad de cualquier usuario particular o dueño del terreno, sino más bien como un recurso natural de toda la comunidad; y
- c) El aprovechamiento de las aguas subterráneas debe efectuarse con licencia y de forma controlada, teniendo en cuenta los derechos consuetudinarios anteriores, así como la necesidad de mantener el recurso natural para beneficio de toda la comunidad.

La legislación sobre aguas subterráneas ha demostrado ineficacia, en una serie de casos, por tres razones: en primer lugar, los dueños de terrenos consideran a menudo que el agua subterránea debajo de su propiedad es igualmente de su propiedad, y que tienen derecho a verter en su propiedad; en segundo lugar, es difícil comprobar la cantidad de agua que se extrae de cientos o miles de pozos en una zona; y en tercer lugar, las leyes y las costumbres de muchos países no permiten el acceso

fácil a la propiedad privada, del personal que normalmente debería hacer cumplir la ley. Se debe mencionar también, la necesidad de hacer que haya terrenos disponibles como propiedad pública, o de reservar espacio en los proyectos de desarrollo para la recarga de depósitos de agua subterránea. ⁽²⁹⁾

Debido a que a la fecha en México no se ha publicado la norma para regular la calidad del agua para la recarga de acuíferos a continuación se presenta un resumen de los criterios referentes a las características de calidad del agua que se han propuesto mediante el anteproyecto de Norma Oficial Mexicana (SECTOR AGUA – Requisitos para las obras de recarga artificial de acuíferos, a través de la Comisión Nacional del Agua)

❖ **Requerimientos de la calidad del agua de recarga**

En el caso de las obras de recarga artificial existente, a través de pozos de absorción, será requisito que se lleve a cabo los siguientes análisis del agua del acuífero en el que se descarga, así como en el agua de recarga: los parámetros básicos que se señalan en la tabla 2 de la NOM-001-SEMARNAT-1996, los considerados en el inciso 6.2.2a, contenido de huevos de helminto, así como los de la tabla 3 de la NOM-127-SSA-1994 (ver Anexo). ⁽³⁹⁾

En proyectos de recarga por superficie, ya existentes, se analizarán los parámetros básicos que se señalan en la tabla 2 de la NOM-001-SEMARNAT-1996 y los considerados en el inciso 6.4.2a.

❖ **Análisis de calidad previo al proyecto piloto**

En proyectos nuevos, el proyecto piloto deberá contener el análisis del agua de la fuente, así como la del acuífero por recargar, de acuerdo con el método de recarga. Se analizaron los parámetros básicos que se señalan en la tabla 2 de la NOM-001-SEMARNAT-1996 y los considerados en el inciso 6.4.2a. En el caso de problemas específicos de calidad del agua de un acuífero, se realizarán además los análisis que se establezcan en los reglamentos locales de la zona. ⁽¹¹⁾

❖ **Análisis de calidad durante el proyecto piloto**

- a) Análisis de los parámetros que se señalan en las tablas 2 y 3 de la NOM-001-SEMARNAT-1996.
- b) Análisis del contenido de coliformes fecales y huevos de helmintos de acuerdo a las técnicas señaladas en la NOM-001-SEMARNAT-1996.
- c) Análisis de DQO (Demanda Química de Oxígeno), COT (Carbón Orgánico Total) y cloro residual libre.

- d) En el caso de usar agua residual tratada para la recarga, analizar periódicamente la presencia de virus, tanto en el agua de recarga como en los pozos de observación.
- e) Análisis de los siguientes iones: Na, K, Ca, Mg, Fe, NO₃, Cl, HCO₃, SO₄, F y Sólidos disueltos totales (SDT).

En el caso de que alguna de las concentraciones de metales contenidas en el agua de recarga sea mayor a la concentración en el acuífero; o bien, si la concentración de algún metal contenido en el acuífero, sobrepasa la concentración máxima permisible para el agua potable, se deberá analizar su especiación, de acuerdo con la relación Eh-pH y con la temperatura. ⁽¹¹⁾

❖ **Periodicidad del muestreo y acciones correctivas durante el proyecto piloto**

El muestreo de los parámetros señalados en el inciso 6.4.2 (del mismo anteproyecto de norma) deberán realizarse como mínimo una vez al mes.

El contenido de sales del agua de recarga deberá ser menor que la del agua del acuífero. Cuando el acuífero contenga minerales de calcio o magnesio se evitará que la relación de adsorción de sodio del agua de recarga sea menor a 10, para aguas de bajo contenido en sales y de 6 a 4 para aguas de alto contenido en sales.

Se determinará la compatibilidad de las aguas recargadas con las subterráneas del sitio, para lo cual se analizará: la precipitación posible de calcita, hidróxido férrico, óxido de manganeso u otro. Esto para evitar cambio en las propiedades hidráulicas de los acuíferos en la vecindad del sitio de recarga.

En los casos en que la fuente de agua de recarga contenga una DQO mayor a 50 mg/l, un COT mayor a 3 mg/l y cloro residual mayor a 1 mg/l, se analizará el contenido de compuestos organoclorados. ⁽¹¹⁾

❖ **Calidad del agua en la obra de recarga por superficie**

El mínimo pretratamiento con el que deberán contar los métodos de recarga por superficie será el de sedimentación para la remoción de los SST. Cuando se emplee agua de escurrimientos, los SST no deberán contener una concentración mayor del 90% por arriba del límite establecido para riego agrícola al iniciar el proyecto de recarga.

Cuando se emplee agua de lluvia o escurrimientos superficiales no urbanos, el agua de recarga deberá ser de mejor o igual calidad que la del acuífero. Sin embargo, si el acuífero presenta, en alguno de los parámetros señalados, mejor calidad que los valores límites permisibles indicados en la NOM-127-SSA1-1994, se admitirá el valor que aparece en ésta última. En caso contrario prevalecerá el valor que se tenga en el acuífero. ⁽¹¹⁾

❖ **Calidad del agua en pozos de absorción e inyección**

La mínima calidad del agua de recarga a través de pozos de inyección, será la del acuífero, para la cual se analizarán los parámetros considerados en 6.4.2 incisos a) al c) y los restantes que se señalan en la NOM-127-SSA1-1994. Estas especificaciones se aplican para agua de lluvia, escurrimientos, cuerpos de agua superficiales y pozos de absorción no domésticos. ⁽¹¹⁾

Para la recarga con agua residual tratada, se determinarán los mismos parámetros que en el caso anterior, pero además, el contenido de huevos de helminto no deberá exceder de 1 por litro.

La calidad del agua de recarga deberá tener una salinidad compatible con la del agua del acuífero. La calidad del agua de recarga debe ser tal que además de ser adecuada para el acuífero, no propicie la incrustación, colmatación o corrosión de las instalaciones de recarga. La diferencia entre la densidad del agua de recarga y la del acuífero no debe ser más de 3%, para evitar la segregación.

Cuando se tomen muestras de los pozos de inyección y de los pozos de observación deberán medirse in situ, los parámetros de alcalinidad, pH, potencial de oxidación reducción (Eh), temperatura, conductividad eléctrica y oxígeno disuelto.

4.11. MODELACIÓN MATEMÁTICA

La necesidad ineludible de formular modelos matemáticos, donde se simulen diferentes alternativas de gestión fundamentadas en la utilización de la técnica de la recarga artificial de acuíferos y del grado de explotación actual y futuro que presentará el acuífero, contribuirán a delimitar las auténticas posibilidades de aplicación que presenta ésta técnica para un determinado caso concreto. ⁽²⁸⁾

Dentro del software relacionado con los recursos hídricos se pueden distinguir dos tipos de aplicaciones informáticas:

- De simulación funcional: software diseñado para simular el funcionamiento de los sistemas hídricos.
- De gestión: software diseñado para la gestión y/o optimización de recursos hídricos.

Dentro de los modelos de simulación funcional pueden distinguirse dos grandes categorías: de evaluación de recursos hídricos y modelos de calidad. No obstante, ciertas aplicaciones informáticas consideran ambos aspectos de forma conjunta. ⁽²⁸⁾

Los modelos de simulación de la gestión, pretenden la integración de los diferentes elementos de regulación, distribución y consumo de agua en una cuenca

determinada con el objetivo de evaluar las garantías reales ante diferentes situaciones en base a unas reglas de operación.

❖ **MODELOS ESPECÍFICOS**

La tecnología de la recarga artificial de acuíferos es una técnica compleja donde intervienen elementos característicos de los sistemas de aguas superficiales. En este sentido, cabe la posibilidad de tener que utilizar, en alguna ocasión concreta, modelos de transporte de agua en ríos y en canales o de control y regulación de redes de canales, con objeto de desarrollar estrategias para proceder a un reparto adecuado y flexible del agua.

Dada la importancia que tiene el efecto colmatante sobre la instalación de infiltración es necesario tratar el problema del transporte de sedimentos en cursos de aguas naturales que permiten analizar la compleja dinámica de la erosión del lecho de los ríos y el transporte y deposición de los sedimentos.

De los modelos específicos de colmatación se pueden citar los siguientes:⁽²⁸⁾

CLOG

CLOG es un modelo de colmatación en 3D capaz de trabajar con procesos intrínsecamente diferentes:

- Agregación y separación de partículas suspendidas sobre los granos del medio poroso.
- Crecimiento bacteriano, y fijación a la matriz sólida de las bacterias muertas.
- Transporte reactivo de solutos, con equilibrios y cinética de la precipitación de minerales.
- Flujo multifase, incluyendo la formación de aire.
- Compactación de la matriz sólida.

El código trabaja con elementos finitos, y obtiene la solución mediante aproximaciones y sustitución directa. Adopta el esquema de Newton-Raphson para la solución del flujo y el transporte. Calcula la presión del líquido en cada nodo, así como la presión de gas, la temperatura y la velocidad de los sólidos. Después, obtiene la velocidad de Darcy, que es introducida al módulo de transporte para calcular la concentración de las especies primarias en cada nodo y para cada paso de tiempo. Las nuevas concentraciones se utilizan para actualizar los valores de la porosidad y, consecuentemente, la permeabilidad intrínseca se modifica, de acuerdo con la ecuación de Kozeny-Carman.⁽²⁷⁾

El programa CLOG ha sido aplicado con éxito en el tratamiento de diferentes problemas de colmatación, tales como:

- Crecimiento bacteriano en columnas de arena.

- Agregación de partículas en laboratorio bajo condiciones de flujo radial.
- Colmatación de pozos de recarga debida a flóculos de hierro.

MIKESHE SC

Es un modelo de colmatación de suelos que describe el crecimiento microbiano y el transporte de biomasa en medios porosos.

Es un nuevo instrumento añadido al modelo MIKESHE, desarrollado por el Danish Hydraulic Institute de Dinamarca, que modeliza sistemas hidráulicos. El modelo de colmatación SC se desarrollo con el fin de aportar una herramienta fácil y eficaz para estimar los cambios en las propiedades y en consecuencia, los cambios sobre el movimiento de los contaminantes, que tienen lugar cuando se realizan procesos de recarga artificial de acuíferos, almacenamiento y recuperación (ASR), eliminación de aguas residuales o biorremediación in situ de acuíferos ⁽²⁷⁾. El modelo MIKESHE SC se limita a describir los procesos de biocrecimiento y reducción de la materia orgánica, así como sedimentación y separación de la misma. No incluye todos los procesos biológicos, físicos y químicos que pueden causar la colmatación del suelo, tales como precipitación, formación de burbujas de aire o compactación de la capa colmatante. Tampoco trabaja con variables de temperatura.

El crecimiento biológico se resuelve mediante una ecuación de primer grado; y los procesos de sedimentación, separación y reducción de la materia orgánica se resuelven utilizando una expresión cinética de primer orden.

Para esta sección, pueden consultarse otros tipos de modelos aplicados al estudio de las aguas subterráneas como los que se presentan en Camacho (2004) y Montoya (2004), en la bibliografía sugerida. En el mercado de la computación, existen paquetes de modelación de aguas subterráneas muy poderosos, como es el caso del Waterloo Hydrogeologic Software, el cual justifica la inversión para su adquisición y aplicación en proyectos y estudios de aguas subterráneas con costos de miles o millones de pesos. En el ANEXO se presenta su publicación con la descripción de las características de los softwares de aplicación.

4.12. ASPECTOS ECONÓMICOS Y LEGISLATIVOS

En primer lugar, cualquier plan de recarga artificial propuesto debe evaluarse para determinar su viabilidad financiera y su justificación económica. La viabilidad financiera se refiere a la posibilidad de que los beneficiarios del proyecto satisfagan su costo. La justificación económica, expresada en función de una razón costo/beneficio, permite la comparación de varios proyectos para seleccionar el más económico.

El costo total de un proyecto se compone generalmente de costos de terrenos y estructuras, ingeniería y construcción de instalaciones, agua o derechos del agua, y funcionamiento y conservación. Un examen del costo de proyectos existentes muestra que estos costos pueden variar mucho con: ⁽²⁹⁾

- a) Objetivo;
- b) Método de recarga;
- c) Cantidad y calidad del agua disponible para la recarga, y régimen de flujo;
- d) Condiciones superficiales y subsuperficiales;
- e) Ubicación del proyecto de recarga artificial; y
- f) Normas y requisitos de los organismos implicados en las operaciones de recarga.

El costo del terreno y estructuras corrientemente constituye una gran parte del costo total de un proyecto. Incluye el costo de estudios, mapas y adquisiciones. En algunos casos intervienen honorarios de abogados y pagos judiciales, cuando los organismos públicos tienen que recurrir a procedimientos de expropiación. El costo de terreno varía con la localidad y con el tiempo en el cual se compra.

La mayor parte del costo total de un proyecto de terrenos de inundación es, generalmente, para: ⁽²⁹⁾

- a) Desviar aguas de corrientes superficiales;
- b) Transportar agua a la zona de recarga, o desde ella;
- c) Medir el caudal;
- d) Retener el agua dentro de la zona de recarga y controlar el flujo a través de ella;
- e) Manejar y conservar las instalaciones eficientemente y con seguridad.

En el caso de recarga a través de pozos de inyección, la mayor parte del costo total se invierte en: ⁽²⁹⁾

- a) Las instalaciones de suministro;
- b) Los pozos de inyección;
- c) El equipo de regulación; y
- d) El funcionamiento y la conservación (La rehabilitación de pozos es particularmente costosa).

Los costos de ingeniería incluyen los gastos de los estudios preliminares, investigaciones de campo y mapas, pruebas de laboratorio, diseños, planos y especificaciones, e inspección y control de la construcción. En estos costos influye mucho la zona del proyecto ya que las normas varían mucho de zona urbana a rural. Los costos de funcionamiento y conservación incluyen partidas tales como alquiler, servicios de agua y electricidad, impuestos, seguros y honorarios de abogados ⁽²⁷⁾. A medida que aumenta la cantidad de agua recargada corrientemente, disminuye el costo por unidad de volumen de agua recargada. Por tanto es de esperar que el costo de la inundación de una unidad de volumen de agua sea menor durante los periodos húmedos que durante los periodos secos.

En general se puede indicar que la explotación de las aguas superficiales precisa de grandes inversiones, mientras que sus costos de operación son normalmente reducidos, en cambio, las aguas subterráneas requieren de inversiones iniciales pequeñas, aunque sus costos de operación son más elevados. ⁽²⁸⁾

Al planear el proyecto de recarga artificial se debe considerar la lista contenida en el cuadro 4.5.

Cuadro 4.5. Etapas de un proyecto de recarga artificial

ETAPA	DESCRIPCIÓN
Planeación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Procedencia del agua y criterio de precios 2. Derechos de aguas 3. Responsabilidad potencial (problemas jurídicos con respecto a la propiedad) 4. Efectos sobre la administración de los estanques de agua subterránea 5. Efectos sobre la calidad del agua subterránea 6. Investigaciones correspondientes a la exploración de las condiciones geológicas e hidrológicas. 7. Finanzas (aumentos de capital, agua, funcionamiento y conservación)
Trabajos temporales	<ol style="list-style-type: none"> 1. Estudios de campo y planos 2. Calificación de títulos 3. Adquisición y/o expropiación (honorarios de abogados, costos judiciales) 4. Remodelación de la zona
Ingeniería	<ol style="list-style-type: none"> 1. Estudios de campo 2. Levantamiento de planos 3. Diseño 4. Administración de contrato
Construcción	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cotización de materiales a ser empleados 2. Obras de inundación o fosas: <ol style="list-style-type: none"> a) Terrenos o estanques (diques, estructura de toma y estructura de descarga) b) Excavación de fosas c) Instalaciones de desvío, de control y de acceso d) Instalaciones de Tratamiento (si son necesarias)
Funcionamiento y Conservación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Instalaciones de Inundación o fosas: <ol style="list-style-type: none"> a) Nivelación b) Protección contra grandes avenidas c) Reparación y sustitución de estructuras d) Conservación del equipo e) Combustibles fósiles o electricidad para el equipo f) Alquiler del equipo g) Tratamiento de la colmatación (eliminación de limo del fondo de las fosas) h) Eliminación de plagas (hierbas, insectos, roedores, etc) i) Tratamiento estético (pintura, señalamientos de seguridad, etc) j) Vigilancia k) Floculantes para tanques de sedimentación (de ser necesario) l) Mantenimiento de taludes
Oficinas	<ol style="list-style-type: none"> 1. Supervisión 2. Administración 3. Jornales 4. Gastos de oficina (alquileres, servicios, teléfono, suministros, etc.) 5. Salarios 6. Impuestos

FUENTE: ONU, Recarga Artificial de Agua Subterránea (1977)

Durante las etapas de diseño se debe analizar cuidadosamente la economía a largo plazo del proyecto. También los costos iniciales pueden ser altos ya que se

requieren instalaciones de suministro de agua, así como plantas. Los costos de conservación también pueden ser altos.⁽²⁹⁾

Finalmente, un aspecto importante es el costo de una plantilla técnica bien preparada. Costos altos requieren que las operaciones sean eficientes.

La viabilidad económica de un proyecto de recarga artificial dependerá del precio que los usuarios estén dispuestos a pagar por una determinada cantidad de agua.

Una vez confirmada la viabilidad del proyecto será preciso distribuir los costos de creación y operación de la infraestructura entre los distintos usuarios implicados en el proyecto. Evidentemente la distribución de costos a aplicar, salvo cuando se contemplen beneficios de índole social, no deberá ser uniforme, sino proporcional al uso que haga cada uno del agua subterránea, así como a la localización de cada captación en relación al efecto beneficioso que sobre el acuífero produce la recarga artificial.

❖ ***Aspectos ambientales***

Uno de los principales objetivos de los planes de almacenamiento y recarga artificial de aguas subterráneas es conservar, cuando no aumentar, la disponibilidad de los recursos hidráulicos, tanto en calidad como en cantidad. Sin embargo no debe olvidarse que algunos programas de almacenamiento y recarga implican la realización de una cantidad considerable de obras públicas. El funcionamiento de dichas instalaciones puede ser perjudicial para las condiciones ambientales existentes.

El aportar agua adicional a una zona para su embalse puede tener una influencia desastrosa sobre el ambiente. Si las cantidades de agua de que se trata son excesivas, regiones agrícolas ricas se pueden convertir en pantanosas, y se puede llevar agua salina profunda a la superficie del terreno, destruyendo así los cultivos y los suelos. Un buen ejemplo de los que se puede conseguir en este campo, esta representado por 2,000 estanques de recarga o “sumideros”, que recogen las aguas de escorrentía en Long Island, Nueva York. Estos sumideros están cercados, y por tanto protegidos de vertidos y contaminación, y ocultos a la vista del público por medio de una ubicación adecuada y por pantallas de árboles plantados densamente.⁽²⁹⁾

El mantenimiento de la calidad del agua a niveles aceptables es uno de los requisitos principales para el aprovechamiento fructífero del almacenamiento de agua subterránea. Se han establecido normas que abarcan todos los aspectos de la calidad del agua, comprendidos el contenido de bacterias, las propiedades físicas y los constituyentes químicos.⁽²⁹⁾

De lo anterior se puede deducir que cualquier proyecto importante de recarga artificial producirá cambios en el ambiente. Tales efectos pueden o no ser significativos, pero hay que prever su identificación y su evaluación con anticipación. La experiencia

pasada en el aprovechamiento de agua subterránea sirve como base para predecir los efectos futuros del mismo.

❖ **Marco Legal y Normativo**

El marco legal que debe de regir en los proyectos de recarga artificial implica considerar tres aspectos: demanda de agua, protección de las aguas subterráneas y control de las descargas de aguas residuales y su uso. ⁽¹²⁾

En materia de protección de acuíferos actualmente, se cuenta con las normas que estipulan los requisitos durante la construcción de pozos de extracción de agua para prevenir la contaminación de acuíferos (*NOM-003-CNA-1996 / SEMARNAT, 1996*), al igual que, para la protección de acuíferos durante el mantenimiento y rehabilitación de pozos de extracción de agua y para el cierre de pozos en general (*NOM-004-CNA-1996 / SEMARNAP, 1996*). ⁽⁴⁴⁾

A fin de regular el uso y la conservación de los recursos hidráulicos, el Estado ha considerado un marco legal, normativo e institucional que ha cambiado a través del tiempo. No obstante todas estas variaciones han tenido como base lo dispuesto en el **artículo 27 de la Constitución Política de México**. El agua superficial, es un recurso propiedad de la Nación, en cambio, las aguas subterráneas no están claramente definidas como de propiedad nacional; sin embargo, se señala que el Ejecutivo Federal podrá reglamentar su extracción y utilización. El mismo artículo indica que el Estado tiene el derecho de transmitir el dominio de las aguas a personas físicas y morales para su uso, explotación y aprovechamiento, lo cual se lleva a cabo, mediante Títulos de Concesión o Asignación. ⁽¹²⁾

Ley de Aguas Nacionales

Vigente desde 1992, esta Ley consta de 124 artículos que conforman a 26 capítulos. Su respectivo reglamento está vigente desde el 13 de enero de 1994.

En materia de prevención y control de la contaminación de las aguas (Título Séptimo de la Ley) define los siguientes aspectos en lo concerniente al uso de las aguas residuales y su posible relación con proyectos de recarga artificial: ⁽¹²⁾

En el **Artículo 86**, se define que las personas físicas o morales requieren permiso de “La Comisión” para descargar en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales en cuerpos receptores que sean aguas nacionales o demás bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos cuando puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos.

En el **Artículo 91**, se estipula que *“la infiltración de aguas residuales para recargar acuíferos, requiere permiso de La Comisión y deberá ajustarse a las normas oficiales mexicanas que al efecto se emitan”*.

En este artículo se hace mención directa sobre la eventualidad de utilizar las aguas residuales para recarga de los acuíferos. Sin embargo, a la fecha no se cuenta con normas de calidad del agua relacionadas con actividades de recarga artificial de acuíferos.

Normas de Calidad del Agua

A fin de acotar los parámetros de calidad que se deben de considerar en los posibles proyectos de recarga artificial, a continuación se enumeran las normas oficiales mexicanas vigentes: ⁽⁴¹⁾

- *NOM-001-SEMARNAT-1996*. Establece los criterios ecológicos para el agua potable y el riego agrícola, de acuerdo con diversas fuentes, así como los límites máximos de contaminación permisibles en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- *NOM-127-SSA1-1994*. Establece los límites permisibles de calidad y tratamiento a que debe someterse el agua para su potabilización para consumo humano.
- *NOM-002-SCT2-1994*. Listado de las sustancias y materiales peligrosos más usualmente transportados.
- *NOM-004-NUCL-1994*. Clasificación de los desechos radiactivos.
- *NOM-022/1-NUCL-1996*. Requerimientos para una instalación para el almacenamiento definitivo de desechos radiactivos de nivel bajo, cerca de la superficie.
- *NOM-027-STPS-1993*. Señales y avisos de seguridad e higiene.
- *NMX-AA-003-1980*. Muestreo de aguas residuales.

4.13. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

La técnica de aplicación de la recarga artificial de acuíferos requiere que el ingeniero sea un profesional con un amplio conocimiento y experiencia en el aspecto teórico y la práctica de campo en los estudios de aguas subterráneas. Cabe destacar que, para un conocimiento más detallado de la teoría, se sugiere consultar las fuentes de referencia de la bibliografía de este trabajo. La consulta de estudios técnicos realizados en nuestro país y en otros países como E.U., España, Alemania, Francia, Israel, etc., en relación a la recarga artificial de acuíferos, será parte de la formación profesional del ingeniero que aunado a su experiencia en campo redundará en una mejor concepción y toma de decisión del tipo de proyecto a realizar con los mayores

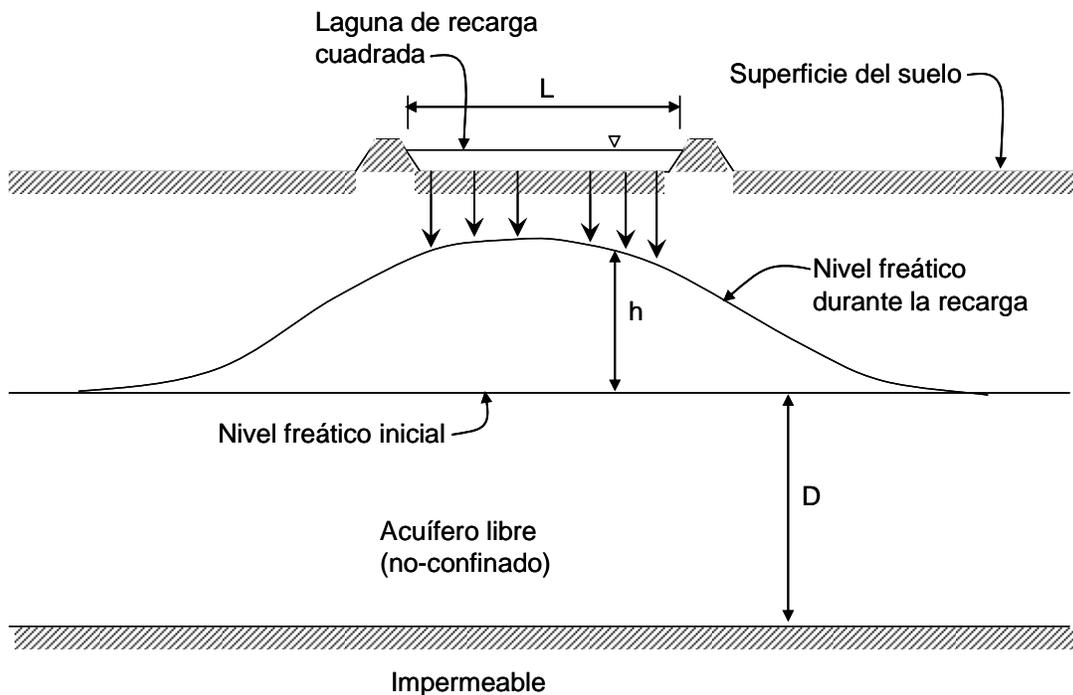
beneficios y bajos costos en un plazo de rentabilidad y vida de servicio adecuados en el aspecto socioeconómico de los que se beneficiarán con el proyecto.

A continuación se presentan ejemplos de aplicación de las teorías de la recarga artificial de acuíferos.

4.13.1. MONTÍCULOS DE RECARGA

Cuando el agua percola (se infiltra verticalmente a estratos más profundos) debajo de una laguna o estanque de expansión (derrame sobre una superficie) de agua, se forma un montículo en el nivel freático, como se muestra en la Figura 4.32. Las dimensiones de este montículo son gobernados por el tamaño y forma de la laguna o estanque, la tasa y duración de la recarga, y las características del acuífero.

Figura 4.32. Diagrama de un montículo de recarga en un nivel freático debajo de una laguna (estanque) de expansión de agua de base cuadrada (Todd, 1980).



Donde L es el ancho de la superficie libre del agua en la laguna, h es la altura del montículo con respecto al nivel freático inicial, D es el espesor inicial del acuífero libre.

Los montículos de agua subterránea resultantes de la recarga artificial y de las lagunas de infiltración de tormentas han sido estudiadas por varios investigadores (Bouwer, 1999; Griffen y Warrington, 1988; Guo, 1998, 2001; Hantush, 1967; Marino, 1975; Molden, 1984; Morel-Seytoux, 1990; Ortiz, 1979; Rao y Sarma, 1981; Rastogi y Pandy, 1998; Swamee y Ojha, 1997).

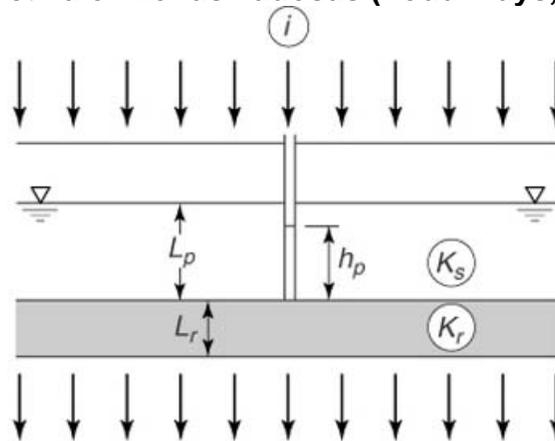
❖ **Montículos de Agua Subterránea Colgada**

Un montículo colgado ocurre cuando es creado sobre una capa restrictiva (Figura 4.33). En el caso de una carga de presión cero para el agua en el fondo de la capa restrictiva, la altura del montículo colgado sobre la capa restrictiva, L_p , puede ser calculada usando (Bouwer y otros, 1999).⁽²⁴⁾

$$L_p = L_r \frac{\left[\frac{i}{K_r} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{i}{K_s} \right]} \quad ec.(4.1)$$

donde L_r es el espesor de la capa restrictiva; i es la tasa de infiltración, K_r es la conductividad hidráulica de la capa restrictiva, y K_s es la conductividad hidráulica del suelo sobre la capa restrictiva.

Figura 4.33. Geometría y símbolos para montículos colgados sobre capa restrictiva en zonas vadasas (Todd-Mays, 2005)



A menudo, la tasa de infiltración es mucho más pequeña que K_s ya que los suelos superficiales son de textura más fina que los suelos más profundos. Así mismo, puede ser una capa obstruida sobre el suelo superficial que reduce la infiltración. La tasa de infiltración es a menudo mucho más grande que K_r . Para estas condiciones, la ecuación 4.1 se puede simplificar a

$$L_p = i \frac{L_r}{K_r} \quad ec.(4.2)$$

L_p debería ser bastante pequeño tal que la parte superior del montículo colgado sea bastante profundo para evitar reducciones en las tasas de infiltración. Las ecuaciones de arriba sobrestiman la altura de los montículos colgados sobre las capas colgantes no-continuas (lentes o franjas), ya que estas no son tan altas con respecto a capas

colgantes continuas con la misma L_r y K_r , ya que no hay flujo lateral en el montículo colgado.

Ejemplo 4.13.1.1

La recarga media anual sobre un área de 9.57 millas cuadradas es de 0.52 pies/año. Una capa restrictiva de 10 pies de espesor, que tiene una $K_r = 0.026$ pies/día, es detectada en el subsuelo. Si la conductividad hidráulica del suelo sobre la capa restrictiva es 5.6 pies/día, estimar la altura del montículo colgado (Figura 4.33).

Solución

La información dada en el problema establece que $i = 0.52$ pies/año $= 1.425 \times 10^{-3}$ pies/día; $K_s = 5.6$ pies/día, $K_r = 0.026$ pies/día; y $L_r = 10$ pies.

Sustituyendo esta información en la ecuación 4.1 produce una altura negativa debido a que la conductividad hidráulica de la así llamada capa restrictiva es mayor que la tasa de infiltración. En realidad, la tasa de infiltración debería ser al menos de 0.026 pies/día o 9.49 pies/año de tal manera que se forme un montículo colgado sobre la capa restrictiva.

Ejemplo 4.13.1.2

Si la misma área del Ejemplo 4.13.1.1 es artificialmente recargada a una tasa de 0.09 pies/día, estimar la altura del montículo colgado sobre la capa restrictiva.

Solución

Otra vez, sustituyendo la información dada en la ecuación 4.1 se obtiene

$$L_p = L_r \frac{\left[\frac{i}{K_r} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{i}{K_s} \right]} = (10 \text{ pies}) \frac{\left[\frac{0.09 \text{ pies/día}}{0.026 \text{ pies/día}} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{0.09 \text{ pies/día}}{5.6 \text{ pies/día}} \right]} = (10 \text{ pies}) \frac{[3.46 - 1]}{[1 - 0.016]} = 25 \text{ pies}$$

4.13.2. ECUACIONES DE ESTADO-ESTABLE PARA MONTÍCULOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

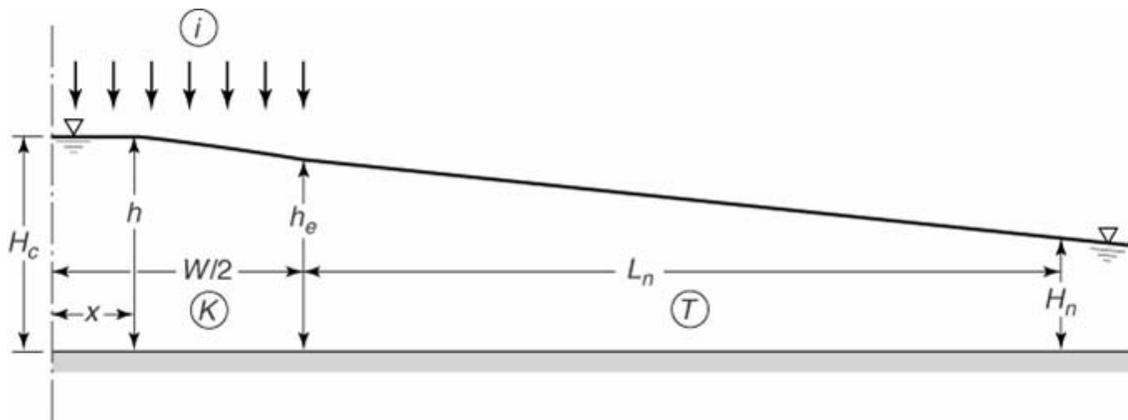
Para *lagunas de franja larga* (longitud de al menos cinco veces el ancho) el flujo del agua subterránea distante de la franja puede ser aproximada como flujo horizontal lineal (flujo de Dupuit-Forchheimer). Debajo de un área de infiltración, el flujo

lateral puede ser considerado a incrementarse linealmente con la distancia desde el centro (Figura 4.34). El flujo lateral puede ser considerado como constante entre el límite del sistema de recarga a una distancia $W/2$ desde el centro y el nivel freático de control constante a una distancia L_n desde el límite (Figura 4.34). Con estas consideraciones, Bouwer y otros (1999) desarrollaron una ecuación para la última elevación de un montículo de agua subterránea debajo del centro de la franja de recarga en el caso de equilibrio entre la recarga y bombeo del acuífero: ⁽²⁴⁾

$$H_c - H_n = \frac{iW}{2T} \left(\frac{W}{4} + L_n \right) \quad ec.(4.3)$$

donde H_c es la altura del montículo del agua subterránea en el centro del área de recarga, H_n es la altura del nivel del agua subterránea en el área de control, i es la tasa de infiltración media en el área de recarga (recarga total dividida por el área total), W es el ancho del área de recarga, L_n es la distancia entre el límite del área de recarga y el área de control, K es la conductividad hidráulica y T es la transmisividad del acuífero.

Figura 4.34. Geometría y símbolos para el montículo del agua subterránea debajo de un área de infiltración larga (franja) (Todd-Mays, 2005)



Ejemplo 4.13.2.1.

Una laguna de recarga de 300 m x 2,500 m es propuesta para una nueva área. La tasa de recarga es 63,000,000 m³ por año. La profundidad al agua subterránea natural en el área es 46 m y el acuífero tiene un espesor saturado de 20 m. La transmisividad del acuífero es 2,200 m²/día. Si la máxima elevación permisible del montículo de recarga es 38 m, ¿qué tan lejos deberá el área de control ser establecida desde la línea central de la laguna de recarga?

Solución

Ya que $L/W = 2500\text{m}/300\text{m} = 8.3 > 5$, se puede usar la ecuación siguiente desarrollada para lagunas de franja largas. Dado: $(H_c)_{\text{máx}} = 20\text{ m} + 38\text{ m} = 58\text{ m}$; $H_n = 20\text{ m}$; $W = 300\text{ m}$; $T = 2,200\text{ m}^2/\text{día}$; y

$$i = \frac{63,000,000\text{ m}^3 / \text{año}}{(300\text{ m} \times 2,500\text{ m})} = 8.4\text{ m} / \text{año} = 0.23\text{ m} / \text{día} ,$$

$$H_c - H_n = \frac{i W}{2T} \left(\frac{W}{4} + L_n \right) \quad ec.(4.3)$$

$$58\text{ m} - 20\text{ m} = \frac{(0.23\text{ m} / \text{día})(300\text{ m})}{2(2200\text{ m}^2 / \text{día})} \left(\frac{300\text{ m}}{4} + L_n \right)$$

$$L_n = 2,350\text{ _mts}$$

Por lo tanto, el área de control deberá ser establecida $2,350\text{ m} + 150\text{ m} = 2500\text{ m} = 2.5\text{ km}$ a lo más cercana de la línea central de la laguna de recarga.

Ejemplo 4.13.2.2

Un área de recarga circular con un radio de 500 m será establecida sobre un acuífero libre donde la profundidad al agua subterránea es 73 m. Si la tasa de recarga estimada es 0.14 m/día y el montículo de agua subterránea debería ser mantenido al menos 10 m por debajo del fondo de la laguna de recarga, determinar la distancia del centro del área de recarga al área de control donde se mantiene el nivel original del agua subterránea. La transmisividad del acuífero es de 440 m²/día.

Solución

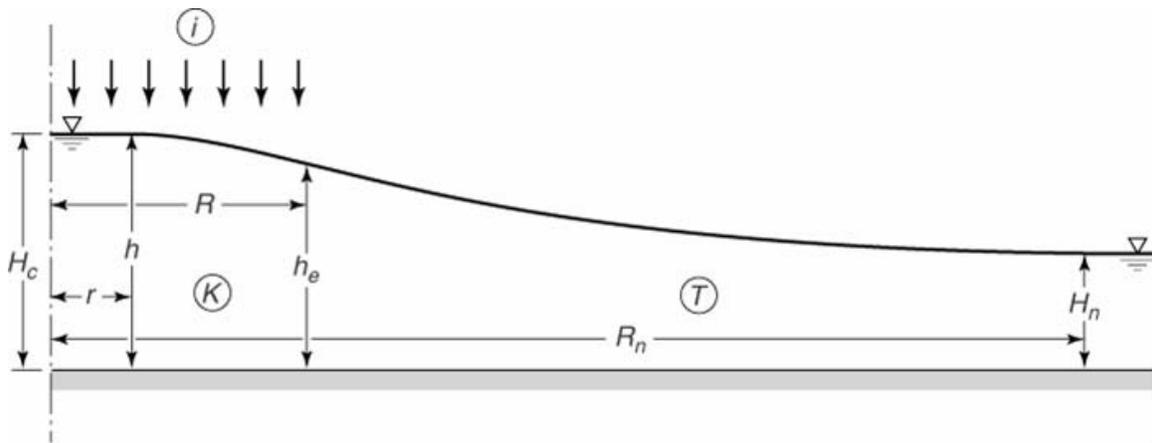
Para un área de recarga redonda o cuadrada, el flujo del agua subterránea es en dirección radial desde el área de recarga. Bouwer y otros (1999) usaron la teoría del flujo radial para desarrollar una ecuación para la altura de equilibrio del montículo debajo del centro del sistema de recarga, sobre el nivel constante de agua subterránea a una distancia R_n del centro del sistema de recarga. La ecuación es

$$H_c - H_n = \frac{i R^2}{4T} \left(1 + 2 \ln \left(\frac{R_n}{R} \right) \right) \quad ec.(4.4)$$

donde R es el radio o radio equivalente del área de recarga y R_n es la distancia del centro del área de recarga al nivel freático del área de control (Figura 4.35).

Las ecuaciones 4.3 (utilizada en el Ejemplo 4.13.2.1) y 4.4 pueden ser usadas para determinar dónde el agua subterránea debería ser recuperada y a qué profundidad los niveles del agua subterránea deberán ser bombeados para prevenir el montículo del ascenso demasiado alto. Estas ecuaciones pueden también ser usadas para determinar las dimensiones de las lagunas de recarga y para determinar las tasas de recarga (infiltración) permisibles.

Fig.4.35. Geometría y símbolos para montículos de agua subterránea debajo de áreas de infiltración redondas (Todd-Mays, 2005)



Se da la siguiente información: $(H_c)_{\text{máx}} - H_n = 73 \text{ m} - 10 \text{ m} = 63 \text{ m}$; $i = 0.14 \text{ m/día}$; $R = 500 \text{ m}$; $T = 440 \text{ m}^2/\text{día}$. Utilizando la ecuación 4.4 para calcular R_n se obtiene:

$$H_c - H_n = \frac{i R^2}{4T} \left(1 + 2 \ln \left(\frac{R_n}{R} \right) \right) \quad \text{ec.}(4.4)$$

$$63 \text{ m} = \frac{(0.14 \text{ m/día})(500 \text{ m}^2/\text{día})^2}{4(440 \text{ m}^2/\text{día})} \left(1 + 2 \ln \left(\frac{R_n}{500} \right) \right)$$

$$R_n = 1,478 \text{ mts}$$

Por lo tanto, el área de control debería ser establecida aproximadamente a **1.5 km del centro del área de recarga**.

4.13.3. ECUACIÓN DE HANTUSH

Hantush (1967) desarrolló la siguiente ecuación para determinar la altura del nivel freático (montículo) como una función de la localización (x, y) y el tiempo t (Figura 4.36):

$$h_{x,y,t} - H = \frac{v_a t}{4 f} \{ F[(W/2 + x)n, (L/2 + y)n] + F[(W/2 + x)n, (L/2 - y)n] + F[(W/2 - x)n, (L/2 + y)n] + F[(W/2 - x)n, (L/2 - y)n] \} \quad ec.(4.5)$$

donde $h_{x,y,t}$ es la altura del nivel freático sobre la capa impermeable en x, y y tiempo t; H es la altura original del nivel freático sobre la capa impermeable; v_a es la tasa de llegada al nivel freático del agua de la laguna de infiltración; t es el tiempo desde el inicio de la recarga; f es la porosidad llena ($1 > f > 0$); L es la longitud de la laguna de recarga (en la dirección y); W es el ancho de la laguna de recarga (en la dirección x); $n = (4 tT/f)^{-1/2}$; y

$$F(\alpha, \beta) = \int_0^1 erf(\alpha t^{-1/2}) erf(\beta \tau^{-1/2}) d\tau$$

Los valores de $F(\alpha, \beta)$ son tabulados en la Tabla 4.1, donde $\alpha = (W/2 + x)n$ o $(W/2 - x)n$ y $\beta = (L/2 + y)n$ o $(L/2 - y)n$.

Fig. 4.36. Geometría y símbolos para sistema de recarga y montículo de agua subterránea

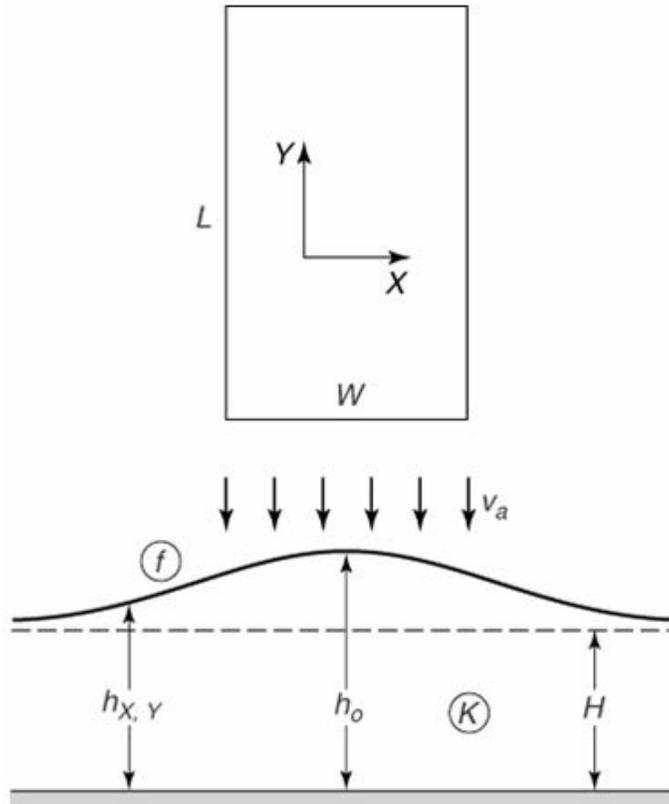


Tabla 4.1. Valores de la función $F(\alpha, \beta)$ en la Ecuación 4.5 para diferentes valores de α y β .

β α	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.14	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.38	0.42	0.46	0.50	0.54	0.58	0.62
0.02	0.0041	0.0073	0.0101	0.0125	0.0146	0.0184	0.0216	0.0243	0.0267	0.0288	0.0306	0.0322	0.0337	0.0349	0.0361	0.0371	0.0380	0.0387
0.04	0.0073	0.0135	0.0188	0.0236	0.0278	0.0353	0.0416	0.0470	0.0518	0.0559	0.0596	0.0628	0.0657	0.0683	0.0705	0.0725	0.0743	0.0759
0.06	0.0101	0.0188	0.0266	0.0335	0.0398	0.0509	0.0602	0.0684	0.0754	0.0817	0.0871	0.0920	0.0963	0.1001	0.1035	0.1065	0.1091	0.1115
0.08	0.0125	0.0236	0.0335	0.0425	0.0508	0.0652	0.0776	0.0884	0.0978	0.1060	0.1133	0.1197	0.1254	0.1305	0.1350	0.1389	0.1425	0.1456
0.10	0.0146	0.0278	0.0398	0.0508	0.0608	0.0786	0.0939	0.1072	0.1188	0.1290	0.1381	0.1461	0.1532	0.1595	0.1650	0.1700	0.1744	0.1783
0.14	0.0184	0.0353	0.0509	0.0652	0.0786	0.1025	0.1232	0.1414	0.1573	0.1714	0.1839	0.1941	0.2048	0.2135	0.2212	0.2281	0.2343	0.2397
0.18	0.0216	0.0416	0.0602	0.0776	0.0939	0.1232	0.1490	0.1716	0.1916	0.2094	0.2251	0.2391	0.2515	0.2626	0.2724	0.2812	0.2890	0.2959
0.22	0.0243	0.0470	0.0684	0.0884	0.1072	0.1414	0.1716	0.1984	0.2222	0.2433	0.2621	0.2789	0.2938	0.3071	0.3189	0.3295	0.3389	0.3472
0.26	0.0267	0.0518	0.0754	0.0978	0.1188	0.1573	0.1916	0.2222	0.2494	0.2737	0.2954	0.3147	0.3320	0.3474	0.3612	0.3735	0.3844	0.3941
0.30	0.0288	0.0559	0.0817	0.1060	0.1290	0.1714	0.1094	0.2433	0.2737	0.3009	0.3252	0.3470	0.3665	0.3839	0.3995	0.4134	0.4257	0.4368
0.34	0.0306	0.0596	0.0871	0.1133	0.1391	0.1839	0.2251	0.2621	0.2954	0.3252	0.3520	0.3761	0.3976	0.4169	0.4341	0.4495	0.4633	0.4756
0.38	0.0322	0.0628	0.0920	0.1197	0.1461	0.1949	0.2391	0.2789	0.3147	0.3470	0.3761	0.4022	0.4256	0.4466	0.4654	0.4823	0.4973	0.5108
0.42	0.0337	0.0657	0.0963	0.1254	0.1532	0.2048	0.2515	0.2938	0.3320	0.3665	0.3976	0.4256	0.4508	0.4734	0.4937	0.5119	0.5281	0.5427
0.46	0.0349	0.0683	0.1001	0.1305	0.1595	0.2135	0.2626	0.3071	0.3474	0.3839	0.4169	0.4466	0.4734	0.4975	0.5161	0.5385	0.5559	0.5715
0.50	0.0361	0.0705	0.1035	0.1350	0.1650	0.2212	0.2724	0.3189	0.3612	0.3995	0.4341	0.4654	0.4937	0.5191	0.5420	0.5626	0.5810	0.5975
0.54	0.0371	0.0725	0.1065	0.1389	0.1700	0.2281	0.2812	0.3295	0.3735	0.4134	0.4495	0.4823	0.5119	0.5385	0.5626	0.5842	0.6036	0.6209
0.58	0.0380	0.0743	0.1091	0.1425	0.1744	0.2343	0.2890	0.3389	0.3844	0.4257	0.4633	0.4973	0.5281	0.5559	0.5810	0.6036	0.6238	0.6420
0.62	0.0387	0.0759	0.1115	0.1456	0.1783	0.2397	0.2959	0.3472	0.3941	0.4368	0.4756	0.5108	0.5427	0.5715	0.5975	0.6209	0.6420	0.6609
0.66	0.0394	0.0773	0.1136	0.1484	0.1718	0.2445	0.3020	0.3547	0.4027	0.4466	0.4865	0.5227	0.5556	0.5854	0.6122	0.6364	0.6582	0.6778
0.70	0.0401	0.0785	0.1154	0.1509	0.1849	0.2488	0.3075	0.3612	0.4104	0.4553	0.4962	0.5334	0.5672	0.5977	0.6254	0.6503	0.6728	0.6929
0.74	0.0406	0.0796	0.1117	0.1531	0.1876	0.2526	0.3123	0.3671	0.4172	0.4630	0.5048	0.5429	0.5774	0.6087	0.6371	0.6627	0.6857	0.7064
0.78	0.0411	0.0806	0.1185	0.1550	0.1900	0.2559	0.3166	0.3722	0.4232	0.4699	0.5125	0.5513	0.5865	0.6185	0.6475	0.6736	0.6972	0.7184
0.82	0.0415	0.0814	0.1198	0.1567	0.1921	0.2589	0.3203	0.3768	0.4286	0.4760	0.5192	0.5587	0.5946	0.6272	0.6567	0.6834	0.7074	0.7291
0.86	0.0419	0.0822	0.1209	0.1582	0.1940	0.2615	0.3237	0.3808	0.4333	0.4813	0.5252	0.5653	0.6017	0.6348	0.6648	0.6920	0.7165	0.7386
0.90	0.0422	0.0828	0.1219	0.1595	0.1957	0.2638	0.3266	0.3844	0.4374	0.4860	0.5305	0.5711	0.6080	0.6416	0.6721	0.6996	0.7245	0.7469
0.94	0.0425	0.0834	0.1228	0.1607	0.1971	0.2658	0.3292	0.3875	0.4411	0.4902	0.5351	0.5762	0.6136	0.6476	0.6784	0.7063	0.7316	0.7543
0.98	0.0428	0.0839	0.1236	0.1617	0.1984	0.2676	0.3314	0.3902	0.4442	0.4938	0.5392	0.5807	0.6184	0.6528	0.6840	0.7123	0.7378	0.7608
1.00	0.0429	0.0842	0.1239	0.1622	0.1990	0.2684	0.3324	0.3914	0.4457	0.4955	0.5410	0.5827	0.6206	0.6552	0.6865	0.7150	0.7406	0.7638
1.20	0.0437	0.0858	0.1263	0.1654	0.2030	0.2740	0.3396	0.4001	0.4558	0.5070	0.5540	0.5969	0.6362	0.6719	0.7044	0.7339	0.7605	0.7846
1.40	0.0441	0.0866	0.1275	0.1669	0.2049	0.2767	0.3431	0.4043	0.4608	0.5127	0.5603	0.6039	0.6438	0.6801	0.7132	0.7432	0.7704	0.7949
1.80	0.0444	0.0871	0.1283	0.1680	0.2062	0.2785	0.3454	0.4071	0.4641	0.5165	0.5645	0.6086	0.6489	0.6856	0.7190	0.7494	0.7769	0.8018
2.00	0.0444	0.0871	0.1284	0.1681	0.2064	0.2787	0.3457	0.4075	0.4645	0.5169	0.5651	0.6092	0.6495	0.6863	0.7198	0.7502	0.7778	0.8027
2.20	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2788	0.3458	0.4076	0.4646	0.5171	0.5653	0.6094	0.6497	0.6865	0.7200	0.7505	0.7781	0.8030
2.50	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2788	0.3458	0.4077	0.4647	0.5172	0.5653	0.6095	0.6498	0.6867	0.7202	0.7506	0.7782	0.8032
3.00	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2789	0.3458	0.4077	0.4647	0.5172	0.5654	0.6095	0.6499	0.6867	0.7202	0.7506	0.7782	0.8032

β α	0.62	0.66	0.70	0.74	0.78	0.82	0.86	0.90	0.94	0.98	1.00	1.20	1.40	1.80	2.00	2.20	2.50	3.00
0.02	0.0387	0.0394	0.0401	0.0406	0.0411	0.0415	0.0419	0.0422	0.0425	0.0428	0.0429	0.0437	0.0441	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444
0.04	0.0759	0.0773	0.0785	0.0796	0.0806	0.0814	0.0822	0.0828	0.0834	0.0839	0.0842	0.0858	0.0866	0.0871	0.0871	0.0871	0.0871	0.0871
0.06	0.1115	0.1136	0.1154	0.1171	0.1185	0.1198	0.1209	0.1219	0.1228	0.1236	0.1239	0.1263	0.1275	0.1283	0.1284	0.1284	0.1284	0.1284
0.08	0.1456	0.1484	0.1509	0.1531	0.1550	0.1567	0.1582	0.1595	0.1606	0.1617	0.1622	0.1654	0.1669	0.1680	0.1681	0.1682	0.1682	0.1682
0.10	0.1783	0.1818	0.1849	0.1876	0.1900	0.1921	0.1940	0.1957	0.1971	0.1984	0.1990	0.2030	0.2049	0.2062	0.2064	0.2065	0.2065	0.2065
0.14	0.2397	0.2445	0.2488	0.2526	0.2559	0.2589	0.2615	0.2638	0.2658	0.2676	0.2684	0.2740	0.2777	0.2785	0.2787	0.2788	0.2788	0.2788
0.18	0.2959	0.3020	0.3075	0.3123	0.3166	0.3203	0.3237	0.3266	0.3292	0.3314	0.3324	0.3396	0.3431	0.3454	0.3457	0.3454	0.3454	0.3454
0.22	0.3472	0.3547	0.3612	0.3671	0.3722	0.3768	0.3808	0.3844	0.3875	0.3902	0.3914	0.4001	0.4043	0.4071	0.4075	0.4076	0.4077	0.4077
0.26	0.3941	0.4027	0.4104	0.4172	0.4232	0.4286	0.4333	0.4374	0.4411	0.4442	0.4457	0.4558	0.4608	0.4641	0.4645	0.4646	0.4647	0.4647
0.30	0.4368	0.4466	0.4553	0.4630	0.4699	0.4760	0.4813	0.4860	0.4902	0.4938	0.4955	0.5070	0.5127	0.5165	0.5159	0.5171	0.5172	0.5172
0.34	0.4756	0.4865	0.4962	0.5048	0.5125	0.5192	0.5252	0.5305	0.5351	0.5392	0.5410	0.5540	0.5603	0.5645	0.5651	0.5653	0.5653	0.5654
0.38	0.5108	0.5227	0.5334	0.5429	0.5513	0.5587	0.5653	0.5711	0.5762	0.5807	0.5827	0.5969	0.6039	0.6086	0.6092	0.6094	0.6095	0.6095
0.42	0.5427	0.5556	0.5672	0.5774	0.5865	0.5946	0.6017	0.6080	0.6136	0.6184	0.6206	0.6362	0.6438	0.6489	0.6495	0.6497	0.6498	0.6499
0.46	0.5715	0.5854	0.5977	0.6087	0.6185	0.6272	0.6348	0.6416	0.6476	0.6528	0.6552	0.6719	0.6801	0.6856	0.6863	0.6865	0.6867	0.6867
0.50	0.5975	0.6122	0.6254	0.6371	0.6475	0.6567	0.6648	0.6721	0.6784	0.6840	0.6865	0.7044	0.7132	0.7190	0.7198	0.7200	0.7202	0.7202
0.54	0.6209	0.6364	0.6503	0.6627	0.6736	0.6834	0.6920	0.6996	0.7063	0.7123	0.7150	0.7379	0.7432	0.7494	0.7502	0.7505	0.7506	0.7506
0.58	0.6420	0.6482	0.6728	0.6857	0.6972	0.7074	0.7165	0.7245	0.7316	0.7378	0.7406	0.7605	0.7704	0.7799	0.7778	0.7781	0.7782	0.7782
0.62	0.6609	0.6778	0.6929	0.7064	0.7184	0.7291	0.7386	0.7469	0.7543	0.7608	0.7638	0.7846	0.7949	0.8018	0.8027	0.8030	0.8032	0.8032
0.66	0.6778	0.7953	0.7110	0.7250	0.7375	0.7486	0.7584	0.7671	0.7748	0.7816	0.7846	0.8064	0.8171	0.8243	0.8252	0.8255	0.8257	0.8257
0.70	0.6929	0.7110	0.7272	0.7417	0.7546	0.7660	0.7762	0.7852	0.7932	0.8002	0.8034	0.8259	0.8370	0.8445	0.8454	0.8458	0.8460	0.8460
0.74	0.7064	0.7250	0.7414	0.7566	0.7698	0.7816	0.7921	0.8014	0.8096									

Ejemplo 4.13.3.1

Una laguna de recarga cuadrada de 800 m x 800 m es construida sobre un área donde un acuífero libre se encuentra en el subsuelo. El espesor del acuífero es de 50 m y la transmisividad media es 1,140 m²/día. La porosidad de llenado de la zona vadosa es 0.25. Si el acuífero es recargado a una tasa de 25,000,000 de m³ por año y la elevación máxima permisible del montículo del agua subterránea es 25 m sobre el nivel freático original, ¿cuánto tomará para que el montículo se eleve a su máximo nivel? ¿cuánta agua puede ser almacenada bajo el terreno hasta ese tiempo?

Solución

Es de interés únicamente la máxima elevación del montículo. La información dada es W = 800 m; L = 800 m; x = 0 m; y = 0 m; f = 0.25; H = 50 m; T = 1,140 m²/día y

$$v_a = \frac{25 \times 10^6 \text{ m}^3 / \text{año}}{800 \text{ m} \times 800 \text{ m}} = 39.0625 \text{ m} / \text{año} = 0.107 \text{ m} / \text{día}$$

$$h_{0,0,t} = 50 \text{ m} + 25 \text{ m} = 75 \text{ m}$$

y

$$n = \left[\frac{4 t T}{f} \right]^{-1/2} = \left[\frac{4 t (1,140 \text{ m}^2 / \text{día})}{0.25} \right]^{-1/2} = 0.0074 (t)^{-1/2}$$

Tabla 4.2. Resultados para el Ejemplo 4.13.3.1

t, (años)	N	α = β	F(α,β)	h _{0,0,t} (m)
0.50	5.481E-04	0.22	0.1984	65.50
0.74	4.505E-04	0.18	0.1490	67.22
1.23	3.495E-04	0.14	0.1025	69.70
2.40	2.502E-04	0.10	0.0608	72.80
3.75	2.001E-04	0.08	0.0425	74.90
6.70	1.497E-04	0.06	0.0266	77.84
15.00	1.001E-04	0.04	0.0135	81.63

Sustituyendo la información anterior en la Ecuación 4.5 se obtiene

$$h_{0,0,t} - H = \frac{v_a t}{4 f} \{ F[(W/2 + x)n, (L/2 + y)n] + F[(W/2 + x)n, (L/2 - y)n] + F[(W/2 - x)n, (L/2 + y)n] + F[(W/2 - x)n, (L/2 - y)n] \} \quad \text{ec.(4.5)}$$

$$h_{0,0,t} - 50 \text{ m} = \frac{(0.107 \text{ m / día})(t)}{4(0.25)} \{4F(400n, 400n)\}$$

Los valores de $h_{0,0,t}$ pueden ser encontrados para un rango de t valores usando la Tabla 4.1 como se muestra en la Tabla 4.2. Nótese que los valores de t en la tabla son seleccionados tales que no fue necesaria la interpolación mientras se usó la Tabla 4.1. Los resultados muestran que la altura del montículo alcanzará los 75 m sobre el lecho impermeable en cerca de **3.75 años**. Una respuesta más precisa se podría obtener usando la expresión integral para $F(\alpha, \beta)$ en vez de la Tabla 4.1, aunque la respuesta obtenida es suficiente para propósitos prácticos. Finalmente, el volumen de agua que puede ser almacenado debajo del suelo en 3.75 años es dado por

$$V = (25 \times 10^6 \text{ m}^3 / \text{año})(3.75 \text{ años}) = 93.75 \text{ _millones _de _m}^3$$

4.13.4. RECARGA CON AGUA DE TORMENTA (PLUVIAL)

❖ Montículos de Lagunas de Infiltración de Agua de Tormentas

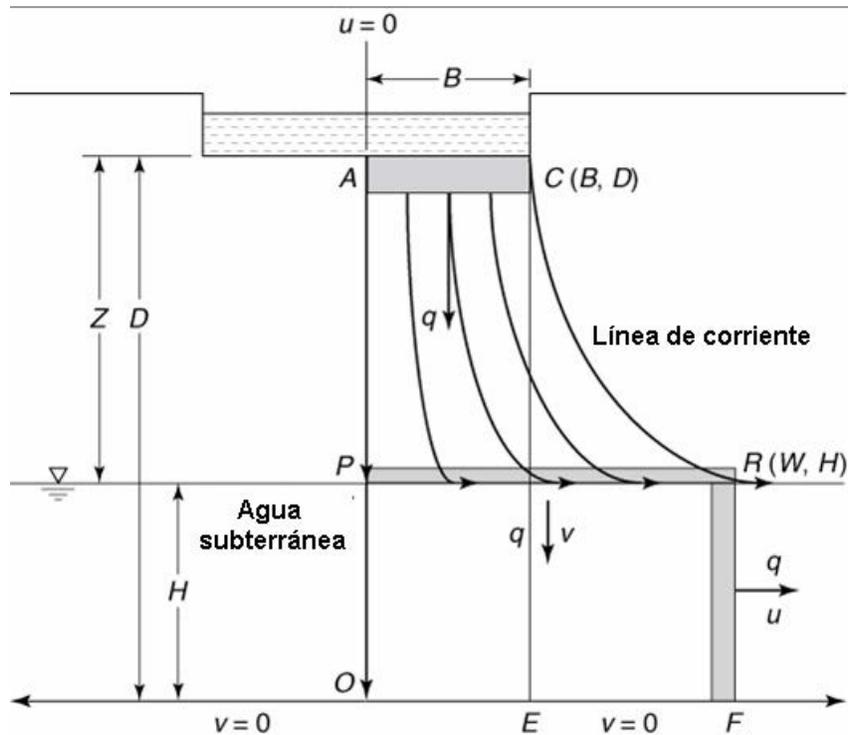
Los montículos de agua subterránea resultantes de lagunas de infiltración de agua de tormentas han sido estudiados por varios investigadores (Griffen y Warrington, 1988; Guo, 1998, 2001; Marino, 1975; Molden y otros, 1984; Morel-Seytoux y otros, 1990; Ortiz y otros, 1979; Summer y otros, 1999; y Swamee y Ojha, 1997).

MODELO DE FLUJO POTENCIAL PARA UNA TRINCHERA

Guo (1998, 2001) utilizó la teoría del flujo potencial para representar el flujo de filtración a través del suelo, considerando los movimientos vertical y lateral. Guo usó una función de corriente para el flujo infiltrándose bajo una trinchera, definida a satisfacer la continuidad e irrotacionalidad bidimensional conforme $\Psi = (f/D)xy$. Aquí, f es la tasa de infiltración, D es la profundidad saturada, x es la distancia horizontal desde el eje central de la laguna, y es la distancia vertical debajo de la laguna. Las variables y parámetros son ilustrados en la Figura 4.37. En un punto $C(B,D)$ la función de corriente es $\Psi_c = q = fB$, donde q es la tasa del volumen de infiltración y B es el ancho medio de la trinchera.

En orden de mantener la continuidad a lo largo de la línea de corriente, Ψ_c , entre la laguna y cualquier sección transversal a una distancia vertical y , el ancho del frente húmedo, w , puede ser determinado usando $\Psi = (f/D)xy$, tal que $w = BD/y$.

Figura 4.37. Modelo del flujo potencial para infiltración de agua bajo una trinchera (Guo, 2001).



Los vectores de velocidad del flujo de filtración son determinados tomando la derivada de $\Psi = (f/D)xy$ con respecto a x y y para obtener $u = (f/D)x$ y $v = -(f/D)y$. Para condiciones de estado-estable, la tasa de flujo es constante en las secciones AC, PR, y RF, mostradas en la Figura 4.37. Cuando la succión del suelo es ignorada, el gradiente hidráulico en PR puede ser aproximado a la unidad ($i = -1$, descendente), tal que de la ley de Darcy, el flujo de la recarga en PR es $v = q/W = K_y i W/W = -K_y$, donde K_y es la conductividad hidráulica en la dirección vertical. Así mismo en $y = H$, $v = -(f/D)H$ y también $v = -K_y$, tal que $(f/D)H = K_y$. Resolviendo para $D = (f/K_y)H$, entonces se encuentra $D = \lambda_y H$, donde $\lambda_y = f/K_y$.

Las líneas de corriente del flujo de recarga cerca del montículo son concentradas en la parte superior o espesor activo del acuífero, con mucho menos flujo y casi el agua estancada en la porción más profunda del acuífero (Bouwer, 1999). La profundidad activa de flujo; H , debajo del nivel inicial del agua subterránea se puede estimar con la ecuación de Dupuit-Forchheimer,

$$q = \Psi_c = \frac{K_x}{2} \frac{(D^2 - H^2)}{W - B} \quad ec.(4.6)$$

en la cual, K_x es la conductividad hidráulica en la dirección lateral.

Guo (1998) razonó que las lagunas de infiltración de agua de tormenta son pequeñas en tamaño y son operadas usando períodos de cargas cortas, tal que la altura del montículo del agua decaiga hacia el nivel inicial del agua subterránea. Bajo esta condición, la ecuación 4.6 puede ser aproximada al límite del área de recarga, esto es, el punto R(W, H) en la Figura 4.37. La ecuación 4.6 dividida por la profundidad efectiva de flujo, H, produce una velocidad seccional la cual deberá ser igual a $u = (f/D)x$ en $x = W$; resultando en un espesor efectivo del acuífero expresado como

$$\frac{H}{B} = \sqrt{\frac{2 \lambda_x}{\lambda_y + 1}} \quad ec.(4.7)$$

donde

$$\lambda_x = \frac{f}{K_x}$$

Usando $D = \lambda_y H$, se puede calcular la profundidad saturada:

$$\frac{D}{B} = \lambda_y \sqrt{\frac{2 \lambda_x}{\lambda_y + 1}} \quad ec.(4.8)$$

Ejemplo 4.13.4.1

Considerar una laguna de infiltración de 20 pies por 180 pies con una tasa de infiltración media del suelo de 1.8 pulg/hr (3.6 pies/día) y una conductividad hidráulica de 1.8 pies/día. El medio subsuperficial es isótropo: $K_x = K_y = K$. Determinar la profundidad saturada, D, y la profundidad efectiva de flujo, H, para una mitad de ancho de la trinchera de $B = 10$ pies. Así mismo, determinar Z, la distancia requerida al nivel del agua subterránea.

Solución

La relación de la tasa de infiltración a la conductividad hidráulica es $f_a/K = 2.0$. El medio subsuperficial es isótropo tal que $\lambda_x = \lambda_y = f_a/K_x = f_a/K_y = 2.0$. De la ecuación 4.8, se tiene

$$\frac{D}{B} = \lambda_y \sqrt{\frac{2 \lambda_x}{\lambda_y + 1}} = 2 \sqrt{\frac{2(2.0)}{2.0 + 1}} = 2.309 \quad y \quad D = (10 \text{ pies})(2.309) = 23.09 \text{ _ piés}$$

La profundidad efectiva de flujo, H , se calcula usando la ecuación 4.7, tal que

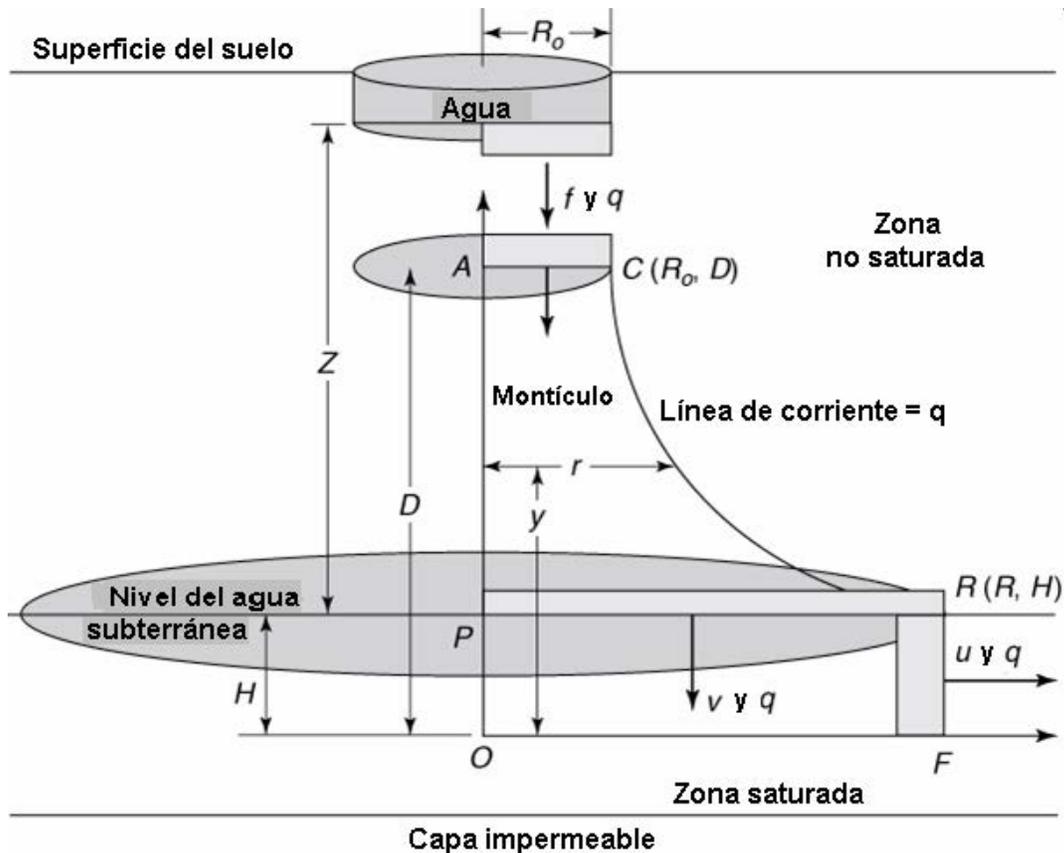
$$\frac{H}{B} = \sqrt{\frac{2 \lambda_x}{\lambda_y + 1}} = \sqrt{\frac{2(2.0)}{2.0 + 1}} = 1.155 \quad \text{y} \quad H = (10 \text{ pies})(1.155) = 11.55 \text{ pies}$$

La distancia requerida al nivel del agua subterránea es $Z = D - H = 23.09 - 11.55 = 11.54$ pies.

MODELO DE FLUJO POTENCIAL PARA UNA LAGUNA CIRCULAR

El modelo de flujo debajo de una laguna circular (Figura 4.38), descrito por la función de corriente, $\Psi = \pi(f/D)r^2y$, satisface la continuidad e irrotacionalidad de las ecuaciones para flujo asimétrico tridimensional (Guo, 1998). Las líneas de corriente debajo de la laguna son distribuidas como círculos concéntricos con $\Psi = 0$ a lo largo del eje- y y $\Psi =$ tasa de volumen de infiltración en la circunferencia del fondo de la laguna (es decir, $C(r, y) = (R_0, D)$ en la Figura 4.37). R_0 es el radio de la laguna circular.

Fig. 4.38. Modelo de flujo debajo de laguna circular (Guo, 2001)



La tasa de infiltración del volumen liberado de la laguna circular es $q = f\pi R_0^2$.

Permaneciendo la continuidad del flujo, entonces $q = f \pi R_0^2 = \Psi = \pi(f/D)r^2y$, así resolviendo para r da $r = \sqrt{D/y} R_0$. Entonces en la sección PR en la Figura 4.37, el radio del área de recarga deberá pasar el punto $R(R, H)$, expresado como $R = \sqrt{D/H} R_0$. Usando la misma aproximación como para la laguna rectangular, la siguiente relación puede ser desarrollada para la geometría subsuperficial,

$$\frac{H}{R_0} = \sqrt{\frac{\lambda_r \ln(\lambda_y)}{2(\lambda_y^2 - 1)}} \quad ec.(4.9)$$

$$\lambda_r = \frac{f}{K_r}$$

y K_r es la conductividad hidráulica en la dirección radial. Sustituyendo

$$R = \sqrt{\frac{D}{H}} R_0$$

dentro de la ecuación 4.9, da la siguiente expresión para calcular la profundidad de saturación:

$$\frac{D}{R_0} = \lambda_y \sqrt{\frac{\lambda_r \ln(\lambda_y)}{2(\lambda_y^2 - 1)}} \quad ec.(4.10)$$

Ejemplo 4.13.4.2.

Una laguna de infiltración de agua de tormenta tiene un radio de 72 pies. La laguna es cubierta con arena franca y el resultado de la tasa de infiltración media es 1.60 pulg/hr. Determinar la profundidad de saturación requerida, Y_0 , entre el fondo de la laguna y el nivel del agua subterránea si la conductividad hidráulica de la zona vadosa es 1.6 pies/día. Considerar isótropa la parte subsuperficial.

Solución

La siguiente información se da: $f = 1.60$ pulg/hr, $K_r = K_y = 1.6$ pies/día = 0.8 pulg/hr, y $R_0 = 72$ pies. La profundidad de saturación requerida, Y_0 , es igual a $(D - H)$. Por lo tanto, combinando las ecuaciones 4.9 y 4.10 se obtiene

$$\frac{Y_0}{R_0} = (\lambda_y - 1) \sqrt{\frac{\lambda_r \ln(\lambda_y)}{2(\lambda_y^2 - 1)}}$$

Debido a que la zona subsuperficial es isótropa:

$$\lambda_r = \lambda_y = \frac{f}{K} = \frac{1.6 \text{ pulg/hr}}{0.8 \text{ pulg/hr}} = 2.0$$

Entonces

$$\frac{Y_0}{R_0} = (2.0 - 1) \sqrt{\frac{2 \ln(2)}{2(2^2 - 1)}} = 0.481$$

$$Y_0 = 0.481(72 \text{ pies}) = 34.6 \text{ pies}$$

Por lo tanto, la distancia mínima requerida entre el fondo de la laguna y el nivel del agua subterránea es cerca de 35 pies, tal que será un gradiente hidráulico suficiente en la zona subsuperficial.

Ejemplo 4.13.4.3.

La profundidad de saturación, distancia entre el fondo de la laguna y el nivel del agua subterránea, debajo de una laguna de infiltración de agua de tormenta es 5.5 m. Si la tasa de infiltración de diseño desde la laguna es 5.13 cm/hr, determinar y trazar el radio de la laguna requerido como una función de la conductividad hidráulica. Considerar que la conductividad hidráulica debajo de la laguna es isótropa.

Solución

La profundidad de saturación requerida Y_0 es dada por $(D - H)$. De acuerdo con el ejemplo previo (Ejemplo 4.13.4.2), combinando las ecuaciones 4.9 y 4.10 se produce

$$\frac{Y_0}{R_0} = (\lambda_y - 1) \sqrt{\frac{\lambda_r \ln(\lambda_y)}{2(\lambda_y^2 - 1)}}$$

Sin embargo, ya que la profundidad de saturación es especificada y fijada en este problema, el radio de la laguna es el parámetro de diseño como una función de la desconocida conductividad hidráulica. Por lo tanto, se deberá resolver esta relación para R_0 :

$$R_0 = \frac{Y_0}{(\lambda_y - 1) \sqrt{\frac{\lambda_r \ln(\lambda_y)}{2(\lambda_y^2 - 1)}}}$$

Considerando una formación isotrópica

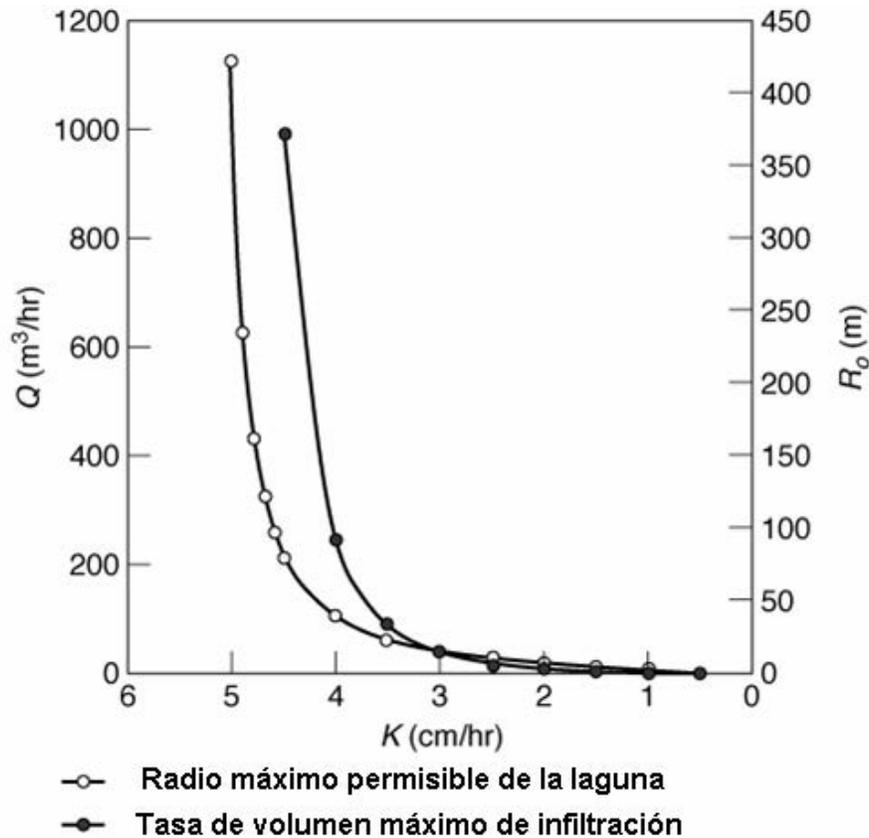
$$\lambda_r = \lambda_y = \frac{f}{K} = \frac{5.13 \text{ cm/hr}}{K}$$

y sustituyendo en la expresión de arriba, se tiene

$$R_0 = \frac{5.5 \text{ m}}{\left(\frac{5.13}{K} \lambda_y - 1\right) \sqrt{\frac{\frac{5.13}{K} \ln\left(\frac{5.13}{K}\right)}{2\left[\left(\frac{5.13}{K}\right)^2 - 1\right]}}}$$

donde K esta en cm/hr y el radio de la laguna, R₀, esta en metros. Una gráfica de R₀ contra K es mostrada en la Figura 4.39.

Figura 4.39. Resultados para el Ejemplo 4.13.4.3.



Si $K \geq 5.13$ cm/hr, esto sería el caso de una recarga directa descendente hacia el agua subterránea. De hecho, $(R_0)_{\text{máx}} \rightarrow +\infty$ conforme $K \rightarrow 5.13$ cm/hr, como se muestra en la Figura 4.39. Por otro lado, cuando $K \geq 5.13$ cm/hr, hay un radio máximo permisible de la laguna dependiendo del valor de K mientras que la profundidad de saturación es un valor fijo. Este constreñimiento es para asegurar que serán suficientes los gradientes hidráulicos debajo de la laguna para prevenir que el sistema de infiltración este siendo soportado (Guo, 2001).

Es importante notar que conforme el radio permisible de la laguna decrece con los valores de K disminuyendo, las tasas de volumen de infiltración correspondientes decrecen al igual más significativamente. Esto demuestra que un sistema con una relación alta f/K , mientras la profundidad de saturación sea fija, podría confirmar ser muy ineficiente con respecto a un sistema de infiltración de agua de tormenta.

DESARROLLO DEL MONTÍCULO

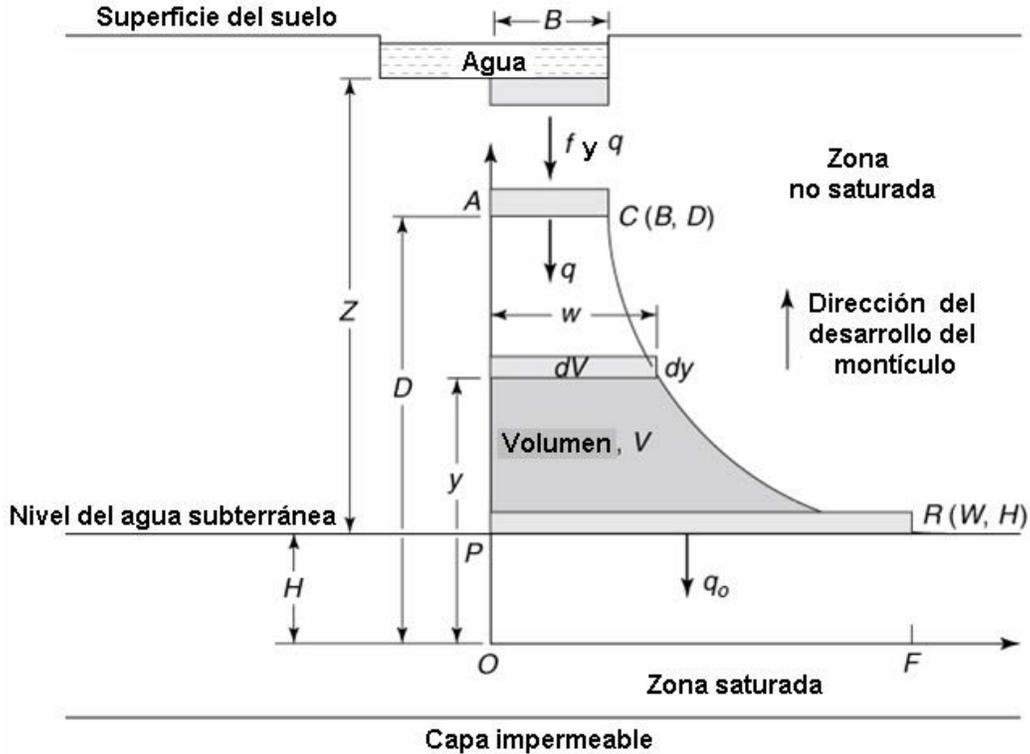
El desarrollo o crecimiento (antes de que el estado-estable sea alcanzado) de un montículo para flujo bajo una trinchera de infiltración es descrito en la Figura 4.40. Para definir el efecto del almacenamiento en el suelo como una función del tiempo, la ecuación de continuidad entre el influente en la sección AC y el efluente en la sección PR es

$$\frac{dV}{dt} = q - q_0$$

donde V es el volumen de almacenamiento del agua en el suelo, t es el tiempo, q es la tasa volumétrica infiltrante, y q_0 es la tasa de efluente a la recarga. El incremento de volumen, dV , a la profundidad y es

$$dV = S_y w dy = S_y \frac{D}{y} B dy$$

Figura 4.40. Desarrollo de montículo de agua debajo de una trinchera (Guo, 2001).



en la cual S_y es el rendimiento del suelo. La tasa efluente, q_0 , en la sección PR es definida usando la ley de Darcy como

$$q_0 = S_y K_u W = S_y K_u \frac{D}{H} B$$

en la cual $K_u = \sqrt{K_r K_y}$ es la conductividad hidráulica representativa o equivalente para el desarrollo del montículo y

$$w = \frac{BD}{y}$$

La función de desarrollo o crecimiento de una trinchera de infiltración puede ser desarrollada sustituyendo la expresión $dV = S_y \frac{D}{y} B dy$ en la ecuación de continuidad

$$\frac{dV}{dt} = q - q_0$$

e integrando desde el espesor del acuífero, H , a la profundidad y se obtiene

$$y = H e^{-kt/D} \quad ec.(4.11)$$

en la cual k es una conductividad pseudo-hidráulica para el desarrollo o crecimiento de un montículo de agua, expresado como

$$k = \left(\frac{f}{S_y} - K_u \frac{D}{H} \right) \quad ec.(4.12)$$

La ecuación 4.11 es una función incremental con la profundidad y , la cual no puede exceder de D en la ecuación 4.8 para una trinchera de infiltración o la ecuación 4.10 para una laguna de infiltración circular. La ecuación 4.11 puede ser usada para estimar el desarrollo o crecimiento de un montículo de agua para un tiempo transcurrido t . Para lagunas de infiltración circular, el mismo procedimiento de derivación puede ser usado para mostrar que la ecuación 4.11 también es aplicable. Generalmente, el exponente ($-k t/D$) es bastante pequeño tal que la ecuación 4.11 se reduce a (Guo, 2001)

$$y = H \left(1 - \frac{k t}{D} \right) \quad ec.(4.13)$$

Ejemplo 4.13.4.4.

Una laguna circular de infiltración de agua de tormenta tiene un radio de 29 m. la profundidad de saturación (distancia desde el fondo de la laguna al lecho rocoso impermeable) es 18.5 m y el espesor saturado del acuífero libre debajo de la laguna es 13.5 m. La conductividad hidráulica saturada del acuífero es 2.4 m/día. La tasa de infiltración desde la laguna es 1.25 cm/hr y el rendimiento del suelo, S_y , es estimado como 0.25. Considerando una conductividad hidráulica no-saturada representativa de 0.23 m/día, calcular la conductividad pseudo-hidráulica.

Solución

Para determinar la conductividad pseudo-hidráulica, se resuelve la ecuación 4.12 con $f = 1.25 \text{ cm/hr} = 0.3 \text{ m/día}$ para obtener

$$k = \left(\frac{f}{S_y} - K_u \frac{D}{H} \right) = \left(\frac{0.3 \text{ m/día}}{0.25} - (0.23 \text{ m/día}) \frac{(18.5 \text{ m})}{(13.5 \text{ m})} \right) = 0.8848 \text{ m/día}$$

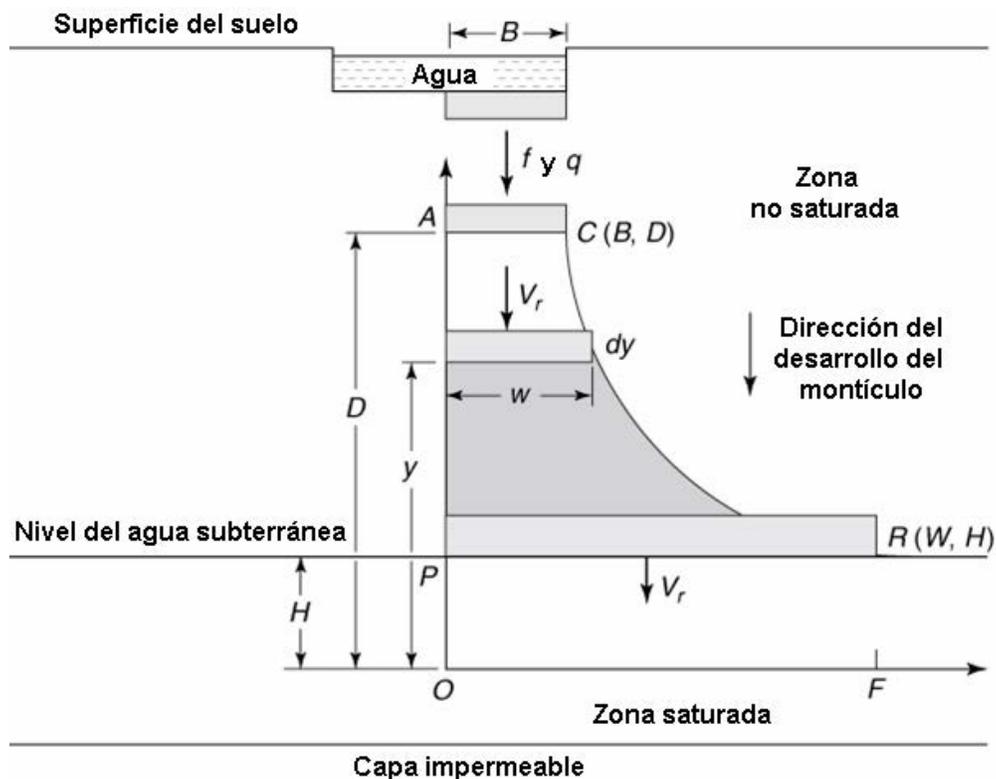
Para estimar el desarrollo o crecimiento del montículo, se debe resolver la ecuación 4.11.

RECESIÓN DEL MONTÍCULO

Un montículo empieza a contraerse durante el tiempo en que no hay infiltración desde una trinchera o laguna gradualmente recargando el acuífero (ver Figura 4.41). El volumen liberado del medio del suelo es igual al volumen de recarga, en la Sección PR al nivel del agua subterránea. La recesión de un montículo empieza en el fondo. Si el frente de contracción del agua mantiene la forma como saturado, el volumen liberado del suelo es estimado como

$$V_r = S_y \int_{y=y}^{y=D} w \, dy = S_y \int_{y=y}^{y=D} \frac{BD}{y} \, dy = S_y \, DB \ln\left(\frac{D}{y}\right) \quad ec.(4.14)$$

Figura 4.41. Recesión del montículo de agua (Guo, 2001).



Considerando el flujo vertical a través de la sección PR, el volumen de recarga al nivel del agua subterránea es

$$V_r = S_y \, K_u \, W \, t = S_y \, K_u \, \frac{D}{H} \, Bt \quad ec.(4.15)$$

Igualando las dos expresiones de arriba para el volumen da la siguiente función de recesión para un montículo:

$$y = D e^{-\left(\frac{K_u t}{H}\right)} \quad ec.(4.16)$$

Para un exponente pequeño, la función de recesión se reduce a

$$y = D \left(1 - \frac{K_u t}{H}\right) \quad ec.(4.17)$$

La conductividad hidráulica no-saturada, K_u , es el parámetro más sensible en el uso de los modelos anteriores al predecir el desarrollo y recesión de un montículo de agua. K_u varía con respecto al contenido de humedad del suelo. Guo (2001) comparó los resultados del uso de la función de recesión descrita arriba con resultados del uso del modelo de simulación de flujo no-saturado VS2D desarrollado por Lappala y otros (1987).

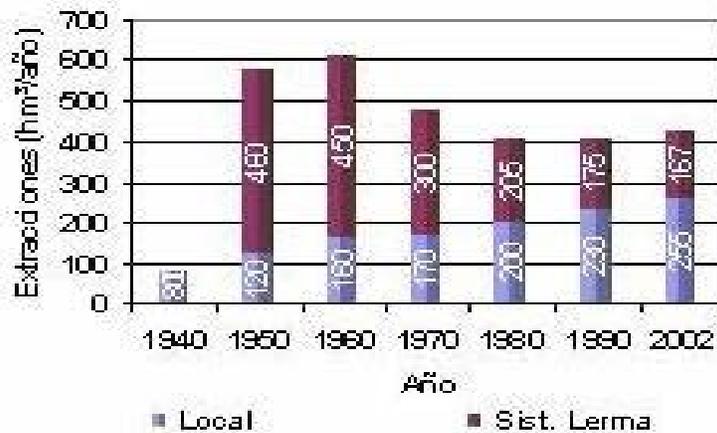
CAPÍTULO 5. EJEMPLO DE CASO: ACUÍFERO VALLE DE TOLUCA

5.1. GENERALIDADES

El Valle de Toluca forma parte de la Cuenca Alta del Río Lerma junto con el Valle de Ixtlahuaca, tiene un buen potencial de aguas subterráneas el cual ha sido mermado por la exportación de grandes volúmenes mediante la batería de pozos del sistema Lerma para la Ciudad de México, así como por explotaciones locales para su desarrollo, las extracciones han rebasado la potencialidad de los acuíferos, es decir, el monto de la recarga media anual, ante el aumento de una demanda siempre creciente, que se reflejan en un abatimiento de los niveles piezométricos y formación de grietas en el terreno.⁽⁹⁾

Durante más de treinta años el Sistema Lerma extrajo volúmenes que alcanzaron una magnitud de 450 Mm³ (Gráfico 5.1). Sin embargo, algo fue inminente durante todo este tiempo: el sistemático descenso de los niveles piezométricos del acuífero; es decir, la reserva de agua subterránea comenzó a reducirse. Sin tomar medidas inmediatas, las extracciones continuaron con la misma intensidad.⁽¹⁰⁾

Gráfico 5.1. Crecimiento histórico de las extracciones del acuífero del Valle de Toluca



Año	Local	Sist. Lerma	Fuente de información
1940	80	0	
1950	120	460	DGCOH
1960	160	450	
1970	170	300	
1980	200	205	DGCOH
1990	230	175	
2002	255	167	GRAVAMEX

FUENTE: CNA, Gerencia Estatal en México, Gerencia Técnica, (2003)

Fue hasta la década de los ochenta cuando se detectaron importantes efectos de la sobreexplotación. El primer efecto que hizo que se redujeran las extracciones del Sistema Lerma, fue el agotamiento de la cámara de bombeo del acuífero, que redujo la productividad de los pozos. Entre otras causas que obligaron la reducción de las extracciones, se encuentran los incrementados riesgos de afectación a la estabilidad geológica de las Presas Ignacio Ramírez y Antonio Alzate, que al evaluarse técnicamente obligaron a detener las extracciones del sistema Lerma en el Valle de Ixtlahuaca.⁽²⁶⁾

El abatimiento de los niveles de bombeo continúa y ha originado la subsidencia del terreno e inclusive agrietamientos con impactos económicos en la Ciudad de Toluca, que a su vez acentúan el riesgo de contaminación del acuífero.

Los hundimientos diferenciales han tenido diversas afectaciones adicionales, entre las que destaca la pérdida de pendiente del Río Lerma, que ha incrementado las afectaciones por inundaciones.

Los estudios hidrogeológicos han determinado valores de la recarga del acuífero del orden de 336 Mm³; sin embargo han considerado también distintas fronteras en su análisis. El hecho es que la pérdida anual de agua subterránea es del orden de 140 Mm³ y se refleja en abatimientos sistemáticos que ocurren principalmente entre la Ciudad de Toluca y el Sistema Lerma.⁽¹⁰⁾

Otro problema con la misma importancia es la contaminación del acuífero, pues sistemáticamente han crecido las fuentes contaminantes entre las que destacan El Río Lerma – que drena las aguas negras y tratadas de la Ciudad de Toluca - y los sitios donde se disponen contaminantes líquidos y sólidos; situación que implica un mayor riesgo en la medida que se incrementan las grietas por subsidencia. Es necesario prever que por la lentitud con que ocurre el fenómeno del flujo subterráneo, las afectaciones a la calidad del agua no se identifican de manera inmediata, pero son prácticamente irreversibles.⁽²⁶⁾

Se desconoce con precisión la magnitud de la descarga y de la recarga del acuífero, pero se cuenta con claras evidencias de que este se encuentra sobreexplotado - agrietamientos, hundimientos y reducción de la productividad de pozos, entre otros -, esto sin considerar las afectaciones a la calidad del agua, que también son crecientes, principalmente en las márgenes del río Lerma y debido al crecimiento de la concentración urbana de la Ciudad de Toluca.

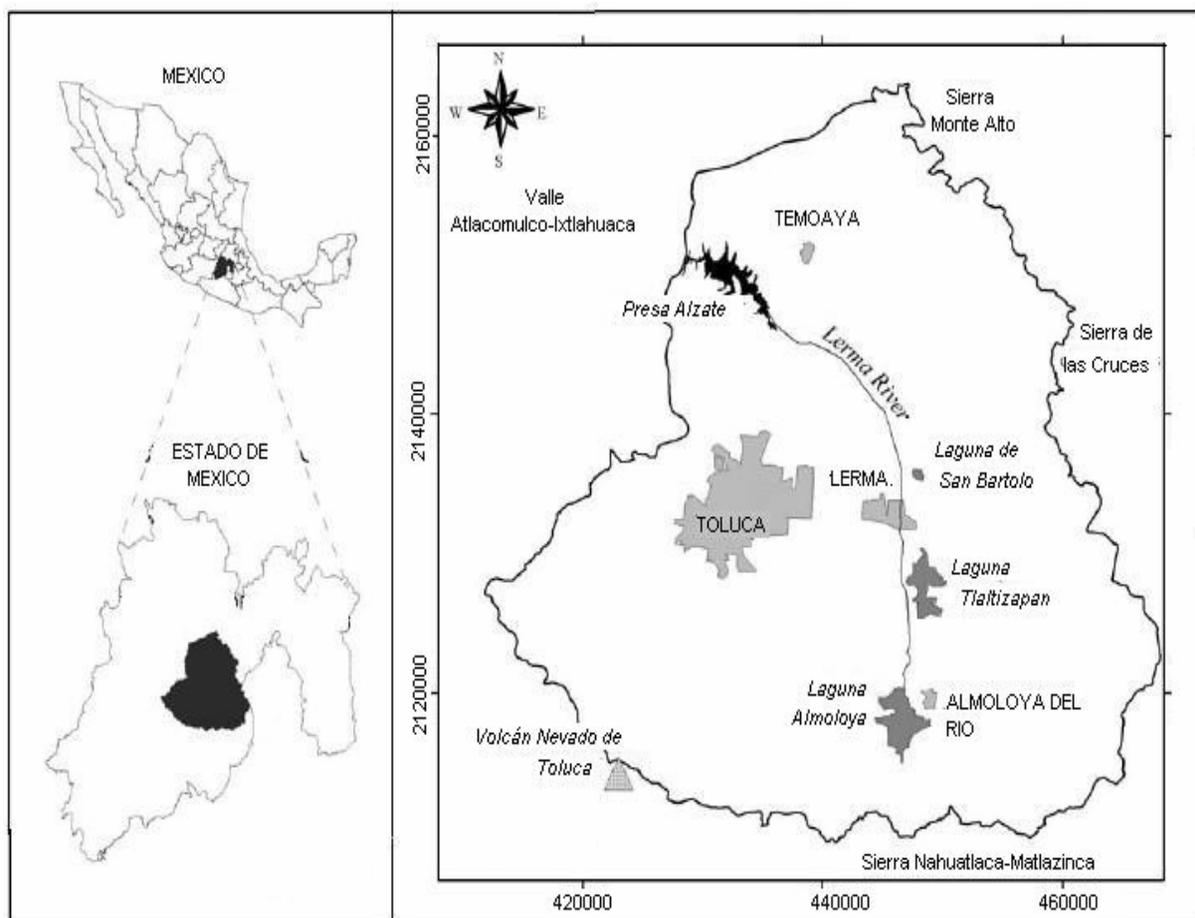
De ser un ambiente lagunar y con extensa vegetación en la primera mitad del Siglo XX, el Valle de Toluca y su Cuenca han sido víctimas de una intensa deforestación y la sobreexplotación ha profundizado los niveles piezométricos de bombeo más de 90 metros en algunos sitios, situación insostenible que tendrá un equilibrio futuro por efecto de la reducción de las extracciones o en su defecto, por agotamiento del recurso.⁽²¹⁾

5.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

5.2.1. LOCALIZACIÓN

El acuífero Valle de Toluca se localiza en el Estado de México, dentro de la cuenca Alta del Río Lerma, situada al sur del Altiplano Mexicano y limitada al Norte por el acuífero de Atlacomulco-Ixtlahuaca, al Sur por el cerro de Tenango, al Sur-Poniente del Volcán Nevado de Toluca y al Oriente por la Sierra de las Cruces y Monte Alto respectivamente⁽⁹⁾. Cabe mencionar que es uno de los valles de mayor elevación del altiplano mexicano.

Figura 5.1. Localización geográfica del Acuífero Valle de Toluca



FUENTE: ESTELLER, (2005)

5.2.2. COORDENADAS DE SU POLIGONAL

A continuación se enmarca el polígono del acuífero y las coordenadas de los vértices, de acuerdo con la publicación en el Diario Oficial de la Federación del 31 de enero del 2003.⁽¹⁰⁾

Tabla 5.1. Coordenadas de la poligonal que delimita el Acuífero

Vértice	LONGITUD OESTE			LATITUD NORTE			OBSERVACIONES
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	
1	99	23	9.6	19	23	31.2	
2	99	23	52.8	19	22	51.6	
3	99	23	13.2	19	18	7.2	
4	99	20	31.2	19	14	49.2	Del 4 al 5 por le limite estatal
5	99	18	25.2	19	12	46.8	Del 5 al 6 por el limite estatal
6	99	16	44.4	19	7	51.6	Del 6 al 7 por el limite estatal
7	99	19	8.4	19	4	44.4	
8	99	36	46.8	19	3	21.6	
9	99	44	34.8	19	5	13.2	
10	99	54	32.4	19	19	1.2	
11	99	59	45.6	19	22	33.6	
12	99	52	58.8	19	31	40.8	
13	99	51	14.4	19	29	27.6	
14	99	43	37.2	19	28	15.6	
15	99	34	40.8	19	31	12.0	
16	99	31	33.6	19	34	19.2	
17	99	30	57.6	19	30	25.2	
18	99	31	15.6	19	28	44.4	
19	99	28	22.8	19	25	22.8	
1	99	23	9.6	19	23	31.2	

Fuente: Comisión Nacional del Agua, (2003)

Figura 5.2. Poligonal del área de estudio



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.2.4. MUNICIPIOS

Los municipios comprendidos dentro del polígono del acuífero Valle de Toluca son: Almoloya de Juárez, Almoloya del Río, Atizapán, Calimaya, Capulhuac, Chapultepec, Iturbide (parcial), Huixquilucan (parcial), Jalatlaco, Jilotzingo (parcial), Joquicingo (parcial), Lerma, Naucalpan de Juárez (parcial), Metepec, Mexicalcingo, Ocoyoacac, Oztolotepec, Rayón, San Antonio la Isla, San Mateo Atenco, Temoaya, Tenango del Valle (parcial), Texcalyacac, Tianguistenco, Toluca, Xonacatlán (parcial) y Zinacantepec.⁽¹⁰⁾

5.3. ESTUDIOS TÉCNICOS REALIZADOS

Quizás el acuífero del Valle de Toluca cuenta con uno de los expedientes más completos en cuanto a estudios previos, ya que desde mediados del Siglo XX representó una fuente de abastecimiento para la Capital del país.

A continuación se presenta una tabla resumen de los estudios previos que contribuyeron a la información considerada en este trabajo.

Tabla 5.2. Síntesis de estudios previos

FECHA	AUTOR	ESTUDIO	NOTAS	RECARGA
Principios de siglo XX	No identificados	Bombeo de agua de los manantiales del Río Lerma y conducción por gravedad a la Ciudad de México	Se asume la existencia de estos estudios, pero la revisión documental no identificó sus nombres.	
1960	Dr. A. Loehberg	Estudio cuantitativo del Alto Lerma enfocado específicamente a determinar el volumen de aguas subterráneas factible de captar		Potencial de 7.1 m ³ /s a 10.5 m ³ /s
1960	Veytia (dos estudios)	Potencial de los acuíferos en la cuenca alta del Río Lerma hasta la estación Hacienda la "Y".	El potencial máximo de extracción se propone al evitar las descargas verticales en lagunas y pantanos.	Potencial de 12.2 m ³ /s
1966	Cía. Servicios Geológicos, S. A., para DGCOH	Incremento factible las captaciones actuales en el Alto Lerma para la ciudad de México	Comprende al Valle de Toluca y Lerma de Villada principalmente	
1970	Estudios Especiales, SRH	Distribución al abastecimiento de agua para la ciudad de México.	En el periodo 1966-1970, el abatimiento piezométrico fue del orden de 3 a 4 m en la misma zona urbana	Recarga promedio estimada de 11 m ³ /s
1977	Ingenieros Civiles y Geólogos Asociados	Actualización del levantamiento de las grietas		

FECHA	AUTOR	ESTUDIO	NOTAS	RECARGA
1978	CONSULTEC	Actualización del levantamiento de las grietas	Las grietas se deben a la explotación de agua subterránea y se localizan en formaciones lacustres compresibles, cerca de las transiciones geológicas con formaciones más compactas	
1979	CONSULTEC para CAVM	Causas y efectos de los agrietamientos	Se identificaron aproximadamente 100 grietas en un área de 1,500 km ²	
1985	ICATEC	Estudio geohidrológico preliminar del Valle de Toluca.	Censo de 626 pozos.	recarga de 364 Mm ³ y extracción de 413 Mm ³ .
1985	SEDAGRO	Estudio de Factibilidad Técnica del Proyecto del Interceptor del Poniente y Proyecto Ejecutivo del Interceptor, sobreelevación de la Presa Ignacio Ramírez y extracción de caudales para abastecimiento de agua potable para la Ciudad de Toluca.	Topografía y diseño ejecutivo de obras para captar aguas pluviales y controlar la contaminación de las cuencas, para incrementar el almacenamiento en la Presa I. Rmz. El proyecto se descarta actualmente por invasión del trazo por el crecimiento de la mancha urbana.	La Presa I. Rmz, presentaría una oferta firme de agua potable de 1.5 m ³ / s para Toluca, para lo cual requiere de la construcción de las obras de colección de agua, así como manejo de cuencas y tratamiento de descargas.
1986	ININSA	Manual de Diseño, Construcción, Operación y mantenimiento de pozos para la DGCOH.	Zonificación de criterios constructivos de pozos.	
1987	Lesser y Asociados	Actualización piezométrica de los Valles de Toluca e Ixtlahuaca	Abatimientos 1970 - 1987: 70 m en zona industrial aledaña a Toluca. 40 m hacia el Oriente, 30 m en Almoloya del Río, 10 m a 20 m en el resto del Valle	
1989	Perforaciones Leor	Evolución de niveles y gastos en cada pozo, dictamen de comportamiento y vida útil, con relación abatimiento - agrietamiento - afectación.		Extracciones del Sistema Lerma: 1974, 14.6 m ³ /s; 1985, 6.24 m ³ /s ; 1989, 4.319 m ³ /s, con 16 pruebas de bombeo.
1989	Perforaciones Leor, S. A. de C. V. para DDF	Cuantificación del agua subterránea en el Valle de Lerma para determinar las causas de Disminución de Caudales de Extracción	Causas de reducción de extracciones en Lerma: Riesgo estructural en presas y deterioro de la Calidad en Almoloya del Río.	
1992	Lesser y Asociados S.A. de C. V.	Reglamentación de las extracciones del agua subterránea en el acuífero de Toluca	Distintas alternativas de reordenación y manejo que teóricamente permiten recuperaciones piezométricas en el área urbana de Toluca y la zona industrial	
1992	Grupo Herram para DDF.	Estudio regional de los Valles de Toluca e Ixtlahuaca.		Extracción calculada, 448 Mm ³ , 914 aprovechamientos. Incluye un modelo conceptual de funcionamiento hidrodinámico.
1993	Figuroa	Actualización de los acuíferos de Toluca e Ixtlahuaca		Censo de aprovechamientos. Estimó una extracción anual de 332 Mm ³ anuales.
1996	Ariel Consultores, S. A.	Estudio de Simulación Hidrodinámica y Diseño Óptimo de las Redes de Observación del Acuífero Valle de Toluca		Entradas: 256.5 Mm ³ , descarga de 342 Mm ³ , pérdida promedio anual de 85.5 Mm ³ .

FECHA	AUTOR	ESTUDIO	NOTAS	RECARGA
2001	IMTA, para CNA	Visitas Integrales a aprovechamientos de agua subterránea en el acuífero del Valle de Toluca	Se realizaron a cabo múltiples visitas integrales a 500 aprovechamientos	
2002	IMTA, para CNA	Sistema de Información Geográfico para el Acuífero del Valle de Toluca.	Se integraron múltiples temas en ambiente Arcview, así como fotografías	El censo de aprovechamientos registrado en este sistema, cuantifica un total de extracciones o volúmenes concesionados, de 189 Mm ³ , cifra menor a la calculada en balances hidráulicos.

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2002)

5.4. FISIOGRAFÍA

El Valle de Toluca se localiza dentro de la Provincia Fisiográfica Eje Neovolcánico según Raisz, la cual se caracteriza por una serie de manifestaciones volcánicas, las más importantes del país, que dieron origen entre otros aparatos al Popocatepetl, Iztaccihuatl y Nevado de Toluca, a cuyos pies tiene asiento Toluca, capital del estado de México.⁽²⁶⁾

Comprende un extenso valle con elevaciones del orden de 2,600 msnm, estando constituido por materiales aluviales y lacustres interdigitados con derrames volcánicos. Dicho valle está rodeado hacia el oriente, sur y poniente por elevaciones topográficas formadas por rocas de origen ígneo, como la sierra andesítica y basáltica de Las Cruces, con elevaciones entre 3,600 y 3,800 msnm, y el Nevado de Toluca a más de 4,000 msnm. En conjunto el acuífero ocupa una superficie aproximada de 2,738 km².⁽²⁶⁾

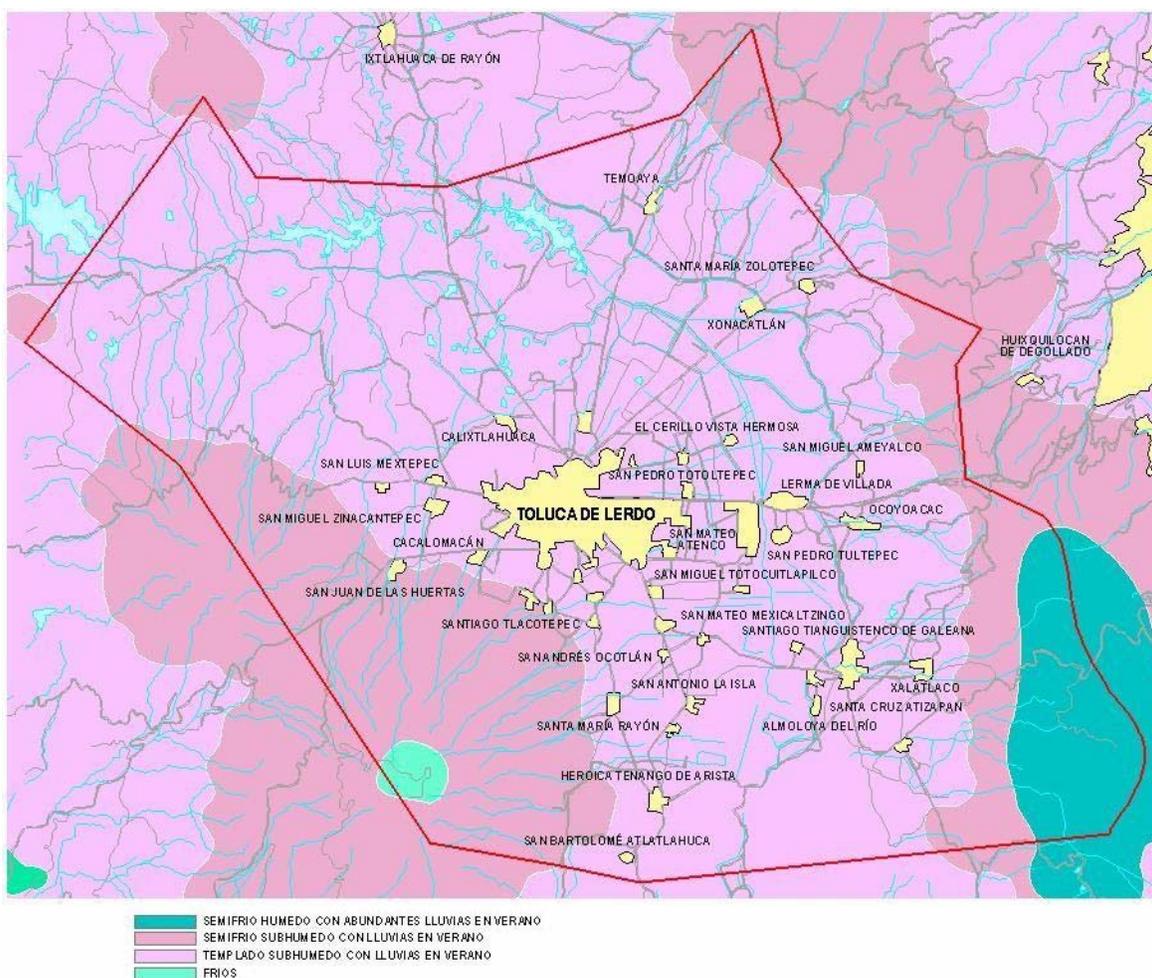
5.4.1. GEOMORFOLOGÍA

La forma del relieve característico son las Sierras constituidas por materiales volcánicos que delimitan al Valle de Toluca y sus partes planas formadas por materiales de relleno como clásticos, piroclásticos de tipo lacustre y materiales de aluvión. Las Sierras orientales que limitan al Valle de Toluca están formadas por rocas andesíticas del Terciario Superior, afectadas por intemperismo y erosión que han formado suelos residuales al pie de sus taludes, como la sierra Montealto-Las Cruces, Apisco y Catedral, con orientación NW-SE y con alturas máximas del orden de 3,800 msnm. El drenaje superficial observado es del tipo paralelo y forman el parteaguas entre las cuencas de los valles de México y Toluca (Figura 5.4). Hacia el sur se aprecian los cerros de Loma Alta y Tenango, junto con el Nevado de Toluca con altura de 4,565 msnm, constituido por rocas andesíticas del Terciario Superior, flujos de piroclásticos y derrames de lava del Cuaternario. Al sur y oeste del Nevado, la sierra del Ajusco y las serranías que se desarrollan hacia Valle de Bravo y El Oro, representan el parteaguas topográfico entre la cuenca del Balsas-Mezcala y del Alto Lerma. **En las sierras del**

En relación con el clima imperante, según Köppen y E. García, para el valle de Toluca se clasifica como templado, subhúmedo con lluvias en verano y un porcentaje de precipitación invernal menor de 5 mm. Hacia las estribaciones del Nevado de Toluca se torna a semifrío, subhúmedo y con lluvias de verano (Figura 5.5), con una lámina de precipitación invernal entre 5 mm y 10.2 mm.⁽¹⁰⁾

La temperatura media anual considerando todo el valle varía entre 12° y 13° C; en los meses de diciembre y enero es del orden de 9.5° C, a partir del cual se va incrementando hasta mayo, mes en que se registran temperaturas medias cercanas a 14° C, para volver a descender gradualmente hasta diciembre.⁽²⁶⁾

Figura 5.5. Climas predominantes en el área de estudio



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

Respecto a la precipitación pluvial, la media anual está entre los 800 y 1,000 mm para el valle de Toluca; la estación más representativa, la de Toluca, registra 785 mm/año, con valores extremos de 1,183 y 776.4 mm/año, también como valores promedio. Hacia las faldas del Nevado la precipitación se incrementa a 1,200 y 1,400 mm anuales. La temporada de lluvias se presenta de mayo a octubre, siendo más

intensa los meses de junio a septiembre, con valores cercanos a unos 140 mm mensuales. ***El estiaje tiene lugar entre noviembre y abril, con precipitaciones del orden de 12 mm/año.***⁽²⁰⁾

5.5. RASGOS HIDROLÓGICOS

En relación con la hidrografía superficial, la zona estudiada queda comprendida dentro de la Región Hidrológica No.12 (de la Clasificación Regional de la CONAGUA), en la cuenca del Río Lerma.

El escurrimiento superficial más importante es el colector principal del río Lerma. Hace todavía algunos años se originaba con los manantiales que formaban las lagunas de Almoloya del Río, Lerma y San Bartolo, constituyendo las tres una zona lacustre en proceso avanzado de senectud. Con el paso de los años y la explotación excesiva de los acuíferos, han desaparecido los manantiales y las lagunas, pero en cambio, ahora el cauce del Río Lerma recibe aportaciones importantes de las aguas residuales de Toluca y poblaciones vecinas, así como del corredor industrial Toluca-Lerma, representando actualmente una de las cuencas más contaminadas del país en su tramo Lerma-Atlacomulco.⁽²¹⁾

5.5.1. CUENCA Y SUBCUENCAS

La cuenca principal que se ubica dentro del Estado de México es la del río Lerma, el cual recorre dentro del Estado unos 170 km.

La parte más alta de la cuenca se ubica al poniente de las mismas en el Nevado de Toluca, a más de 4,560 msnm; donde tienen sus orígenes varias corrientes que forman los ríos Tejalpa, Verdiguél y Santiaguíto. Este último descarga en el área de las lagunas, mientras que los otros lo hacen aguas abajo de éstas, ya sobre el cauce del río Lerma.

La cuenca principal se divide a su vez en dos *subcuencas*, o cuencas de menor dimensión, en las cuales se construyeron las dos principales presas de la zona.⁽²⁶⁾

❖ Cuenca Alzate

En ella se ubica la parte más alta de la cuenca, al poniente en el Nevado de Toluca a más de 4,560 msnm, el colector principal es el río Lerma desde sus orígenes en la zona lagunar hasta donde se ubica la cortina de la presa José Antonio Alzate, que opera desde 1962, con una capacidad de 35.6 Mm³. Recibiendo por la margen izquierda, las descargas de los ríos Verdiguél y Tejalpa, y en su margen derecha al río Oztolotepec.

El área drenada por la presa es de 2,540 km². Esta cuenca cuenta con una estación hidrométrica, conocida como “Estación Hidrométrica la Y”, ubicada antes de llegar a la presa Alzate.⁽¹⁰⁾

❖ **Cuenca I. Ramírez**

Al igual que todos los afluentes de la parte alta de la cuenca del río Lerma, el río de La Gavia tiene una pequeña cuenca de aportación de sólo 390 km², hasta 15 kilómetros antes de su confluencia con el río Lerma, en donde se construyó, en la década de los sesenta, la presa Ignacio Ramírez, que inició su operación en 1965, con una capacidad de 20 Mm³. Sobre esta cuenca existen dos estaciones hidrométricas ubicadas, una antes de la presa, conocida como Puente Los Velásquez, y la segunda antes de la desembocadura con el colector principal, conocida como Estación Atotonilco II.⁽¹⁰⁾

5.5.2. INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA

La presa José Antonio Alzate, cuyo uso principal es el control de avenidas y almacenamiento para riego cuenta con una capacidad de 35.3 Mm³.

La presa Ignacio Ramírez, para control de avenidas y de riego, se localiza en la porción noroccidental del Valle de Toluca, con 20.5 Mm³ de capacidad, se alimenta de los ríos Almoloya de Juárez, El Rosario y La Gavia, así como de los arroyos San Cristóbal y San Diego respectivamente, las descargas de la presa Ignacio Ramírez prosiguen por la prolongación del cauce del río La Gavia hasta entroncar con el río Lerma, la superficie regada entre ambas presas es de 8,000 has para beneficiar al Distrito de Riego 033 en el valle de Ixtlahuaca-Atacomulco-Temascalcingo.⁽³⁶⁾

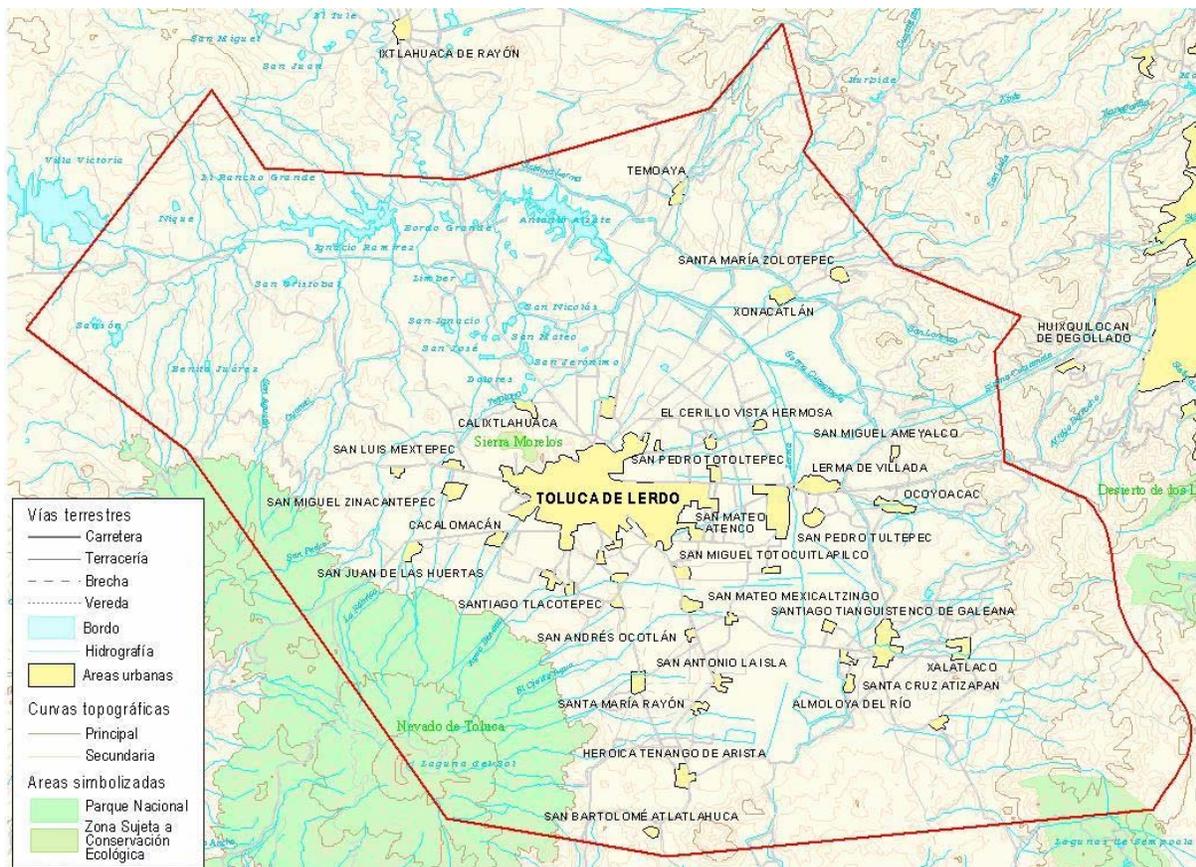
5.5.3. HIDROGRAFÍA

A partir del poblado de Lerma el cauce del río sigue una dirección más o menos franca hacia el norte, atravesando el valle de Ixtlahuaca hasta arribar a la ciudad de Atacomulco, del Nevado de Toluca desciende el Río Ojo de Agua con dirección oriente hacia San Antonio la Isla, desembocando en la laguna Almoloya del Río, nacimiento antiguo del Río Lerma, donde también se concentran escurrimientos provenientes de la vertiente de la Sierra de Las Cruces, también del Nevado descienden en forma radial los siguientes escurrimientos: Río Verdiguél que atraviesa Toluca y descarga finalmente en el Lerma junto con las aguas residuales de la ciudad, otro principal afluente es el Río Tejalpa.

Además de los ríos y arroyos provenientes de la vertiente occidental de las Serranías, así mismo por la parte oriental provenientes de la sierra de Montealto y las Cruces con prolongación hacia el norte, descienden los ríos Ocoyoacac, Mayorazgo,

Otzolotepec y el arroyo Temoaya entre otros, aportan al Lerma por su margen izquierda y descargan aguas arriba del embalse de la presa José Antonio Alzate (Figura 5.6).⁽²⁰⁾

Figura 5.6. Hidrografía existente en el área de estudio



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

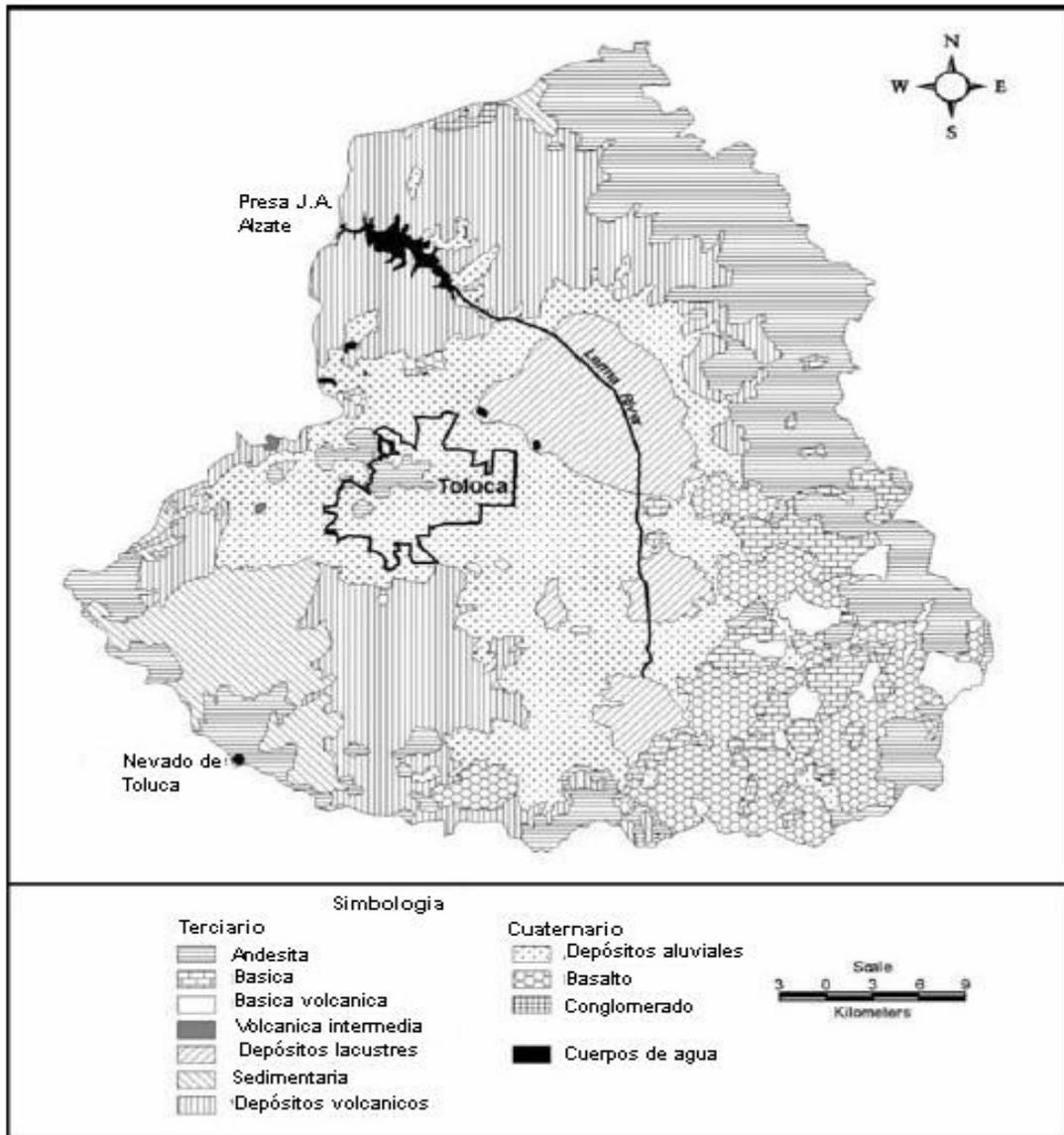
5.6. GEOLOGÍA

El caso concreto del acuífero del Valle de Toluca (Figura 5.7) está formado por materiales detríticos de origen aluvial y lacustre marcadamente heterométricos, con predominio de gravas, arenas y conglomerados con matriz arcillosa-limososa. También se pueden diferenciar intercalaciones de niveles de piroclastos, brechas y tobas, los cuales son mucho más frecuentes en profundidad. Sobre la base de estas características, se puede señalar que este sistema está formado por varios niveles acuíferos superpuestos que constituyen un acuífero multicapa, pero la existencia de una continuidad hidráulica permite considerar un único sistema de flujo; no obstante, localmente existen diferencias significativas de carga hidráulica. Estos materiales detríticos reposan sobre

un zócalo constituido por material volcánico consolidado cuya naturaleza litológica es variable.⁽³⁶⁾

Los límites del acuífero están definidos por los materiales volcánicos, fundamentalmente basaltos, andesitas y depósitos piroclásticos, que afloran en la Sierra de Las Cruces, en el volcán Nevado de Toluca y en la Sierra de Nahuatlaca-Matlazinca, los cuales, a su vez, constituyen importantes acuíferos fracturados.

Figura 5.7. Mapa geológico del acuífero Valle de Toluca



FUENTE: ESTELLER, (2005)

5.6.1. ESTRATIGRAFÍA

Las unidades hidrogeomorfológicas son básicamente las serranías y las planicies; en las primeras se consideran las del oriente, sur y occidente, que contienen en sus formas una o varias unidades litoestratigráficas, con características de permeabilidad diferentes, lo que las hace funcionar en forma distinta desde un punto de vista geohidrológico; es decir, se consideran como barreras o fronteras al flujo del agua subterránea aquellas con permeabilidades muy bajas, como las Formaciones Las Cruces y Xochitepec, o bien, como zonas de recarga, en general aquellas con permeabilidades que varían de medias a altas, como las formaciones Chichinautzin, Tarango, los conos cineríticos y derrames lávicos del Cuaternario, los cuales, hacia las partes bajas y por debajo del nivel de saturación, se constituyen en buenos acuíferos.⁽⁴⁾

Las planicies intermontañas, ocupadas por depósitos lacustres, piroclásticos y aluviales de gran espesor, con permeabilidades de medias a altas, se han constituido en los principales acuíferos regionales que se explotan actualmente.

Tabla 5.3. Características de la estratigrafía del Valle de Toluca

FORMACIÓN	CARACTERÍSTICAS
Andesitas Xochitepec y Basaltos antiguos (Tomv)	Las andesitas Xochitepec son corrientes de lavas, aglomerados, brechas, piroclásticos y tobas de composición riodacítica, dacita y andesítica, se les asigna una red correspondiente al Terciario Medio. En general las lavas, aglomerados y brechas están poco fracturadas, y los piroclastos y tobas presentan consolidación media a alta en las zonas afectadas por los sistemas de fallas regionales donde el fracturamiento es de alto grado. Los basaltos antiguos agrupados con las andesitas Xochitepec, son basaltos alterados, compactos y masivos, con escaso fracturamiento y un denso drenaje dendrítico. Se les asigna una edad del Mioceno, tanto a las andesitas como a los basaltos antiguos se les clasifica como unidad acuífuga.
Andesitas (Tpv)	Con este nombre se agrupan a los derrames de lavas, aglomerados, brechas y tobas de composición andesítica y dacítica principalmente, en general las lavas y aglomerados se hallan pobremente fracturados, excepto en algunas pequeñas áreas de la porción norte, donde si están densamente fracturadas; las brechas y tobas manifiestan consolidación media a alta, clasificándose a esta unidad como acuífuga, sus afloramientos principales se observan en la porción SE del valle, aunque también aparecen al NW y norte, más bien hacia el valle de Ixtlahuaca. Su edad corresponde del Plioceno Inferior a Medio.
Las Cruces (Tomc)	Es un conjunto de rocas volcánicas constituidas por lavas, aglomerados, brechas, piroclásticos y tobas de composición andesítica, dacítica y andesítica-basáltica, cuyos afloramientos constituyen la cadena montañosa que limita a la cuenca por el oriente, sierras Monte Alto-Las Cruces. La edad que se les asigna corresponde del Mioceno al Plioceno. Los materiales más recientes, manifiestan fracturas de enfriamiento, en tanto que las más antiguas son más compactas, excepción de las zonas afectadas por fallas, donde el fracturamiento es mayor. En general su permeabilidad es baja, razón por la que se clasifica a esta unidad como acuífuga.
Tarango (Tpt)	Está compuesta por tobas, flujos de piroclastos, horizontes de pómez, aglomerados, gravas volcánicas y capas delgadas de pómez, lavas de composición principalmente andesítica y aluviones antiguos constituidos por gravas, arenas y limos. Aflora en la Serranía al oriente del Valle de Toluca y se le asigna una edad del Plioceno Superior. En general las lavas y aglomerados presentan escaso fracturamiento, los piroclastos y tobas manifiestan mediana consolidación, mientras que los horizontes de pómez y aluviones la consolidación varía de nula a media. Sus afloramientos se hallan

	ampliamente distribuidos en la porción septentrional de la cuenca en donde están constituidos por rocas ígneas. Los aluviones antiguos se localizan en el subsuelo, en la periferia del valle en su porción meridional. La heterogeneidad de sus materiales hace variar su permeabilidad en un rango muy amplio, pero en general se considera de buena a alta y de hecho representa un buen acuífero.
Domos andesíticos (Qa)	Con esta Unidad se inicia el Cuaternario, son aparatos volcánicos tipo domo, que afloran en forma aislada en el Valle de Toluca, como producto del vulcanismo reciente originado por el intenso fracturamiento regional, son de composición andesítica y andesítico-basáltica. La pequeña extensión que ocupan estos afloramientos, además de su baja permeabilidad, hacen que se le clasifique como una unidad acuífuga.
Flujos del Nevado de Toluca (Qn, Qtn)	El vulcanismo del Nevado de Toluca fue intermitente, alternando emisiones con períodos de reposo, entre los cuales se presentaron períodos de erosión, terminando con expulsiones de tobas que forman la cubierta baja del volcán y se extienden al norte y oriente, cubriendo a la Formación Las Cruces, a la vez que forman las faldas y cuerpo del volcán. Esta unidad esta compuesta por tobas, piroclásticos, lavas y aglomerados de composición andesítica y andesítica-basáltica. En general las tobas y los flujos de piroclastos se observan sueltos o medianamente consolidados, las lavas y aglomerados están afectados por sistemas de fracturas espaciadas. En general presentan altas permeabilidades, por lo que funcionan como zonas de recarga a los acuíferos de la planicie, es más, representa al área de recarga más importante por la extensión de sus afloramientos, su posición topográfica, alta permeabilidad de sus materiales y por la generosa precipitación pluvial que llega a los 1,000 mm/año.
Chichinautzin (Qbc) Derrames de basalto y conos recientes (Qb)	La Formación Chichinautzin, puede correlacionarse con los derrames de basalto y conos cineríticos. Los primeros afloran por Santiago Tianguistenco, Xalatlaco y Tenango, donde consisten de basaltos compactos y negros intercalados con materiales escoriacios y fracturados. Los conos volcánicos se identifican con mucha facilidad por su morfología, sus laderas poco erosionadas y la presencia de bosque denso. Las tobas y cenizas están sin consolidar. Ambas unidades son muy permeables y representan zonas de recarga a los acuíferos de la planicie. Su edad corresponde del Pleistoceno al Reciente.
Tobas y arenas (Qtb, Qtb-a)	Los depósitos de tobas lacustres afloran por todas las partes bajas del valle formando terrazas, fueron depositadas en medio arenoso y presentan intercalaciones de capas con diferentes granulometrías, se considera si no el mejor, cuando menos uno de los mejores acuíferos regionales. Su edad corresponde al Reciente.
Depósitos lacustres (Qla)	Estos depósitos del Reciente son sedimentos lacustres con predominancia arcillosa en su composición, están dispuestos en capas laminares muy delgadas. Afloran en las áreas que ocuparon las lagunas de Almoloya del Río y Mexicalcingo. Su permeabilidad es baja, pero no obstante representan acuíferos que se aprovechan por medio de numerosas norias.
Depósitos de aluvión (Qal)	Ocupan las partes planas del Valle de Toluca y están constituidos por los materiales de acarreo fluviales de diferentes tamaños, desde limos a boleos de composición andesítica-basáltica, andesítica y basáltica, los componentes más gruesos, del tamaño de gravas mayores, se ubican al pie de las elevaciones, las arenas gruesas con algunas gravas en los cauces de las corrientes superficiales y las arenas finas, limos y arcillas en las porciones más bajas de la cuenca.

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.6.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El valle de Toluca se localiza dentro de una zona tectónica que tuvo su origen durante el Terciario Medio-Superior, tanto este valle como el de Ixtlahuaca forman parte de la cuenca del Alto Lerma. Se infiere que ambos valles fueron subcuencas endorreicas, con un drenaje radial y convergente hacia el centro de las mismas, actualmente están divididos topográficamente por una serranía que en el llamado Estrechamiento de Perales forma una garganta que las comunica y por donde pasa el río Lerma, que drena con rumbo NW hacia Atlacomulco, formándose de hecho una cuenca exorreica.⁽⁹⁾

En general la cuenca del Alto Lerma está conformada estructuralmente como una serie de escalonamientos en forma de fosas, limitada por pilares que forman las serranías.

Las fallas más importantes que lo cruzan son la falla normal Tenango de Arista, con rumbo EW y echado hacia el norte; la del Estrechamiento de Perales, también del tipo normal, con el mismo rumbo y echado que la anterior, y las de Boxipe, normales, con rumbo NW-SE y echado EN. Estos sistemas estructurales forman los citados escalonamientos, que descienden hacia el norte y noroeste, estando el primero de estos escalonamientos ocupado por el valle de Toluca.⁽¹⁰⁾

5.7. HIDROGEOLOGÍA

Sobre la base de estas características se puede señalar que este sistema está formado por varios niveles acuíferos superpuestos que constituyen un acuífero multicapa, pero la existencia de cierta continuidad hidráulica permite considerar un sistema de flujo único. No obstante, existen diferencias significativas de carga hidráulica.⁽³⁶⁾

La principal fuente de recarga del acuífero de Toluca proviene de las sierras circundantes, en particular las faldas y pie de monte del Volcán Xinantecatl, y de las Sierras de Ajusco y de las Cruces. **La recarga se produce sobre los abanicos aluviales de los cursos de agua que bajan de dichas sierras y en los fondos de los humedales del fondo del valle.**⁽¹⁰⁾

El total trasvasado fuera de la cuenca es de alrededor de 142 Mm³ por año, o sea cerca de 9.5% de la cantidad precipitada.⁽¹⁰⁾

5.7.1. TIPO DE ACUÍFERO

Las Unidades estratigráficas antes descritas para el Valle de Toluca, se han agrupado atendiendo a su funcionamiento geohidrológico en acuíferos, acuífugos y acuífardos.⁽¹⁰⁾

Los acuíferos se han constituido en las siguientes unidades: Tarango (Tpt), flujos piroclásticos del Nevado de Toluca (Qn) (Qtbn), Formación Chichinautzin (Qbc) y

Conos recientes (Qb), Tobas y arenas (Qtb) (Qtb-a), Depósitos lacustres (Qla) y Depósitos aluviales (Qal).⁽¹⁰⁾

Cabe aclarar que los **flujos del Nevado, la formación Chichinautzin y los Conos recientes funcionan más bien como zonas de recarga dado su nivel topográfico generalmente por arriba del de saturación, propiciando la infiltración del agua de lluvia y los escurrimientos superficiales**; sin embargo, ocasionalmente pueden funcionar como acuíferos someros, tal como lo demuestran numerosas norias excavadas a unos 20 m de profundidad en las laderas de los aparatos volcánicos, aunque en muchas de ellas se agota el agua en los meses más secos del año, abril y mayo.⁽¹⁰⁾

La **unidad Tarango** también propicia infiltración en sus partes topográficamente mas altas y que están por arriba del nivel freático; asimismo funciona como un buen acuífero en general, con permeabilidad variable, de media a alta, pero se distingue por presentar una mayor permeabilidad en el Valle de Toluca que en el Valle de México, según se afirma en el manual de la DGCOH, con base en pruebas de bombeo.⁽⁹⁾

Se consideraron **unidades acuífugas** siguientes: Domos andesíticos (Qa), Complejo volcánico de andesitas Xochitepec, basaltos antiguos (Tonv) y Formación Las Cruces (Tomc), por su muy baja permeabilidad y que para fines prácticos en general se consideran impermeables, representan fronteras de los acuíferos, bien sean laterales o de fondo, según las condiciones de funcionamiento de los acuíferos libres, confinados o semiconfinados; en algunas partes presentan fracturación, lo que les confiere **permeabilidad secundaria** que propicia infiltración del agua de lluvia, pero no se sabe hasta que profundidad funciona de esta manera.⁽⁹⁾

Como **acuíardos** se han considerado a las tobas lacustres que no afloran pero que están presentes en el subsuelo intercaladas en los depósitos lacustres y de aluvión, algunos materiales finos del Nevado y lahares de la Tarango, así como algunas áreas con arcillas lacustres.⁽⁹⁾

5.7.2. MEDIO POROSO Y MEDIO FRACTURADO

El medio poroso esta representado por los depósitos de clásticos no consolidados que rellenan la cuenca del Valle de Toluca; su permeabilidad es función de la granulometría de sus granos entre otros factores y está representado por las siguientes unidades estratigráficas: tobas y arenas (Qtb) (Qtb-a), depósitos aluviales (Qal), lacustres (Qla) y la Formación Tarango (Tpt).

Otras unidades estratigráficas que constituyen un medio poroso son los flujos del Nevado de Toluca (Qn) (Qtn) y conos volcánicos recientes (Qbc), aunque más bien se consideran zonas de recarga a los acuíferos, tal como ya se mencionó.⁽²¹⁾

Las rocas volcánicas afectadas por el tectonismo y que manifiestan permeabilidad secundaria por fracturamiento precisamente, **representan zonas de recarga importantes para los acuíferos de la planicie**, o bien propiamente acuíferos constituidos en medio fracturado. El medio fracturado esta representado por las unidades estratigráficas siguientes: andesitas (Tpv), basaltos antiguos (Tomc), la formación Las cruces (Tomv) y Tarango (Tpt), las cuales en forma superficial y en algunas de sus áreas están afectadas por fracturas, aunque están consideradas en general como unidades acuífugas. La formación Chichinautzin (Qbc) es la que presenta un fracturamiento más amplio y definido por lo que se considera como área de recarga.

5.7.3. DEFINICIÓN DEL SISTEMA ACUÍFERO

Atendiendo a las propiedades de porosidad y fracturamiento de las unidades litológicas, el sistema acuífero regional queda integrado a ellas, correspondiendo el acuífero superior al medio poroso y el inferior al fracturado. Funciona el primero en general como acuífero libre, bien como drenaje diferido, fracturado o manifestando efectos de recarga y el segundo como semiconfinado con fracturamiento.⁽⁹⁾

Precisamente en el subsuelo de las planicies se ha logrado determinar por medio de perforaciones y prospecciones geofísicas, o sea desde un punto de vista geológico, la presencia de acuíferos; uno superior, funcionando como libre, descansa sobre unas tobas de baja permeabilidad que actúan como acuitardo, las que a su vez yacen y confinan físicamente al acuífero inferior que debe funcionar hidráulicamente como confinado o semiconfinado.

Este esquema del sistema acuífero regional tiene como fronteras laterales a las sierras perimetrales del valle de Toluca, manifestando continuidad geológica únicamente a través del estrechamiento de Perales y hacia el valle de Ixtlahuaca, comunicación que debe ser somera. En la tabla 5.4 se resumen las características de las unidades hidroestratigráficas.⁽⁹⁾

Tabla 5.4. Características cualitativas de las Unidades Estratigráficas del Sistema Acuífero Valle de Toluca

UNIDAD	PERMEABILIDAD	POROSIDAD	ESPESOR	MEDIO	COMPACTIVIDAD	CONTINUIDAD HIDRÁULICA
Acuífugas						
Basaltos y Xochitepec (Tomv)	Baja a muy baja	Nula		Masivo	Compacta	
Andesita (Tpv)	Baja a muy baja	Nula		Masivo	Compacta	
Las Cruces (Tomc)	Baja a muy baja	Nula		Masivo	Compacta	
Domos andesíticos (Qa)	Baja a muy baja	Nula		Masivo	Compacta	
Acuíferas						
Acuífero superior						
Tarango	Media a alta	Poroso	400	Granular	Media	Regional

(Tpt)						
Toba y arenas (Qtb)(Qtb-a)	Media a alta	Poroso	300	Granular		Regional
Lacustres (Qla)	Media	Poroso	20	Granular		Regional
Aluviales (Qal)	Media	Poroso	200	Granular		Regional
Chichinaut-zin (Qbc)	Alta		300	Fracturada		Local
Acuífero inferior						
Tarango (Tpt)	Media a alta	Poroso	250	Granular y fracturado	Media	Regional
Acuitardo						
Toba lacustre (no aflora)	Muy baja	Poroso	20	Granular y cementado	Compacta	Regional

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2002)

5.7.4. PARÁMETROS HIDRÁULICOS

De las pruebas de bombeo efectuadas en estudios anteriores, se cuentan con datos de 12 pruebas interpretadas por métodos convencionales cuyos resultados se consignan en la Tabla 5.5. El objetivo de estas pruebas fue el de determinar la conductividad hidráulica a partir del cociente T/b (Transmisividad entre espesor del acuífero), con base en estas pruebas de bombeo fue posible determinar los siguientes parámetros hidrodinámicos para el Valle de Toluca.⁽⁹⁾

- Las transmisividades fluctúan entre $0.83 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ a $0.82 \text{ m}^2/\text{s}$, donde los valores más altos se localizan hacia el extremo Suroriental y Norte del valle, correspondiendo al pie del monte de las sierras limítrofes. Hacia el área del Canal de Lerma, la transmisividad es del orden de 3.8 a $0.82 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.
- En la parte central del Valle las transmisividades son del orden de $5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ y hacia el occidente de $1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ al Sur de Almoloya y al oriente de la presa A. Alzate se localizan los valores más altos de esta propiedad, en base a los resultados anteriores se aprecia que la mayoría de los pozos manifiestan acuíferos confinados o semiconfinados.
- Los caudales específicos oscilan entre 1 y 10 l/s/m en el valle; al oriente del Canal del Lerma varían entre 2.36 a 121 l/s/m; hacia el Norte del área entre 4.20 y 116 l/s/m y en Almoloya del Río entre 5 y 58 l/s/m. Los valores máximos de 116 y 121 l/s/m corresponden a zonas de alto fracturamiento.

Tabla 5.5. Resultados de las pruebas de bombeo a partir de métodos convencionales, Valle de Toluca

No. de pozo	Caudal extraccion Q (m ³ /d)	Caudal específico Qe (l/s/m)	Duración (d)	MÉTODO DE THEIS		MÉTODO DE HANTUSH	
				Transmisividad T (m ² /d)	Coef. de Almac. (S)	Transmisividad T (m ² /d)	Coef. de Almac. (S)

5 ^a	4,071.17	2.36	0.43	151.65	4.41303E-05	72.76	0.001882407
16 ^a	3,132.00	3.63	0.41	329.97	0.005873052	86.59	1.35611E-05
42 ^a	7,547.04	58.23	0.41	35,595.00	0.02928242	30552.89	0.08016337
81 ^a	4,406.40	5.10	3.00	378.09	7.40402E-06	179.70	0.001934072
21	10,516.00	121.71	0.33	15,171.20	2.77E-13	758.56	1.38E-14
30	7,539.26	116.33	0.41	N/i	n/i	661.97	1.16E-25
36	3,656.45	4.20	0.43	329.10	4.26527E-05	219.54	0.000702041
50	10,281.00	19.67	2.33	1,730,826.00	1.12E-05	1049.09	4.00E-04
57	7,673.18	59.20	2.50	22,467.55	9.61E-16	1122.04	5.11E-17
61	6,436.80	21.28	2.27	1,298.10	3.70E10	136.41	1.11E-09
76	7,698.24	25.45	2.27	897.64	0.01693248	724.58	0.05634451
81	11,261.37	14.05	3.91	988.04	7.50738E-07	1.71	0.00357798

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2002)

A partir de este modelo se aprecia que la unidad productora está constituida principalmente por los depósitos piroclásticos recientes (Qbc) y aluviones del Cuaternario (Qal), siendo el valor de la conductividad hidráulica prácticamente 1 m/d. Los valores de conductividad hidráulica para el acuífero superior resultaron dentro del rango de 1 m/día a 16.5 m/día, en donde los pozos ubicados al Norte del valle, penetran básicamente en la Formación Tarango, Se presentan las conductividades hidráulicas más altas en los sitios donde existe una alta densidad de fracturamiento y fallas.⁽²⁶⁾

Los valores de la conductividad hidráulica en la formación Tarango son función de la granulometría de la unidad productora, afectada por la presencia de tobas o bien de conglomerados interdigitados a través de su espesor y extensión, así como por la presencia de fallas o una alta densidad de fracturamiento. Los resultados de la interpretación de las pruebas de bombeo mediante métodos alternativos se presentan en la Tabla 5.6.⁽⁹⁾

Tabla 5.6. Resumen comparativo de los resultados de las pruebas de bombeo por métodos alternativos, Valle de Toluca

MODELO POZO No.	GWW			MODELO DE DOS CAPAS				Tipo de Acuífero
	Método	T (m ² /d)	K (m/d)	Unidad	K (m/d)	B (m)	T (m ² /d)	
LN61	Theis	1298.099	2.7 E+01	Sup.	6.6	48	316.8	Acuífero Libre Fracturado
				Inf.	3.2	92.36	295.5	
LN76				Sup.	8.3	76.17	632.21	Acuífero semiconfinado con fracturamiento
	Hantush	724.579	9.51E+00	Inf.	8.2	50.81	416.64	
LN81	Theis	988.03	5.8 E+00	Sup.	1.2	170.32	204.38	Acuífero Libre con drenaje diferido
				Inf.	2.0	220.68	441.36	
LN57	Theis	22167.5	1.4 E+02	Sup.	42	160.598	5744.78	Acuífero Libre Fracturado
				Inf.	17	189.41	3219.97	
LN50				Sup.	3.0	91.48	274.44	Acuífero Libre con drenaje diferido
	Hantush	1049.09	1.15E+01	Inf.	2.0	400	800	
LS42A OBS				Sup.	7.8	34.88	272	Acuífero libre con efectos de Recarga
	Hantush	30552.8	8.75E+02	Inf.	4.9	86.12	421.9	
LN36				Sup.	1.3	53.62	82.7	Acuífero Libre con drenaje diferido
	Hantush	219.53	3.45E+00	Inf.	1.0	258.38	258.35	
LN30	Theis		0.00E+00	Sup.	8.5	41.36	351.56	Acuífero Libre Fracturado
				Inf.	6.5	420	2730	
LN21	Theis	1517.2	2.38E+01	Sup.	16.5	63.86	1053.69	Acuífero Libre Fracturado
				Inf.	13.9	341.14	4741.8	
LS81A				Sup.	1.5	121	181.5	Acuífero Libre con drenaje diferido
	Hantush	179.7	1.49E+00	Inf.	0.5	165	82.5	

LS16A				Sup.	0.4	146	58.4	Acuífero Libre con efectos de Recarga
	Hantush	86.5493	5.93E-01	Inf.	1.0	240	240	
LS5A				Sup.	1.05	68.75	72.18	Acuífero Libre con efectos de Recarga
	Hantush	72.75	1006E+00	Inf.	0.3	262	78.6	

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2002)

5.7.5. PIEZOMETRÍA

Actualmente existe una red de 40 pozos piezométricos y 4 pozos piloto operados por la GRAVAMEX desde el año de 1970, la configuración de los niveles estáticos durante el periodo 1970-1995 alcanzó un abatimiento del orden de 35 m lo que implica una velocidad de 1.4 m/año, como efecto colateral de la sobreexplotación del acuífero Valle de Toluca, se ha generado el problema conocido como hundimiento regional, el cual consiste en el descenso del nivel de la superficie por la consolidación de los estratos arcillosos principalmente. Siendo el Valle de Toluca, una región con una simple configuración topográfica en donde se ubican varios pozos a diferentes profundidades, es posible emplear los datos de elevación del nivel estático contra profundidad del pozo, como indicador de las condiciones potenciométricas.⁽⁹⁾

El área aledaña a la Sierra de las Cruces en donde se ubican los pozos directamente sobre el Río Lerma se reconoce como área de recarga, mientras que aquellos ubicados sobre el mismo río, pero alejados del pie de la sierra, se encuentran en área de transición. El área de descarga de los diferentes puntos monitoreados, corresponde a la porción norte del valle, aledaña a las presas Ignacio Ramírez y José Antonio Alzate.

5.7.6. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

En la zona estudiada los aspectos piezométricos pueden analizarse con apoyo en las profundidades de los niveles estáticos de los pozos de bombeo, o bien en el estudio de la distribución piezométrica con respecto a la profundidad, por medio de las 62 estaciones piezométricas que tiene instaladas la GRAVAMEX en el Valle de Toluca, así como los hidrógrafos más representativos, lo cual representa un método más preciso para definir las características del flujo subterráneo.⁽¹⁰⁾

La presencia de manantiales, actualmente lloraderos en temporadas de lluvias, generalizados en las laderas de la sierra de las Cruces y su prolongación hacia el norte, indican que el flujo subterráneo adopta en esta franja un sentido general oriente-poniente; sin embargo, una buena parte de este flujo ha sido interceptado por las baterías de pozos del DDF situados al pie de la sierra para abastecimiento de la ciudad de México. Esto ha invertido incluso el gradiente original, pues ahora los acuíferos de la planicie aportan a los pozos. No se tuvo noticia de pozos brotantes, salvo el artesianismo de este tipo en piezómetros profundos de las estaciones piezométricas ubicadas en los alrededores de la presa Ignacio Ramírez, así como la porción SE del área estudiada, entre las estribaciones del Nevado de Toluca y la laguna de Almoloya

del Río, no obstante que se ignora la altura que sube el agua sobre el terreno, pues el agua mana por las mangueras, es evidente que el flujo del agua subterránea se induce desde esta área hacia las partes más bajas del valle.⁽⁹⁾

Las profundidades máximas del nivel piezométrico registrado a 150 m de profundidad, se localizan en los alrededores de Toluca, hacia el Sur hasta el orden de 80 a 90 metros, en los alrededores del poblado Tlaltenango, en la porción Norte, entre 60 y 70 de profundidad, aunque en este caso es debido al efecto de la topografía, pues se localiza en las faldas de la sierras; los valores mínimos se localizan al Este en la zona de la extinta laguna de Lerma, alcanzando la profundidad de un metro en la estación piezométrica número 159. En el área de la presa Ignacio Ramírez el nivel piezométrico brota como ya se ha mencionado anteriormente, denotando una zona de artesianismo, sin que éste se haya cuantificado. Hacia el centro del valle la profundidad promedio puede ser de unos 40 m aproximadamente.⁽²⁶⁾

Acerca de las configuraciones piezométricas a la profundidad de 150 m, se marcan las zonas de recarga natural en las fajas transicionales entre las serranías y las planicies, para inducir un flujo subterráneo general SSW-NNE hasta el llamado estrechamiento de Perales, que comunica al Valle de Toluca con el colindante de Ixtlahuaca, por un lado, y por el otro, un flujo hacia el oriente hasta las estribaciones de la sierra Las Cruces, donde se formaron las lagunas que a su vez dieron origen al río Lerma.⁽¹⁰⁾

La dirección principal del flujo subterráneo para ambos acuíferos es de sur a norte, flujo al cual se unen aportaciones radiales de las sierras circundantes. La salida natural se localiza en el estrechamiento de Perales, coincidente con el cauce del río Lerma.⁽¹⁰⁾

5.8. HIDROGEOQUÍMICA Y CALIDAD DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Algunas interpretaciones hidrogeoquímicas regionales con apoyo en los sólidos totales disueltos, que resulta el índice más representativo, muestran que la salinidad varía entre 150 y 300 ppm en el valle de Toluca. Las curvas de menor valor definen, al igual que la piezometría, las zonas de recarga perimetrales del valle, aumentando sus concentraciones a medida que el agua subterránea se dirige hacia las partes bajas de las planicies, donde tienen lugar las curvas de máximas concentraciones. Estas interpretaciones se basan en muestreos de norias y pozos someros y profundos, deduciéndose que los sistemas de flujo, tanto del acuífero somero como profundo, siguen las direcciones generales, aunque lo que se menciona a continuación no tiene aplicación para definir sistemas de flujo, que dé como constancia de un deterioro de la calidad del agua subterránea por contaminación de aguas residuales de la ciudad y de la zona industrial.⁽²⁰⁾

Desde 1986, se señaló un incipiente a moderado deterioro del agua subterránea por contaminación, cuyo origen es el desarrollo urbano e industrial de

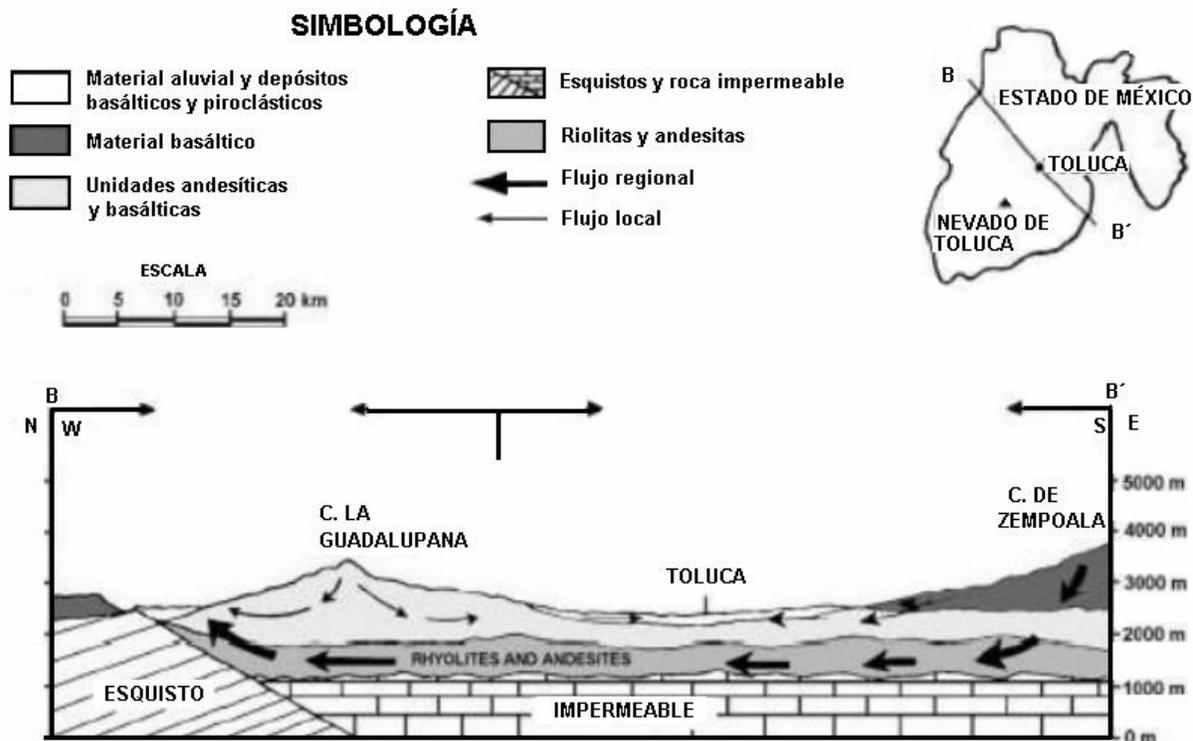
Toluca y su zona industrial, tal como se mencionó, donde ya se manifestaba la salinidad mayor y las concentraciones más altas de casi todos los índices químicos analizados. ⁽⁹⁾

En 1993, se señaló la existencia de dos zonas problemáticas, una vecina a la Laguna de Almoloya y la faja que contiene el cauce del Río Lerma. En la primera debido a la existencia de turbas en la laguna, quizá asociada con hidrotermalismo, y desde luego con el sistema de flujo, cuyas concentraciones de sólidos totales disueltos se incrementaron de 500 a 1,500 ppm entre 1970 y 1992; y en la segunda, entre Ixtlahuaca y Atlacomulco, pero que debe de ser extensiva entre las poblaciones de Lerma e Ixtlahuaca, por la infiltración de aguas residuales de la ciudad de Toluca y alrededores, además de las descargas industriales del corredor Toluca-Lerma. ⁽¹⁰⁾

5.8.1. EFECTOS DE LA EXTRACCIÓN DE AGUA EN LA QUIMICA DEL ACUÍFERO

En estudios hidrogeológicos basados en la utilización de radionuclidos se pudo establecer, con mayor detalle, el sistema de flujo del acuífero, el cual está definido por un flujo local y otro regional (Figura 5.8). El flujo local se caracteriza por un tiempo de contacto agua-roca pequeño, por una profundidad de circulación baja y por una recarga a través de materiales aluviales y formaciones de basaltos y andesitas. El flujo regional, por su parte, se caracteriza por un tiempo de contacto mayor, por una profundidad más elevada y por una recarga a través de las riolitas del Oligoceno. Las características físico-químicas de las aguas del flujo regional vienen dadas por una mayor salinidad, altos contenidos de Na^+ y K^+ y cierto termalismo (valor medio 23 °C). ⁽³⁵⁾

Figura 5.8. Perfil geológico-regional indicando los flujos regional y local



FUENTE: ESTELLER, (2005)

El estudio sobre la evolución hidroquímica del acuífero del Valle de Toluca se basó en un análisis comparativo de datos obtenidos en dos campañas de muestreo realizadas en 1984 (DGCOP, 1984) y 1998, respectivamente, junto con la recopilación histórica y tratamiento de las analíticas realizadas por la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Estado de México (CEAS).

En la Tabla 5.7 se presentan las principales características físico-químicas del agua subterránea del acuífero de Toluca, correspondientes a las campañas de 1984 y 1998. Como rasgo hidrogeoquímico básico se puede señalar el predominio de los iones bicarbonato, sodio y magnesio y la baja concentración de nitrato. La mineralización coincide con la que teóricamente debe de tener un agua subterránea en ambiente volcánico; los feldespatos contribuyen con sodio, calcio y potasio, y los piroxenos y biotitas con calcio, magnesio, hierro y manganeso. La presencia de sulfatos y cloruros es baja, debido a que las rocas volcánicas contienen dichos iones en poca cantidad ⁽¹²⁾. No obstante, se ha podido observar que algunos puntos presentan contenidos de sulfatos por encima de 120 mg L^{-1} , alejándose del quimismo mayoritario de las aguas del acuífero. Esto induce a pensar en procesos que modifiquen y que sean capaces de enriquecer la concentración de este anión. Un aspecto destacable es que estos puntos siempre son pozos de escasa profundidad que extraen agua del nivel acuífero más superficial, lo que induce a pensar en una posible contaminación por aportes de sulfato cuyo origen estaría ligado a los fertilizantes de tipo sulfato de amonio, frecuentemente aplicados en la región. ⁽¹⁴⁾

Tabla 5.7. Componentes fisicoquímicos del agua del acuífero Valle de Toluca analizados en dos periodos de tiempo (1984 y 1998)

1984	Compo- nente I	Compo- nente II	Compo- nente III	Públicos
EC	0.9620	-0.0248	-0.0565	0.9293
Ca ²⁺	0.9092	0.2024	-0.0358	0.8689
Mg ²⁺	0.7389	-0.0276	0.1751	0.5774
Na ⁺	0.5235	-0.6723	-0.3482	0.8473
K ⁺	0.6661	-0.1959	0.5274	0.7602
HCO ₃ ⁻	0.7441	-0.5514	0.2650	0.9280
SO ₄ ²⁻	0.7965	0.1318	-0.3952	0.8080
Cl ⁻	0.7425	0.4239	-0.2942	0.8176
NO ₃ ⁻	0.4517	0.7378	0.2749	0.8240
Varianza (%)	55.1	17.5	9.1	
Acumulada (%)	55.1	72.6	81.7	
1998				
EC	0.9863	-0.0212	-0.0725	0.9785
Ca ²⁺	0.9710	0.0057	-0.0902	0.9510
Mg ²⁺	0.9486	-0.1892	-0.1162	0.9491
Na ⁺	0.9096	0.1093	0.1372	0.8581
K ⁺	0.5329	0.7788	0.1751	0.9212
HCO ₃ ⁻	0.8676	0.2865	0.2855	0.9163
SO ₄ ²⁻	0.8695	-0.1631	-0.1888	0.8183
Cl ⁻	0.7486	-0.4307	-0.2820	0.8254
NO ₃ ⁻	-0.2133	0.4872	-0.8382	0.9854
Varianza (%)	67.1	13.2	10.8	
Acumulada (%)	67.1	80.3	91.1	

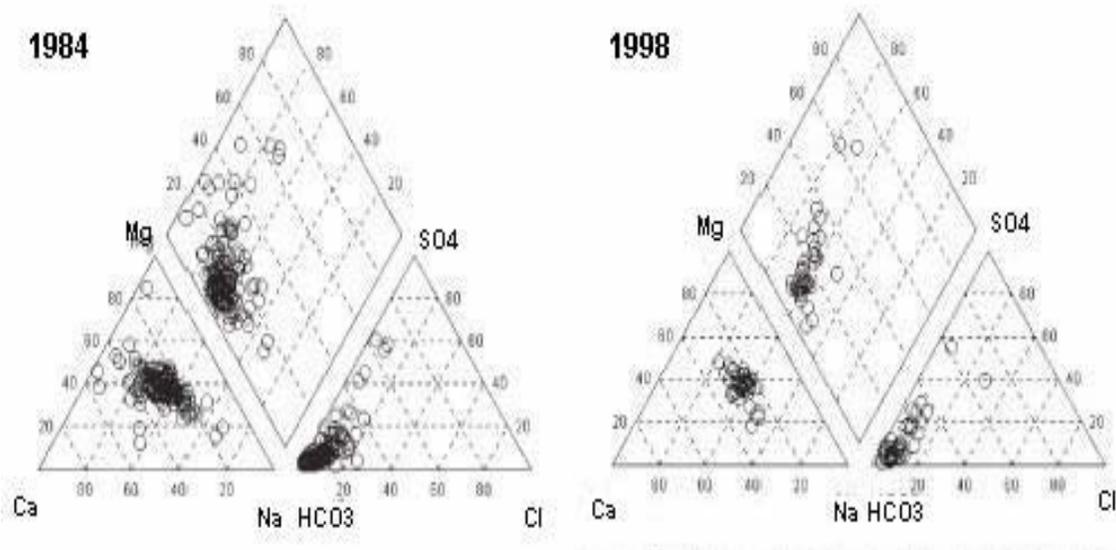
FUENTE: ESTELLER, (2005)

❖ *Características químicas del agua subterránea*

En la Figura 5.9 se presentan los diagramas de Piper correspondientes a las campañas efectuadas en 1984 y 1998. A grandes rasgos, se puede apreciar que el agua subterránea es, fundamentalmente, bicarbonatada, siendo los cationes predominantes el Mg²⁺ y el Na⁺. Cuando se realiza un estudio a mayor detalle del tipo de agua se puede comprobar que en la campaña de 1984 predominan las aguas magnésicas, mientras que en la campaña de 1998 predominan las sódicas. Se ha podido constatar que las aguas de tipo sódico, en este tipo de ambiente geológico, están relacionadas con materiales volcánicos ácidos como son las riolitas, mientras que las de tipo magnésico estarían ligadas con materiales volcánicos básicos como son los basaltos y andesitas.⁽³⁾

Si se tiene en cuenta el esquema geológico de este acuífero y su sistema de flujos, constituido por un flujo local y otro regional (Figura 5.8) este cambio en el catión predominante puede estar relacionado con variaciones en el tipo de flujo preponderante. Así, en el año 1984 dominaría el flujo local relacionado con las formaciones geológicas constituidas por basaltos y andesitas y material detrítico de tipo sedimentario y volcánico; mientras que en 1998 predominaría el flujo regional en relación con las riolitas del Oligoceno. Este cambio de flujo estaría propiciado por el descenso del nivel piezométrico en todo el acuífero, lo que da lugar a que cada vez se extraiga agua de mayor profundidad.⁽¹⁴⁾

Figura 5.9. Diagramas de Piper del Acuífero Valle de Toluca en 1984 y 1998



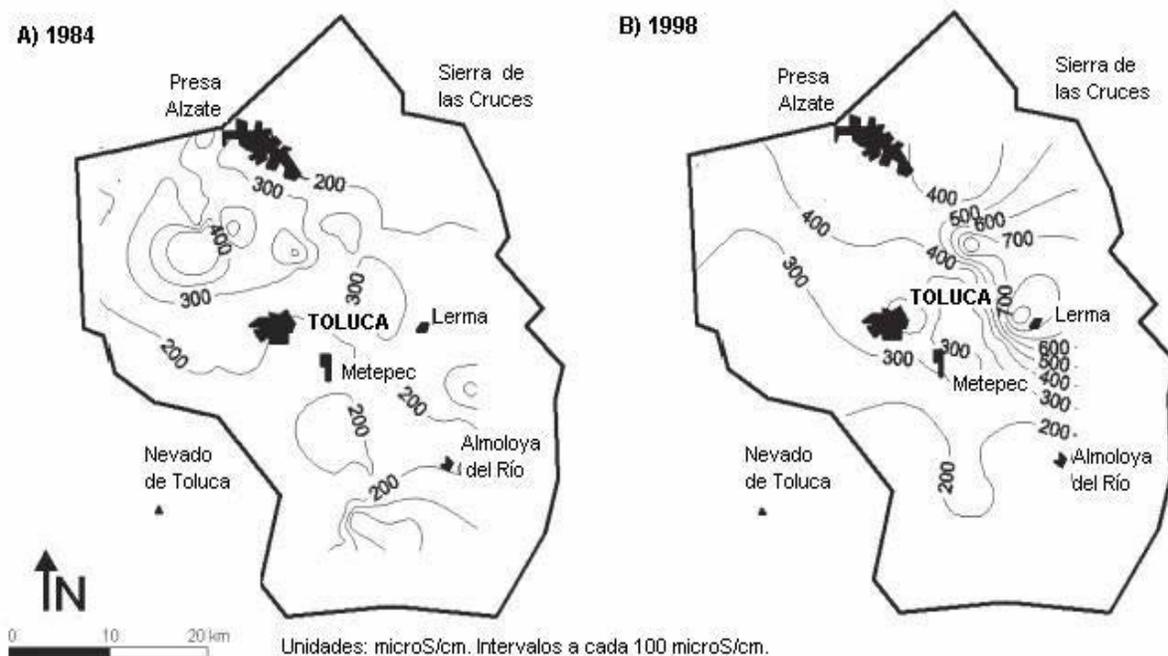
FUENTE: ESTELLER, (2005)

❖ ***Distribución Espacial de la Conductividad Eléctrica y Nitratos (NO_3^-)***

En las Figuras 5.10 y 5.11 se presentan los mapas de isovalores correspondientes a la conductividad eléctrica y a los nitratos para el año 1984 y 1998, respectivamente. Se ha elegido la conductividad eléctrica como indicador del grado de mineralización del agua subterránea, y al nitrato como indicador de contaminación. ⁽¹⁴⁾

En el caso de la conductividad eléctrica se puede apreciar, al comparar los dos mapas (Figura 5.10 A, B), como en aquellos sectores en los cuales se ha incrementado la explotación y donde se producen los mayores descensos del nivel piezométrico se ha producido un aumento de la misma. Así, por ejemplo, en el sector de la ciudad de Toluca la conductividad ha ascendido desde valores de $200 \mu\text{S cm}^{-1}$ a $400 \mu\text{S cm}^{-1}$ y, en el caso del sector que limita con la Sierra de las Cruces, se ha incrementado de 200 a $800 \mu\text{S cm}^{-1}$. Este hecho se correlaciona con cambios en las características físico-químicas de las aguas subterráneas y, por lo tanto, con cambios en los tiempos de residencia o grado de mezcla de aguas de diferentes orígenes; en este caso, se puede interpretar que, inicialmente, se extrajo agua subterránea con una mayor proporción de la componente del flujo local para posteriormente extraer agua de mayor profundidad y más mineralizada, la cual está relacionada con el flujo regional, produciéndose este cambio de tipo de flujo por la fuerte explotación a la que está sometido el acuífero. ⁽¹⁴⁾

Figura 5.10. Isovalores correspondientes a la Conductividad Eléctrica para el acuífero Valle de Toluca. Años 1984 y 1998

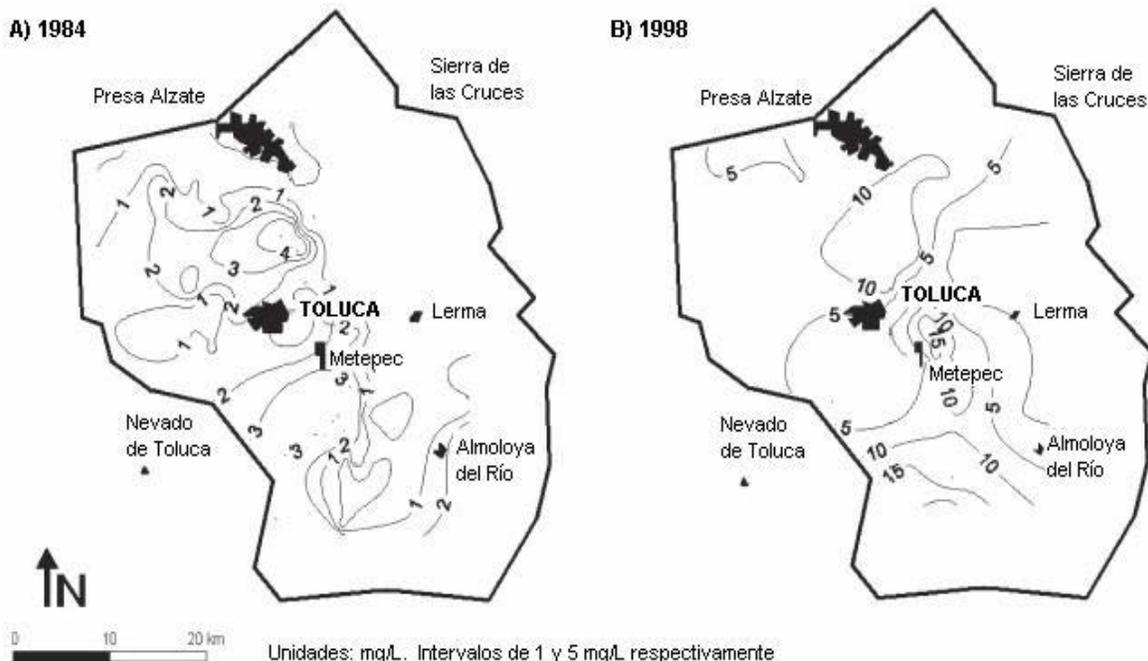


FUENTE: ESTELLER, (2005)

La concentración de nitratos también ha sufrido variaciones tanto en sus valores como en su distribución espacial. En el mapa correspondiente a 1984 (figura 5.11, A) se puede observar como gran parte del acuífero presenta concentraciones por debajo de los 2 mgL^{-1} , mientras que en 1998 (Figura 5.11, B) la concentración de este ion se incrementa, presentándose varios sectores con concentraciones superiores a 10 mgL^{-1} . Los máximos valores aparecen en la zona central del acuífero mientras que los valores más bajos se localizan en las áreas de recarga (Sierra de las Cruces y Nevado de Toluca). El origen de este nitrato parece estar relacionado tanto con la utilización de fertilizantes nitrogenados como con las aguas residuales procedentes de las zonas urbanas. ⁽¹⁴⁾

En algunos puntos de muestreo se ha podido establecer concentraciones de nitratos que superan el límite permisible definido por la norma para agua potable, el cual es de 50 mg L^{-1} .

Figura 5.11. Isovalores correspondientes a la Concentración de Nitratos en el acuífero Valle de Toluca. Años 1984 y 1998



FUENTE: ESTELLER, (2005)

❖ Metales Pesados

En la Tabla 5.8 se presentan los contenidos de Al, As, Ba, Cd, Cu, Cr total, Hg, Pb, Fe, Mn, F y Zn determinados en las muestras recogidas en las campañas de 1993 y 1997. El contenido de dichos elementos es heterogéneo, pero en ningún caso se superan los límites vigentes establecidos en México para agua potable a excepción del Fe y Mn, cuyos límites son de 0.3 mg L^{-1} y 0.1 mg L^{-1} , respectivamente.

La existencia de todos estos iones estaría relacionada con los materiales volcánicos que existen en la zona. En el caso concreto del Fe y Mn no se considera la posibilidad de un origen antrópico ya que sus concentraciones son muy bajas y no parecen estar relacionados con la presencia de ningún otro compuesto o elemento químico que indique contaminación antrópica. ⁽³⁾

Tabla 5.8. Concentraciones de Metales Pesados en el acuífero Valle de Toluca en 1993 y 1997

Metales	Niveles permitidos para agua potable	1993				1997			
		Mín	Máx	Media	D. S.	Mín	Máx	Media	D. S.
Al	0.20					0.030	0.203	0.098	0.038
As	0.05	0.001	0.007	0.004	0.004	0.004	0.051	0.026	0.015
Ba	0.70	0.001	0.102	0.030	0.033	0.001	0.106	0.039	0.036
Cd	0.005	0.001	0.006	0.003	0.002	0.001	0.003	0.001	0.001
Cu	2.00	0.006	0.064	0.022	0.020	0.002	0.075	0.038	0.023
Cr Total	0.05					0.012	0.030	0.021	0.007
Hg	0.001					0.001	0.041	0.002	0.005
Pb	0.025	0.004	0.009	0.007	0.004	0.002	0.018	0.008	0.005
Fe	0.30	0.01	0.10	0.05	0.04	0.01	2.51	0.15	0.39
Mn	0.15	0.01	0.13	0.05	0.05	0.01	0.22	0.03	0.04
F	1.50	0.10	0.25	0.20	0.05	0.02	1.24	0.26	0.19
Zn	5.00	0.010	0.999	0.129	0.326	0.004	0.168	0.047	0.045

Unidades: mg/L (Mín: Mínimo Máx: Máximo D. S.: Desviación Standar)

FUENTE: ESTELLER, (2005)

A manera de conclusión cabe decir que la necesidad de cubrir la demanda de agua tanto urbana, agrícola como industrial, en el Valle de Toluca, así como en el Valle de México, ha implicado una fuerte explotación de los recursos hídricos subterráneos del Valle de Toluca. Esta fuerte explotación ha provocado descensos en el nivel piezométrico del acuífero, subsidencia y disminución de caudales en ríos y manantiales, llegando éstos a secarse.

Esta explotación del acuífero también ha provocado cambios en el quimismo de las aguas subterráneas. Inicialmente, en el acuífero se explotaba agua ligada a un flujo local, cuyo origen está relacionado con la recarga del acuífero por infiltración de agua de lluvia y por alimentación lateral desde los acuíferos fracturados de borde, los cuales están constituidos por basaltos y andesitas. Esta agua se caracteriza por ser de tipo bicarbonatado magnésico.

Con el paso del tiempo y debido al descenso del nivel piezométrico, se ha incorporado al acuífero un flujo regional, el cual está ligado a materiales de tipo riolítico que se encuentran a gran profundidad. Este flujo regional se caracteriza por aguas de tipo bicarbonatado sódico, así como por altos contenidos de potasio, mayor salinidad y altas temperaturas ⁽³⁾. A la par que este cambio en la salinidad del agua subterránea, se ha producido un incremento en el contenido de nitratos, los cuales tienen su origen en el uso de fertilizantes en las áreas agrícolas. También se ha podido detectar altos contenidos de sulfato en los sondeos de menor profundidad, en relación con el uso de sulfato de amonio como fertilizante.

Aunque la sobreexplotación no ha implicado un deterioro en la calidad del agua del acuífero, si se ha podido detectar un cambio en su hidrogeoquímica y un incremento en la presencia de ciertos contaminantes como son los nitratos y algunos metales pesados. ⁽³⁾

Ante esta situación, es necesario que se defina una red de control de la calidad de agua subterránea para poder llevar a cabo un monitoreo de los principales

parámetros físico-químicos con objeto de estudiar la evolución espacial y temporal de aquellos parámetros que son indicadores de cambios de quimismo y de procesos contaminantes.

5.9. SITUACIÓN ACTUAL DEL RECURSO HÍDRICO Y ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

5.9.1. BALANCE DE AGUA SUBTERRÁNEA

El balance de aguas subterráneas del acuífero ha sido estudiado cuando menos en cuatro ocasiones; sin embargo la evaluación más completa se obtuvo en el estudio de 1996 a cargo de ACSA.

Tabla 5.9. Resultados del balance de agua subterránea, valores en Mm³ anuales

	1970	1992	1996	2000*	2003
ENTRADAS					
Entradas subterráneas (Nevado)			94.5	94.608	94.608
Entradas subterráneas (Cruces)			63.0	63.072	63.072
Total de entradas subterráneas		299	157.5	157.680	157.680
Recarga vertical natural		81	98.2	177.806	177.806
Recarga natural inducida			0.8	1.273	1.273
SUMAS	342	380	256.5	336.760	336.760
Rendimiento permanente				283.149	
SALIDAS					
Salidas subterráneas	2	2	0	0	0
Extracción	354	327	327.4	422.344	432.794
Evapotranspiración		10	14.7	0	0
Descarga natural comp. Ríos, manantiales				53.611	53.611
SUMAS	356	339	342.1	475.955	486.405
CAMBIO ALMACENAMIENTO					
Déficit publicado en el DOF				46.40	
Coefficiente de almacenamiento			0.045	0.045	
Coefficiente de infiltración			0.067	lv1=0.067	
				lv2=0.02	
SOBREEXPLOTACIÓN (%)	4%	11%	33%	41.33%	44.44%

* Cifras reportadas en el Diario Oficial de la Federación, 31 de enero de 2003.

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

Tabla 5.10. Zonas de Balance

		Zona de balance (km ²)		
		Zona lagunar	Sistema de presas	Superficie total
Zona de recarga	Zona de recarga del Nevado con flujo hacia Almoloya	319		319
	Zona de Piamonte de Sierra de las Cruces	357	144	501
	Áreas de recarga sobre la Sierra de las Cruces	335	254	589
	Áreas de la Sierra del Nevado de Toluca, con flujo subterráneo que reconoce hacia la zona de Presas	169	90	259
	Zona de Valle	222	855	1,077
	Total general	1,402	1,343	2,745

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

El balance global del acuífero indica un desequilibrio entre entradas y salidas, ya que las salidas son superiores a las entradas en 149 Mm³/año. Esta situación representa un desequilibrio que se acentúa en años secos y en zonas de extracción intensiva.

El total trasvasado fuera de la cuenca es de alrededor de **142 Mm³** por año, cifra muy similar a la magnitud de la sobreexplotación.

La ecuación general de balance se define:

$$E - S = \pm \Delta S$$

en donde:

- E = Entradas al acuífero
- S = Salidas del acuífero
- ΔS = Cambio de almacenamiento

Para el caso que nos ocupa se desglosó de la siguiente manera:

$$E_s + I_1(LI) + I_2(Ag) = B + S_s \pm V_d * S$$

en donde:

- E_s = Entradas subterránea,
- S_s = Salidas subterráneas,
- I = Coeficiente de infiltración vertical,
- LI = Lluvia,
- Ag = Agua aplicada al riego,
- B = Extracción por bombeo,
- V_d = Volumen drenado,
- S = Coeficiente de almacenamiento.

Las entradas y salidas subterráneas se determinan con la ayuda de las configuraciones piezométricas de 2000 midiendo la longitud de los canales de flujo y el

gradiente hidráulico, además de utilizar los valores de transmisividad, estimándose un volumen total en 157.68 Mm³ anuales, de los cuales 94.608 Mm³ son provenientes del Nevado y 63.072 Mm³ de la Sierra de Las Cruces (Tabla 5.9).⁽⁴⁾

La recarga vertical se debe a la infiltración del agua de lluvia principalmente, además de riegos para los cultivos servidos con agua rodada o con pozo e infiltración de los principales escurrimientos superficiales a lo largo de los cauces.

En el balance para 2000 se consideró la precipitación de 800 mm/año y el volumen de retorno de aguas subterráneas aplicado al riego del 2% de una lámina de 3,000 m³/ha.

Los volúmenes de extracción por medio de pozos y norias, representan la salida más importante. Para 1970 la extracción estimada fue en 354 Mm³ al año, en tanto que para 1992 fue de 327 Mm³, para 1996 de 327.4 Mm³, para el 2000 de 422.344 Mm³ y para 2003 de 432.794 Mm³ (Tabla 5.9).

El cambio de almacenamiento se obtuvo a partir de la evolución observada de los niveles estáticos en estudios anteriores, resultando un coeficiente de almacenamiento de 0.045, obteniendo un volumen proveniente a costa del almacenamiento es de 85.5 Mm³ anuales (Tabla 5.9).⁽⁴⁾

El área del valle cubierta por el estudio es de unos 2,053 km² (de un área de 2,745 km² considerada en la Tabla 5.10), una lluvia de 800 mm anuales y un coeficiente de infiltración (Iv) de 0.067, la recarga vertical natural resultó de 177.806 Mm³/año (para el año 2000); mientras que la recarga natural inducida fue de 1.273 Mm³.

El volumen proveniente del almacenamiento desde 1970 a 1996, fue de 92.385 Mm³/año, en promedio con un coeficiente de almacenamiento de 0.045, valor que resulta un poco mayor al 25% de la extracción. En el estudio de 1992 este valor se estimó en -41, en el estudio de 1996 de -85.5 Mm³. La salida subterránea actualmente es prácticamente nula.

Sustituyendo estos valores en la ecuación de balance, se obtiene una recarga total de 336.760 Mm³ y descarga (extracción) total de 432.79 Mm³ (Tabla 5.9, año 2003). Cabe mencionar que a diferencia de los análisis de balance para el período 1970 – 1996, para los años 2000 y 2003, se consideró en la ecuación la magnitud de las extracciones actuales (y no el promedio); esto con el fin de estimar la condición actual de aprovechamiento del acuífero.⁽¹⁰⁾

En la Tabla 5.9 se pueden comparar los resultados de los balances efectuados en los estudios anteriores mencionados y el realizado en el presente trabajo.⁽¹⁰⁾

El acuífero del Valle de Toluca, presenta una gran extensión que a su vez, puede clasificar su recarga en distintos tipos. La recarga que ocurre al pie de las Sierras de las Cruces y del Nevado de Toluca, constituye la principal aportación,

además de que el escurrimiento al río Lerma y a sus afluentes, constituye un componente extra en la recarga por infiltración. ⁽²⁰⁾

En la zona poniente, las presas Ignacio Ramírez y José Manuel Alzate, representan una carga hidráulica que también contribuye a la infiltración de volúmenes de agua. ⁽²⁰⁾

Se considera que El Valle de Ixtlahuaca, ubicado al poniente de la Presa Ignacio Ramírez, hasta finales de la década de los noventa fue subexplotado.

De manera específica, también existe un importante componente de recarga por infiltración pluvial en el Valle de Lerma, donde se encuentran múltiples localidades, incluida la ciudad de Toluca y su zona conurbada.

En cuanto a las extracciones (432.79 Mm³) calculadas y que aparecen en la Tabla 5.9 (año 2003), pueden resumirse del siguiente modo: un volumen del orden de 291 Mm³ se obtiene mediante captaciones para satisfacer la demanda de agua dentro del acuífero y otro volumen de 142 Mm³ se extrae para transferirlo mediante el Sistema Lerma hacia 14 municipios del Estado de México – en su menor parte – y hacia el Distrito Federal. ⁽²¹⁾

Se considera también de gran importancia el flujo horizontal subterráneo en dirección hacia el noroeste, que permite mantener el nivel piezométrico en la zona de las dos grandes presas, con lo que reduce el riesgo de subsidencia y origen de fracturas que pondrían en peligro la estabilidad de las presas. ⁽¹⁰⁾

5.9.2. DISPONIBILIDAD

Para el cálculo de la disponibilidad del agua subterránea, se aplica el procedimiento indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000, que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales, que en la fracción relativa a las aguas subterráneas establece la expresión siguiente:

$$\text{Disponibilidad media anual de agua subterránea en una unidad hidrogeológica} = \text{Recarga total media anual} - \text{Descarga natural comprometida} - \text{Volumen anual de agua concesionado e inscrito en el REPDA}$$

❖ **Recarga total media anual**

La recarga total media anual, corresponde con la suma de todos los volúmenes que ingresan al acuífero, en forma de recarga natural más la recarga inducida, que para el acuífero Valle de Toluca es de 336.76 millones de metros cúbicos por año (Mm³/año).

❖ **Descarga natural comprometida**

La descarga natural comprometida, se cuantifica mediante medición de los volúmenes de agua procedentes de manantiales o de caudal base de los ríos alimentados por el acuífero, que son aprovechados y concesionados como agua superficial, así como las salidas subterráneas que deben de ser sostenidas para no afectar a las unidades hidrogeológicas adyacentes. Para el acuífero Valle de Toluca la descarga natural comprometida es igual a 53.611 millones de metros cúbicos por año.

❖ **Volumen anual de agua subterránea concesionado e inscrito en el REPDA**

En el acuífero Valle de Toluca el volumen anual concesionado, de acuerdo con los títulos de concesión inscritos en el Registro Público de Derechos de Agua (REPDA), de la Subdirección General de Administración del Agua, al 30 de abril de 2002 es de 329,590,765 m³/año.

Finalmente, **la disponibilidad de agua subterránea** conforme a la metodología indicada en la norma referida, se obtiene de restar al volumen de recarga total media anual, el valor de la descarga natural comprometida y el volumen de agua subterránea concesionado e inscrito en el REPDA (en m³):

$$-46,441,765 = 336,760,000 - 53,611,000 - 329,590,765$$

La cifra indica que no existe volumen disponible para nuevas concesiones en la unidad hidrogeológica denominada acuífero Valle de Toluca en el Estado de México; sin embargo se identifica un incremento en las extracciones como consecuencia de la transferencia de derechos agrícolas que previamente no se ejercían, a usuarios industriales; estos procesos además ocurren sin vigilancia y riesgo definitivo de incremento de extracciones por ambos usuarios involucrados.⁽⁹⁾

5.9.3. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

5.9.3.1. POBLACIÓN

De acuerdo con el Censo de Población del INEGI, año 2000, el número de habitantes en la Ciudad de Toluca es de 665 mil habitantes.⁽¹⁰⁾

De acuerdo a datos censales, la población del Estado de México de acuerdo al conteo 1995 del INEGI, es de 11'707,964 habitantes, representando el 13% de la población del país, siendo la entidad con mayor densidad de población con 535 hab/km². El crecimiento de la población del estado no ha sido homogéneo, sino que se ha concentrado en áreas muy delimitadas y entre otros municipios destacan Toluca, Metepec, Lerma, y Zinacantepec respectivamente, creciendo de 819,915 habitantes en 1990 a 983,416 en 1995 (Tabla 5.11), esto es que la población creció casi un 17% en cinco años, debido al acelerado crecimiento por el desarrollo industrial y habitacional.⁽²²⁾

Gran parte del aumento de la población, tanto estatal como regional, ocurrió durante los decenios de los años 60 y 70 cuando se registraron tasas de crecimiento medio anual de 7% y 4%, respectivamente. Durante los años ochenta, se presentó una desaceleración más pronunciada a nivel estatal, pues mientras que la población del estado creció 2.6% en el periodo 1980-1990, la población de la región lo hizo a una tasa media anual de 3%.

El comportamiento de la población regional, en su conjunto, está fuertemente influenciado por el de la población de los municipios conurbados de Lerma, Metepec, San Mateo Atenco y Zinacantepec, en donde se localiza la capital del Estado de México, ya que en él radica poco más de 85% de la población de la región.

En esta subregión se localiza la Zona Metropolitana de Toluca, la cual incluye a siete municipios que suman una población de 1.23 millones de habitantes. Las localidades de mayor importancia por su tamaño son Toluca de Lerdo con cerca de 435 mil habitantes, Metepec con más de 158 mil habitantes y San Mateo Atenco con 57 mil habitantes, todos en la Zona Metropolitana de la Ciudad de Toluca.⁽²²⁾

Tabla 5.11. Población estatal y conurbada, Valle de Toluca 1990-2003

ESTADO Y MUNICIPIO	1990	1995	2000	2003	2030
Estado	9'815,795	11,707,964	13,504,347	14,217,493	18,939,803
Municipios					
Toluca	487,612	564,476	666,596	700,974	832,650
Metepec	140,268	178,096	194,463	212,628	320,439
Lerma	66,912	81,192	96,532	103,548	152,443
San Mateo Atenco	41,926	54,089	59,647	65,660	94,135
Zinacantepec	83,197	105,566	120,124	130,691	192,663
TOTAL	819,915	983,419	1'137,362	1'213,501	1'592,330

FUENTE: INEGI, Censo General de Población y Vivienda, (2000)

La zona de mayor densidad de población corresponde a la Zona Metropolitana de la Ciudad de Toluca, mientras que la de menor densidad es la de Centros Importantes (Tabla 5.12). En el ámbito municipal, los de mayor densidad de población son Metepec, Toluca y San Mateo Atenco, ubicados todos ellos en la ZMCT, con más de 1 000 habitantes por km².⁽²²⁾

Fuera de la Zona Metropolitana de la Ciudad de Toluca, destacan por su población los municipios de Ixtlahuaca, Atlacomulco, Almoloya de Juárez y San Felipe del Progreso, localizados en la parte baja de la cuenca y norte de Toluca.

Tabla 5.12. Localidades y población asentada en la Subregión Alto Lerma

Subregión Tamaño de la Localidad (No. de habitantes)	Localidades por tamaño				Total Localidades y Habitantes
	Hasta 2,499	De 2,500 a 9,900	De 10,000 a 49,900	Mayores a 50,000	
Estatal					
Localidades	4442	313	62	24	4841
% de habitantes	13.7	11.0	9.5	65.8	13,096,686
Localidades					
Alto Lerma	1073	134	21	3	1231
ZM Toluca	236	47	13	3	299
Sistema Capilliac-Tianguistenco	45	5	2	0	52
Centros importantes	105	17	2	0	124
Demás municipios	687	65	4	0	156
% habitantes					
Alto Lerma	29.1	27.0	15.7	28.3	2,303,164
ZM Toluca	10.7	17.6	19.0	52.8	1,233,471
Sistema Capilliac-Tianguistenco	24.9	33.2	41.9	0.0	87,189
Centros importantes	41.8	42.2	16.0	0.0	191,915
Demás municipios	55.3	37.3	7.5	0.0	790,589

FUENTE: INEGI, Censo General de Población y Vivienda, (2000)

5.9.3.2. COBERTURA DE SERVICIOS

La infraestructura hidráulica en el estado proporciona una cobertura en el servicio de agua potable al interior de los domicilios, de 90.2% y adicionalmente se apoya a los municipios con camiones cisterna para suministrar agua potable a localidades donde no se cuenta con sistemas establecidos.⁽¹⁰⁾

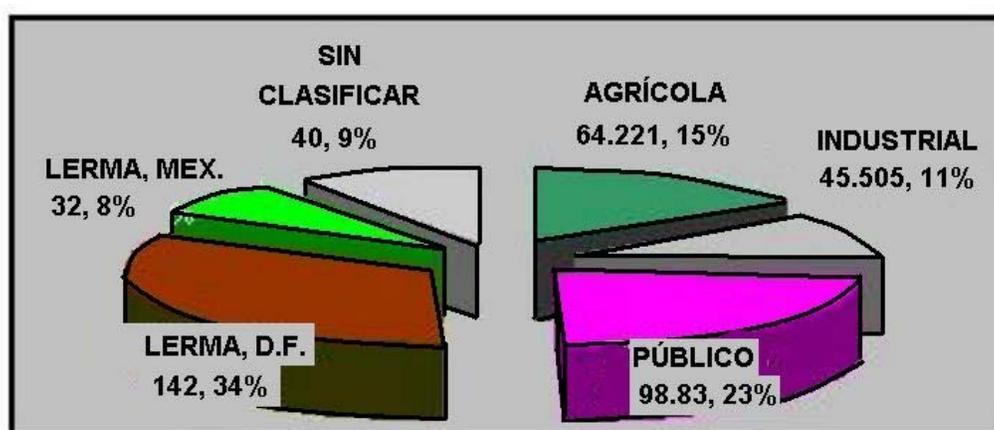
En materia de alcantarillado se cuenta con una cobertura del 72%. Con respecto al drenaje desde principios de los años 60's, se realizaron obras de regulación para el control de avenidas en el Valle de Toluca, como las presas de Tepetitlán y Antonio Alzate, para beneficiar a los municipios de Ixtlahuaca, Atlacomulco y Temascalcingo.⁽²²⁾

5.10. USOS DEL AGUA SUBTERRÁNEA

El *consumo doméstico* es el agua que se utiliza para aseo personal, preparación de alimentos, lavado de ropa, lavado de trastes, riego del jardín, lavado de auto, entre otros.⁽⁹⁾

Se define como dotación de *uso comercial*, al consumo realizado por los empleados y clientes de centros comerciales, cines, teatros y comercios en general. El *uso industrial* contempla el uso del agua que realizan los obreros y aquella que se utiliza en el proceso de fabricación industrial. El *uso público* es el agua que se utiliza en el riego de parques y jardines públicos, bomberos, mercados, escuelas, rastros, hospitales, entre otros ⁽⁹⁾. El uso del agua se destina principalmente a atender la demanda para la población local y del Distrito Federal; en segundo término se atienden demandas agrícolas y por último, demandas industriales. El siguiente gráfico describe la distribución de las extracciones de acuerdo con el censo de aprovechamientos y su magnitud, de acuerdo con el balance hidráulico actualizado.⁽¹⁰⁾

Gráfica 5.2. Clasificación de extracciones subterráneas por uso



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

Los mayores usuarios por uso de agua subterránea son por orden de importancia: Público-Urbano, Industrial, Agrícola y Servicios.

Las principales zonas o parques industriales se localizan en la Región del Alto Lerma. La definición del consumo de agua por el sector industrial presenta una seria dificultad, ya que algunas industrias están conectadas a las redes de distribución municipal y otras tienen su propia fuente, en las que no se puede tener el control de los volúmenes utilizados.⁽²²⁾

Las principales industrias consumidoras de agua son: la química (33%), extracción (23%), manufacturera (11%), bebidas y textil (5%) y el 28% restante por una variedad de industrias de giros diversos.

Por otra parte, la Comisión del Agua del Estado de México (CAEM), considera para la determinación de la demanda de agua de uso industrial, a la población asentada por municipio, la cual se afecta por una dotación ponderada, determinada por muestreo de industrias y comercios asentados dentro de los municipios. Actualmente no se cuenta con un padrón confiable de las industrias y comercios asentados en el Estado, al

respecto, la Secretaría de Ecología realiza esfuerzos para definir las industrias localizadas en las distintas cuencas.⁽⁹⁾

❖ **Unidades de Riego**

Existen 136 unidades de riego organizadas, con una superficie total de 21,233 ha y 16,724 usuarios. No hay distritos de riego en la zona de recarga del acuífero.⁽¹⁰⁾

5.10.1. SITUACIÓN ADMINISTRATIVA DEL ACUÍFERO

❖ **Decretos de Veda**

Mediante Decreto Presidencial de fecha 10 de agosto de 1965 se estableció Veda por tiempo indefinido para el alumbramiento de Aguas del Subsuelo en la zona conocida como Valle de Toluca, del tipo rígida, su disponibilidad se considera escasa y su condición geohidrológica sobreexplotada, fue publicado en el diario oficial de la federación el 23 de septiembre del mismo año.

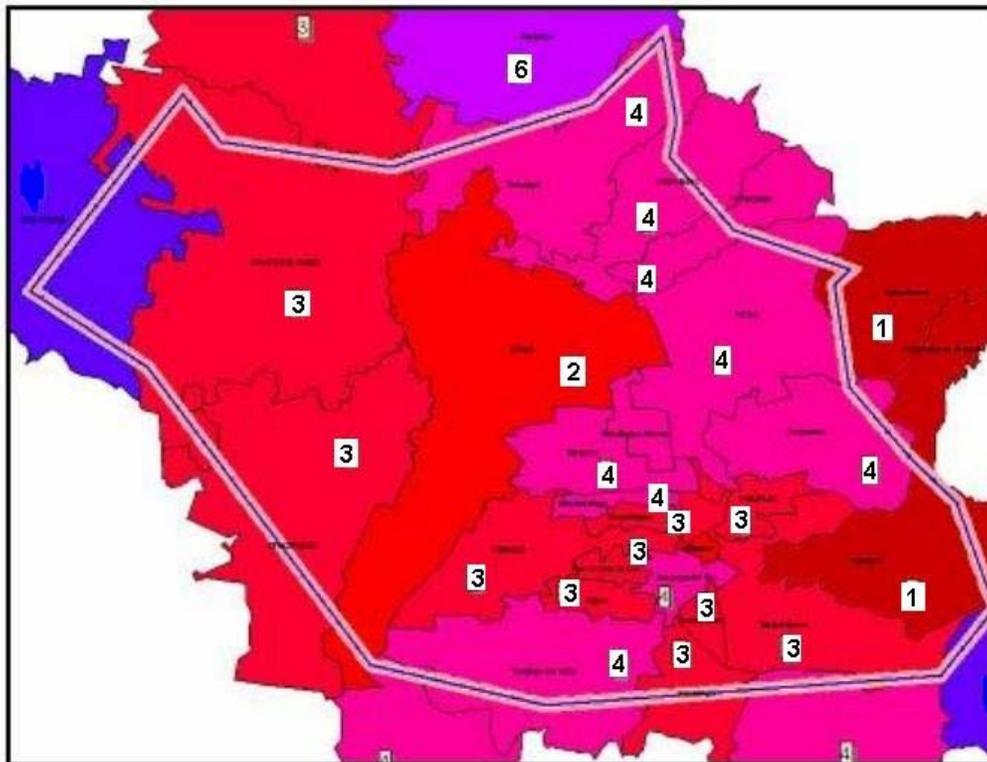
❖ **Zonas de disponibilidad**

De acuerdo a la Ley Federal de Derechos en Materia de Aguas del año 2000, establece que las zonas de disponibilidad a las que pertenecen los municipios comprendidos dentro del acuífero Valle de Toluca que corresponden a las siguientes zonas (Figura 5.12):⁽¹⁰⁾

- Zona 1 : Huixquilucan y Naucalpan de Juárez;
- Zona 2 : Atizapán y Toluca;
- Zona 3 : Almoloya de Juárez, Calimaya, Capulhuac, Chapultepec, Jalatlaco, Joquicingo, Rayón, San Antonio la Isla, Tianguistenco, Texcalyacac y Zinacantepec;
- Zona 4 : Almoloya del Río, Lerma, Metepec, Mexicalcingo, Ocoyoacac, Oztolotepec, San Mateo Atenco, Temoaya y Tenango del Valle y
- Zona 6 : Jilotzingo

Publicado en el diario oficial de la federación el 31 de diciembre de 1999.

Figura 5.12. Zonas de Disponibilidad



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.11. CONTAMINACIÓN DEL ACUÍFERO

5.11.1. FUENTES PUNTUALES DE CONTAMINACIÓN

En este valle existe una alta densidad demográfica propiciada por el asentamiento de grandes zonas industriales, lo cual a su vez ha provocado la generación de grandes volúmenes de residuos (Figura 5.13). Destacan los tiraderos de basura ubicados en distintos puntos del Valle, mismos que en general han carecido de un control que asegure la protección del acuífero.

Los tiraderos de basura recientemente pasaron a ser responsabilidad de cada municipio, mientras anteriormente concentraban basura de varios municipios. El ejemplo más claro es el “Socavón de Metepec”, que durante varios años fue objeto de depósito sin control de residuos provenientes inclusive de Naucalpan. El tiradero de basura denominado “socavón de Metepec”, constituye el mayor sitio de descarga de residuos de todo tipo. A diferencia de años pasados en que por más de dos décadas recibió basura de diversos municipios del Estado de México, en la actualidad únicamente percibe de la Ciudad de Toluca, mientras se encuentra en su última etapa de operación.

Figura 5.13. Lixiviados y aledaños al tiradero Socavón, Metepec



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

Los lixiviados emitidos por la basura son parcialmente reciclados; con un control mínimo. En los alrededores del sitio se encuentran zonas habitacionales, comerciales e industriales con pozos que aprovechan agua potable. Aún no se identifican afectaciones en dichos aprovechamientos, pero se reconoce que el tiradero de basura carece de una protección al acuífero desde sus etapas de antaño, que garantiza una inminente contaminación del agua subterránea. ⁽¹⁰⁾

Un problema más, es que aquellos sitios dedicados a la actividad minera han dejado excavaciones empleadas posteriormente para el depósito clandestino de basura, lo que representa una creciente vulnerabilidad y peligrosidad que incrementan el riesgo de contaminación del acuífero.

Figura 5.14. Zona de explotación de materiales pétreos utilizada como tiradero de basura



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.11.2. FUENTES NO PUNTUALES DE CONTAMINACIÓN

La contaminación no puntual se presenta principalmente a lo largo del río Lerma. Este tipo de contaminación se genera por las descargas de las aguas utilizadas en la agricultura y en el uso pecuario, ya que los escurrimientos producidos por el exceso de riego, arrastra los agroquímicos utilizados para fertilizar y combatir maleza e insectos y son transportados hasta las aguas del río Lerma. Otro tipo de contaminación no puntual son las descargas industriales, al derramar importantes cantidades de aceites y derivados de petróleo, de las cuales se carece de información para el presente análisis.

❖ *Principales contaminantes*

La contaminación de los cuerpos de agua se debe a las descargas sin tratamiento de aguas residuales municipales, industriales y retornos agrícolas. Ésta es provocada por la gran cantidad de materia orgánica generada por desechos humanos y desperdicios caseros, lo que implica incrementar la carga orgánica y el consumo de oxígeno para descomponerla. A la materia orgánica se adicionan los residuos y productos químicos que contienen las aguas industriales y agrícolas.

En las aguas residuales domésticas, los contaminantes primordiales son: la materia orgánica, sólidos suspendidos y microorganismos patógenos.

Las zonas industriales generan una amplia contaminación del agua de acuerdo con la actividad industrial, producen una variedad importante de aguas residuales, las cuales están en función del giro y los procesos generados, arrojando gran cantidad de contaminantes, considerando los más peligrosos aquellos generados por la industria química, papel y celulosa, hierro y acero, textil, minerales no metálicos, galvanoplastia y de la tenería. En las regiones Lerma-Santiago-Pacífico y Valle de México se presentan gastos importantes de aguas residuales industriales. Entre los contaminantes más comunes se encuentra la DQO, SST, Grasas y aceites y las sustancias peligrosas como metales pesados y organoclorados.⁽²⁰⁾

Las aguas residuales agrícolas, se componen de una mezcla de los excedentes de aguas de riego y precipitación pluvial que retornan a los cuerpos de agua una vez que satisfacen la demanda de humedad del suelo y a su vez los requerimientos de los cultivos.

Parte de las aguas residuales de la Zona Metropolitana del Valle de Toluca son tratadas (a pesar de que el río Lerma sigue contaminado notoriamente) y se descargan hacia el río Lerma. Las aguas residuales tratadas de la región así como aquellas aguas que no son tratadas se mezclan en la Presa Antonio Alzate y posteriormente son utilizadas en las unidades de riego y el Distrito de Riego 033, que se ubican aguas abajo de esta presa.⁽²¹⁾

5.12. EFECTOS AMBIENTALES DE LA SOBREEXPLOTACIÓN DEL ACUÍFERO

La sobreexplotación que sufre el acuífero del Valle de Toluca está relacionado con el proceso de industrialización que se inicio en la década de los años 40 y que afecto de igual forma al valle de Toluca como al valle de México. Este proceso implicó una mayor demanda de agua para cubrir tanto las necesidades de la industria como las de agua potable, las cuales fueron creciendo a medida que se incremento la densidad de población de los valles.

Esta sobreexplotación ha traído consigo el descenso del nivel piezométrico del acuífero, a una tasa máxima de 1.4 m/año, la aparición de grietas en el terreno por efecto de la subsidencia, la disminución de caudales del río Lerma y la disminución de la superficie de zona lacustre de Almoloya del Río. ⁽²⁶⁾

El deterioro de la zona lacustre de Almoloya del Río está directamente relacionado con las obras de captación de los manantiales que alimentaban las lagunas, obras que se realizaron para abastecer de agua potable a la Ciudad de México. Este deterioro ha provocado un gran impacto ambiental ya que se ha producido una paulatina desecación de las lagunas lo cual ha afectado a la flora y fauna de la zona, así como al uso del suelo, al poner las tierras desecadas en cultivo.

❖ ***Evolución piezométrica***

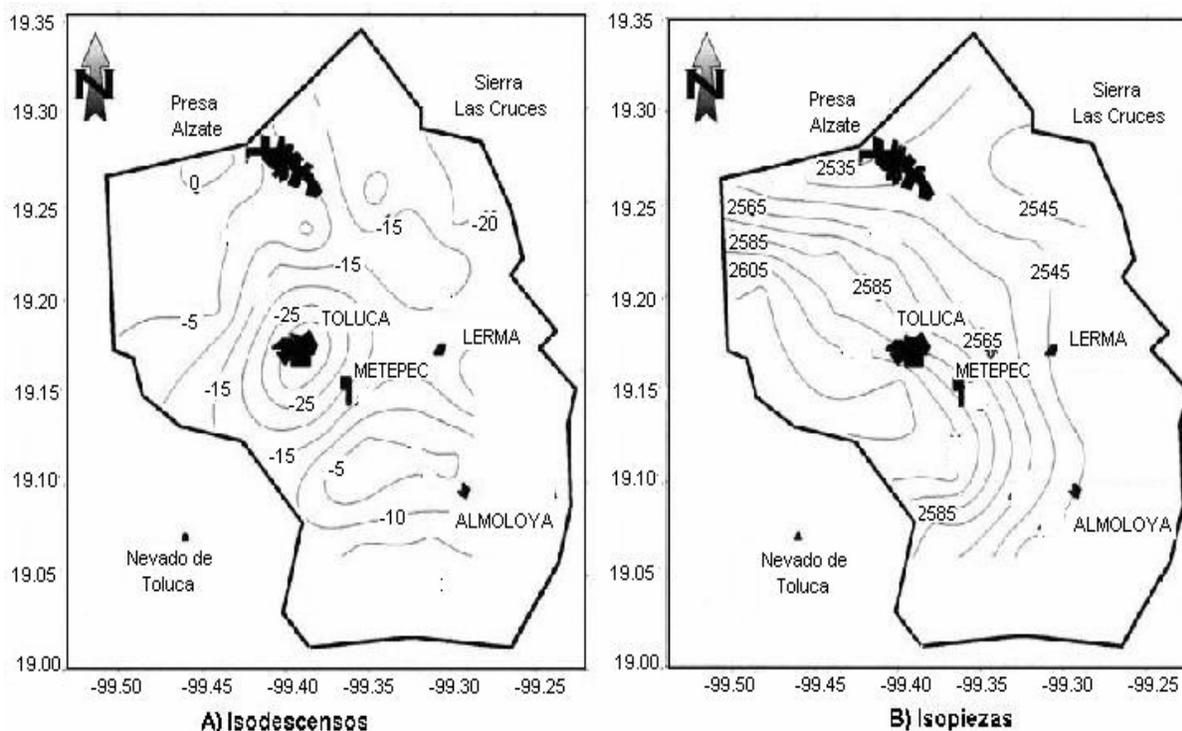
El proceso de explotación de las aguas subterráneas queda reflejado en el mapa de isodescensos para el periodo 1971-1996 (Figura 5.15, A). En este mapa se aprecia un cono de depresión piezométrica en el área de la Ciudad de Toluca, con un descenso que alcanza los 35 metros, con una tasa promedio de abatimiento de 1.4 m/año. En relación con este importante descenso piezométrico se ha podido constatar, en diferentes zonas de la Ciudad de Toluca, la aparición de grietas o fallas en el terreno, lo cual ha provocado daños en viviendas e infraestructura vial. Estas fallas se pueden agrupar en dos familias según su dirección, una de dirección Norte-Sur y otra en dirección Suroeste-Noreste, con desplazamientos en la vertical variables, desde unos pocos centímetros hasta medio metro, y con una longitud promedio de 500 metros. Los primeros efectos de esta subsidencia en el terreno se detectaron en 1985 y en la actualidad persisten, aunque parecen no ser tan importantes pues los desplazamientos que se observan en las grietas son como máximo de 2 o 3 mm al año. ⁽¹⁵⁾

En el caso del área que cubre la zona lacustre se aprecia que los descensos no han sido tan importantes pero sí significativos hidráulica y ecológicamente. En el mapa piezométrico correspondiente al periodo octubre – diciembre de 1996 (Figura 5.15, B), se puede apreciar que la recarga principal proviene del Nevado de Toluca y que la circulación del agua subterránea es hacia el centro del valle, distribuyéndose en tres direcciones, hacia el SE y E hasta llegar al pie de la Sierra de Las Cruces, y hacia el N para dirigirse hacia el valle de Atlacomulco-Ixtlahuaca.

El principal rasgo que se puede apreciar es la influencia de la batería de pozos instalada al pie de la Sierra de Las Cruces para extraer agua destinada a la Ciudad de

México, lo que significa que el flujo proveniente de la Sierra en dirección al Valle ha sido interceptado por la batería de pozos, neutralizándose su influencia de recarga hacia la zona interna del valle. ⁽¹⁵⁾

Figura 5.15. Mapa de Isodescensos (1971-1976) y de Isopiezas (1996) de la región central del acuífero Valle de Toluca

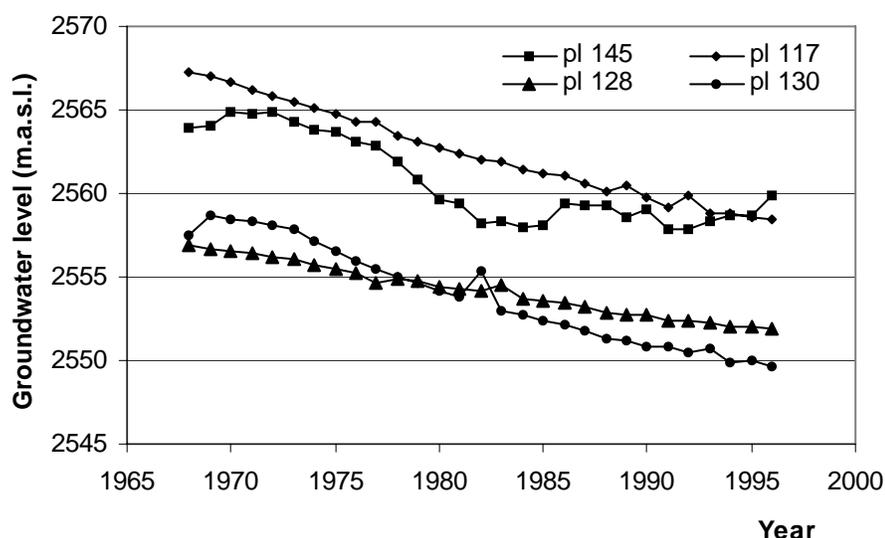


FUENTE: ESTELLER, (2002)

Para efectuar el estudio de la evolución temporal del nivel piezométrico en la zona lagunar se han elegido 4 puntos acuíferos (Gráfica 5.3), los cuales pertenecen a la red de observación que existe en el acuífero. La gráfica 5.3 muestra la evolución del nivel piezométrico en estos puntos para un periodo de tiempo comprendido entre 1968 - 1996. Se observa claramente el descenso gradual del nivel piezométrico por efecto del bombeo al que está sometido el acuífero y a la disminución de los caudales de recarga que procedían de los manantiales.

Por otra parte, en el caso del piezómetro pl 145, localizado en las proximidades de la primera laguna (Laguna del Almoloya) se aprecia una recuperación del nivel a partir de la década de los 80, lo cual está relacionado con la construcción del bordo DUMAC (construido en 1975 con financiación canadiense con objeto de conservar el ecosistema), que ha permitido cierta recarga hacia el acuífero. ⁽¹⁵⁾

Gráfica 5.3. Evolución negativa del nivel piezométrico en el acuífero Valle de Toluca entre 1968 y 1996



FUENTE: ESTELLER, (2002)

❖ **Disminución de la superficie de la zona lacustre**

El proceso y las políticas de explotación de los recursos hídricos subterráneos en la cuenca ha traído consigo que la extensión de la zona lacustre se haya ido reduciendo con los años (Tabla 5.13), pues los volúmenes de agua aportados por los manantiales han ido disminuyendo y, además, se ha producido un descenso generalizado del nivel piezométrico. Un ejemplo de esta disminución de la superficie de la zona lacustre, es la Laguna de Almoloya, la cual paso de tener una extensión de 24.3 km² en 1970 a 7.8 km² en 1989, aunque en la década de los 90 se ha producido una recuperación de su superficie gracias a la construcción de los bordos y así en 1995 esta laguna tuvo una extensión de 10.3 km².⁽¹⁵⁾

Tabla 5.13. Superficies de los cuerpos de agua (vasos) de la zona lacustre según varias referencias. Datos en Km²

Cuerpo de agua	SRH (1969)	Albores (1995) Datos 1960-1970	IPESA (1984) Lluvia - Estiaje	SARH (1986)
Laguna de Almoloya	29	24.3	33	12
Laguna de Tlaltizapan	40	25	19	26
Laguna de San Bartolo	32	10	34	25
TOTAL	101	59.3	86	63

FUENTE: ESTELLER, (2002)

❖ **Calidad del agua**

Un aspecto que es importante destacar es la calidad del agua de las lagunas, así como del propio río Lerma, aguas que se han ido deteriorando con el tiempo por efecto del vertido de aguas residuales de origen urbano e industrial, a lo cual se ha unido el efecto del descenso de los caudales. Esta merma de caudales y el deterioro de la calidad del agua ha dado lugar a una importante disminución de la vida lacustre, fluvial y ribereña que existía en la cuenca.

Actualmente, la zona de mayor concentración de las extracciones, corresponde a la batería del Sistema Lerma, ubicada a las faldas de la Sierra de Las Cruces; donde las extracciones han alcanzado los 441 Mm³ anuales y posteriormente se han reducido por deterioro del acuífero, hasta un orden de 126 Mm³.⁽²¹⁾

Este desequilibrio mantenido durante años ha provocado efectos negativos de diversa índole como son subsidencia, desecación de humedales y manantiales y disminución de caudales en ríos.⁽¹⁵⁾

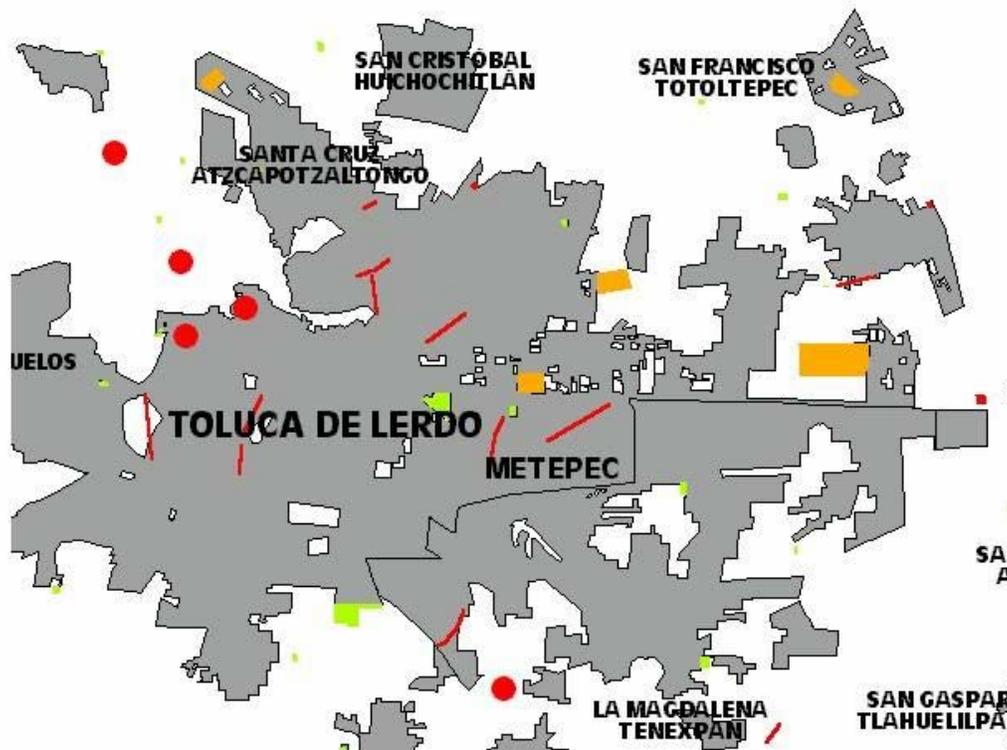
Algunos de estos daños se han observado en la cuenca superior del río de Lerma, que nace en el sureste del valle de Toluca a 2,600 msnm.

Los hundimientos producto de la subsidencia o consolidación por drenado del acuífero, han ocurrido en su mayoría de manera homogénea e inapreciable para la generalidad de los residentes en la zona de aprovechamiento; sin embargo, son ya diversas las evidencias de hundimientos y sus consecuencias, entre las que destacan.⁽¹⁰⁾

- La emergencia de los ademes con pozos en la zona de máximo aprovechamiento del Sistema Lerma, donde las bombas han llegado a emerger más de 50 cm – hasta 1.5 m.-, lo que constituye una pérdida irreversible de la capacidad de almacenamiento del acuífero.
- Grietas ubicadas en la zona urbana de la Ciudad de Toluca, así como en sus alrededores, zonas rurales donde afectan ejidos, terrenos, edificaciones, viviendas y vialidades (Figura 5.16).
- Afectaciones en el encauzamiento del Río Lerma, que por pérdida de pendiente ha reducido su capacidad hidráulica y originado remansos durante las avenidas extraordinarias, con áreas inundadas afectadas.

Las grietas han presentado un ancho de hasta 40 cm, mismas que han sido tapadas por los usuarios para reducir los riesgos.

Figura 5.16. Grietas originadas en la ciudad de Toluca por la sobreexplotación del acuífero



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.13. DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA DE LAS RESERVAS DE AGUA

Las principales fuentes de abastecimiento del área conurbada de Toluca, son los pozos de producción perforados en el acuífero (que aportan aproximadamente 93.3 Mm³ anuales) y los caudales desviados del acueducto Cutzamala (unos 25.224 m³ por segundo). El total es de unos 118 Mm³ anualmente.⁽²¹⁾

En años pasados se estudió el posible aprovechamiento de aguas pluviales de la cuenca, mediante su almacenamiento en la presa Ignacio Ramírez, por medio del tratamiento y encauzamiento de las corrientes ubicadas al Suroeste de la Ciudad de Toluca, pero hasta ahora eso es únicamente un proyecto sin ningún avance, y con diversos retos para su concreción (actualización técnica, rediseño, financiamiento, ordenamiento territorial de las cuencas involucradas y operación de un sistema de obras hidráulicas para su funcionamiento).

Por lo pronto la reserva se agota progresivamente como consecuencia del minado del acuífero y la situación es aún más difícil, al tomar en cuenta la dependencia del Valle de México, con respecto al Sistema Lerma.

Un criterio aplicado para el análisis de la disponibilidad de agua subterránea, fue una evaluación simplificada del balance de agua subterránea, por medio de su discretización radial y la estimación del efecto acumulado de los componentes de recarga, según el patrón piezométrico del acuífero. El criterio permite confirmar que las zonas donde se concentra la recarga, se encuentran en la planicie del Valle, mientras que en las partes altas de las Sierras circundantes, la infiltración es un fenómeno incipiente y no acumulado.

5.13.1. SISTEMA DE CAPTACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA DEL ACUÍFERO VALLE DE LERMA

Se localiza dentro de la cuenca del río Lerma, ubicado a lo largo del río Lerma y se tienen 230 pozos profundos, la extracción media anual es de 5.48 m³/s. Las aguas captadas en este Sistema, son conducidas a los municipios conurbados de la zona poniente del Valle de México y al Distrito Federal a través del túnel Atarasquillo-Dos Ríos, cuyo portal de salida se encuentra en el municipio de Huixquilucan. De este acueducto se entrega al Estado de México 1.0 m³/s y 4.48 m³/s para el Distrito Federal.
(35)

Es importante señalar que el acuífero Valle de Toluca se encuentra sobreexplotado, se estima una recarga de 336.8 Mm³ anuales y la extracción de 422.4 Mm³, por lo que es necesario reducir la explotación subterránea en esta región y recuperar el equilibrio hidrológico. El acuífero Ixtlahuaca-Atlacomulco presenta sobreexplotación de 89.0 Mm³, estimándose una recarga de 119 Mm³ y una extracción de 208 Mm³ ⁽²⁰⁾. Asimismo, es importante mencionar que para el aprovechamiento de este sistema el Gobierno del Estado de México y el entonces Departamento del Distrito Federal, ahora Gobierno del Distrito Federal, firmaron un convenio en el que se establecía que dicho sistema sería entregado sin costo al Gobierno del Estado de México una vez que el D. F. haya obtenido caudales provenientes de fuentes externas, situación que ya se está dando.

5.13.2. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO A LA ZONA CONURBADA DE TOLUCA

El abastecimiento a esta zona se logra a partir de los pozos profundos que se encuentran interconectados a la red de distribución y las aguas superficiales provenientes del Sistema Cutzamala, de donde se alimenta a la ciudad de Toluca, Lerma y Ocoyoacac con caudales de 788, 38 y 22 l/s, respectivamente. La derivación del Sistema Cutzamala se realiza a partir del tanque Pericos y llega al tanque de almacenamiento La Teresona, para que a partir de este último, se distribuya a la red de agua potable.

El volumen principal de agua suministrado se realiza a través de los diferentes Organismos Operadores Municipales, los cuales operan independientemente y extraen los caudales de agua del acuífero por medio de pozos profundos, en la actualidad se tiene estimado que en total se extraen 3,439 l/s, para el abastecimiento de ésta región. Los volúmenes extraídos por los pozos profundos, son descargados directamente a la

red de distribución. En total la oferta de agua para la zona conurbada de Toluca es de 4,287 l/s, de los cuales 848 l/s son entregados por la federación y el resto por los municipios.⁽¹⁰⁾

5.14. DEFINICIÓN DE LAS ZONAS DONDE ES APLICABLE LA RECARGA ARTIFICIAL

El objeto de delimitar una zona para aplicar la recarga artificial, consiste en identificar y delimitar una porción del terreno que cumpla con una serie de condiciones, a fin de garantizar el correcto suministro de agua al subsuelo, en la cantidad y calidad adecuada, a un costo razonable y con el mínimo posible de conflictos sociales con los pobladores de la región. Para cumplir con este objetivo, el análisis se debe de basar en ciertas premisas a saber: ⁽¹⁰⁾

- Que el proyecto sea técnicamente viable
- Que sea económicamente factible
- Que sea legalmente posible
- Que sea ambientalmente sostenible y
- Que sea socialmente aceptable

Para el presente trabajo solo se explora la posibilidad de que el proyecto sea técnicamente viable, aunque de manera indirecta se tiene conocimiento de que, si se estudian a fondo, las otras características pueden ser cubiertas o resueltas de manera favorable al proyecto. Para satisfacer los criterios anteriores, el análisis deberá de realizarse de manera jerarquizada, de forma tal que conforme se va verificando el cumplimiento de cada uno de los criterios anteriores, se vayan descartando aquellas áreas que no cumplen con el criterio. Para verificar el cumplimiento de cada criterio se debe de tomar cuenta muchos factores, los que podemos agrupar de la siguiente manera: ⁽¹⁰⁾

- Características del medio físico
- Características del sistema hidrológico
- Características del comportamiento hidráulico
- Características de la calidad del agua
- Características del entorno social

5.14.1. CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO FÍSICO

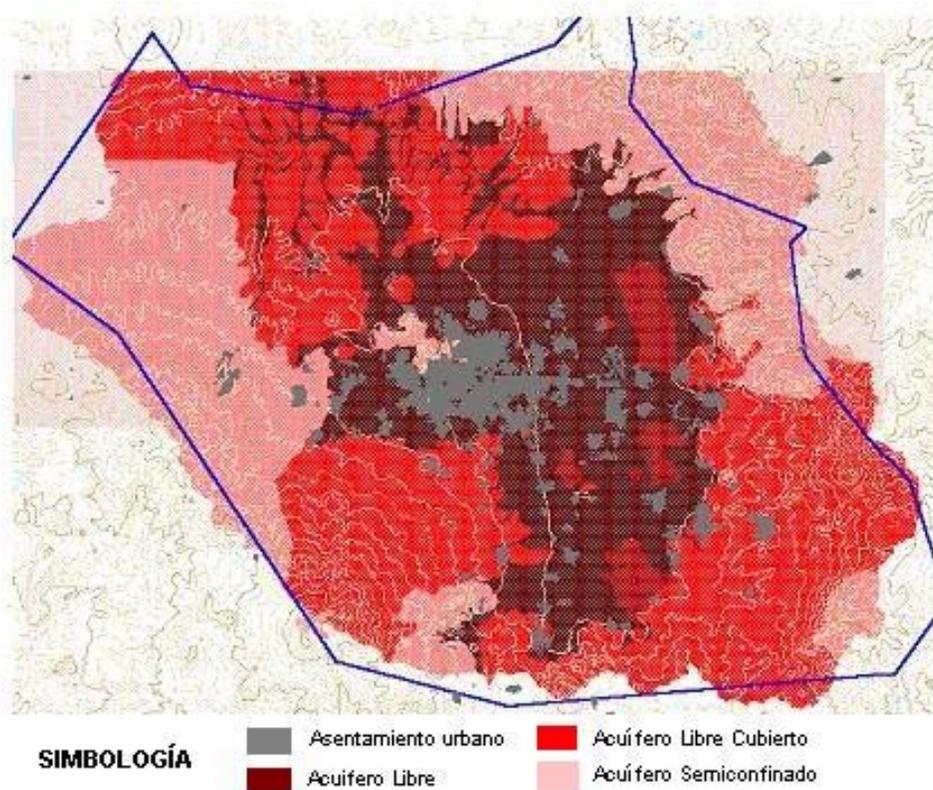
Dentro de las características del medio físico que permiten definir las mejores condiciones para el emplazamiento de la zona de reserva tenemos: ⁽⁹⁾

- La capacidad de los materiales geológicos para el almacenamiento de agua subterránea,
- El espesor de la zona saturada de agua subterránea,

- La condición hidrogeológica o nivel de confinamiento del acuífero,
- La distribución espacial de las unidades hidrogeológicas, y
- La vulnerabilidad intrínseca del acuífero a la contaminación.

Los primeros elementos a tomar en cuenta para la toma de decisiones sobre el sitio más favorable para la localización de una planta de recarga artificial son sin lugar a dudas las características del medio físico, ya que de ellas depende la existencia o no de las condiciones para la adecuada absorción y suministro del agua para recarga hacia el acuífero sin tener problemas relacionados con el status geohidrológico de la zona.

Figura 5.17. Representación del Tipo de Acuífero



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

- **Condición del acuífero**

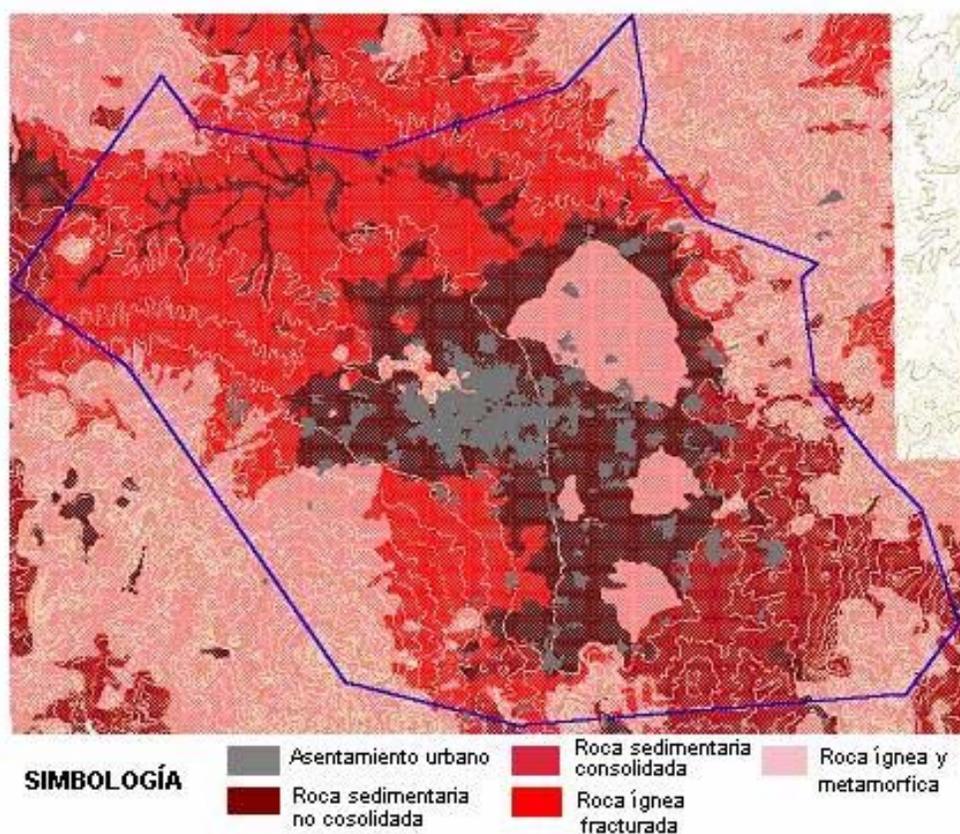
El volumen de agua, por unidad de superficie de acuífero, que se extrae o almacena en el acuífero al producirse una variación de la carga hidráulica, en el caso de los acuíferos libres es generado en su mayoría por el volumen cedido cuando el almacenamiento es drenado por gravedad y sólo una pequeña parte del volumen de agua proviene de la compresión del esqueleto sólido del acuífero y de la expansión del agua. Por otro lado, el nivel freático en acuíferos libre generalmente se encuentra cerca de la superficie del terreno, por lo que es fácilmente accesible. Por lo que la condición o

tipo de acuífero es un factor importante desde el punto de vista de la factibilidad técnica para el aprovechamiento del agua subterránea.

- ***Distribución espacial de las unidades hidrogeológicas***

Las propiedades hidrodinámicas de las formaciones geológicas con presencia de poros, fracturas, fisuras y/o conductos de disolución; permiten evaluar la velocidad del agua, su presión y posición en cualquier punto del medio poroso. En función de estas propiedades puede o no facilitar la recarga de agua al acuífero.

Figura 5.18. Litología del acuífero Valle de Toluca

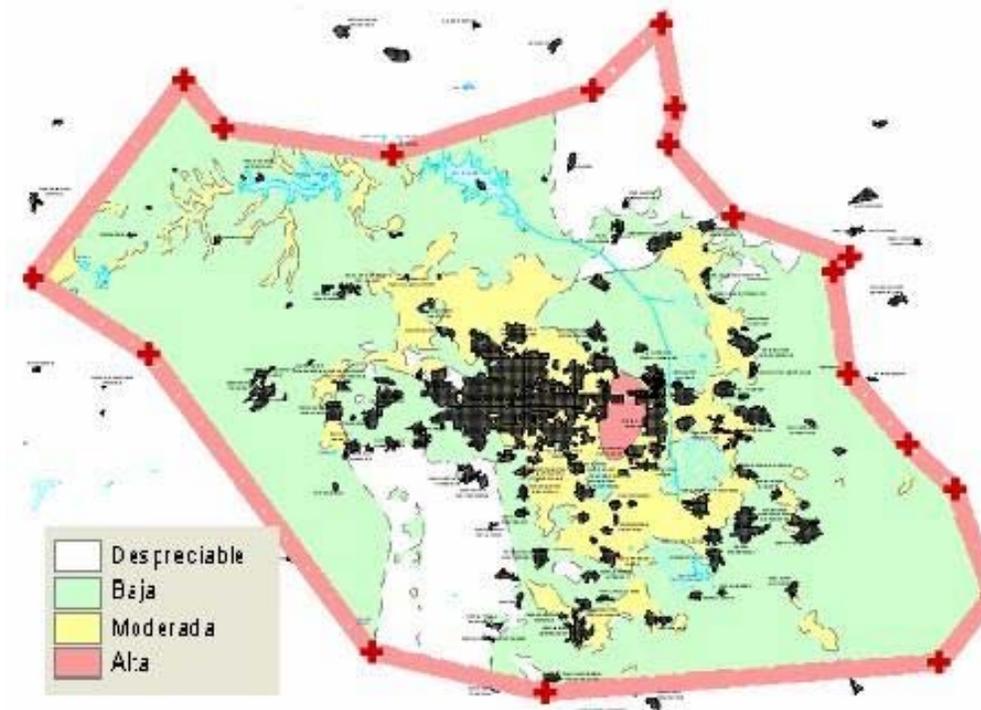


FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

- ***La vulnerabilidad intrínseca del acuífero***

La vulnerabilidad a la contaminación de un acuífero está representada por las características intrínsecas que determinan la susceptibilidad de un acuífero a ser adversamente afectado por una carga contaminante. Esta vulnerabilidad es una función de la inaccesibilidad, desde el punto de vista hidráulico, de la zona saturada, a la penetración de un agente contaminante; y de la capacidad de atenuación de los estratos localizados por encima de la zona saturada, que actúan para retener físicamente y reaccionar químicamente con los agentes contaminantes.

Figura 5.19. Vulnerabilidad intrínseca del acuífero Valle de Toluca



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

5.14.2. CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA HIDROLÓGICO

El sistema hidrológico del Valle de Toluca se caracteriza a partir de los siguientes aspectos: ⁽¹⁰⁾

- La ubicación y distribución de las zonas de recarga,
- La localización de las zonas de descarga natural de agua en los ecosistemas,
- La distribución de los cuerpos de aguas superficiales,
- La ubicación de las zonas de explotación intensiva de aguas subterráneas, y
- La disponibilidad de agua superficial y subterránea.

La hidrología de la zona que se analiza, para tomar decisiones sobre el sitio para la ubicación de la planta de recarga, es importante para conocer la capacidad de renovación del agua y la disponibilidad relativa de la misma. En la medida en que el agua sea renovada, con mayor frecuencia se dispondrá de una planta de recarga artificial más confiable y sostenible en el largo plazo; por otro lado la presencia de cuerpos de agua aprovechables permita hacer un manejo más eficiente del recurso.

- ***La ubicación y distribución de las zonas de recarga***

En la medida en que las zonas de recarga se localicen cerca de la planta de recarga, la oportunidad de la renovación del agua será mayor, lo cual resulta benéfico desde el punto de vista de la calidad y cantidad de agua que puede extraerse en el largo plazo de la zona de reserva propuesta.

- ***Localización de las zonas de descarga natural***

Al ubicar la planta de recarga cerca de salidas naturales, dígase ríos, arroyos o manantiales, representa la posibilidad de captar estas trayectorias de flujo de agua subterránea en condiciones no alteradas. No obstante es necesario aclarar que en aquellos casos en que estas salidas naturales deban de preservarse porque se les considera comprometidas con el ecosistema y con otros usuarios aguas abajo, en cuyo caso el uso de este índice resultaría negativo.

- ***Disponibilidad del agua superficial y subterránea***

Al comparar entre varios acuíferos para decidir el sitio más favorable para la localización de una planta de recarga, uno de los factores decisivos es la disponibilidad de agua, ya que entre más agua superficial y subterránea disponible tenga un acuífero determinado, la nueva fuente de agua será mas sostenible y tendrá menos problemas para su operación.

5.14.3. CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

Para caracterizar el comportamiento hidráulico se deben de tomar en cuenta los siguientes factores: ⁽⁹⁾

- Las direcciones del flujo de agua subterránea,
- Las cotas o elevaciones del nivel estático en el agua subterránea,
- La profundidad a que se encuentran los niveles del agua subterránea,
- La distribución de la conductividad hidráulica en el acuífero.

El análisis del comportamiento hidráulico del área donde se pretende establecer una planta de recarga artificial es muy importante, ya que nos permitirá identificar los sitios que presentan limitaciones debido a fronteras hidráulicas, la profundidad a que se encuentra el agua, las variaciones de los niveles estáticos, etc. a fin de seleccionar la zona que presente las mejores condiciones.

- ***Las trayectorias del flujo de agua subterránea***

El movimiento del agua subterránea es generalmente lento desde varios centímetros por día hasta varios metros por día, en función de la permeabilidad de los materiales del subsuelo y de los gradientes hidráulicos.

- **La presencia de fronteras hidráulicas**

Las fallas geológicas y contactos geológicos con materiales de muy baja conductividad hidráulica limitan la circulación del agua subterránea, sirviendo como barrera o frontera para la expansión. Aunque es prudente apuntar que existen fisuras o fronteras que facilitan la entrada del agua al acuífero, y pueden ser aprovechadas para nuestro propósito.

- **La conductividad hidráulica**

La facilidad con que el agua se puede desplazar a través de un medio poroso depende de la conductividad hidráulica de este medio, factor determinante en la velocidad de circulación del agua en el subsuelo y por ende en la posibilidad de renovación del agua en el entorno de las fuentes de abastecimiento: La magnitud de la conductividad hidráulica esta directamente relacionada con la profundización de los niveles dinámicos durante el bombeo de los pozos y en la amplitud de los conos de abatimiento por el bombeo.

5.14.4. CARACTERÍSTICAS DE LA CALIDAD DEL AGUA DISPONIBLE (DE ORIGEN PLUVIAL O CORRIENTES SUPERFICIALES)

Dentro de las características que definen a la calidad del agua y que podrían modificarla en el futuro tenemos: ⁽²⁵⁾

- La calidad natural del agua subterránea,
- La calidad del agua de recarga,
- La presencia de actividades potencialmente contaminantes,
- El comportamiento geoquímico o interacción agua-roca, y
- El riesgo de contaminación del agua.

Indudablemente que la calidad del agua de recarga es un factor decisivo para el establecimiento de una planta de recarga artificial, dicha agua debe cumplir con las normas mínimas establecidas para garantizar que el agua suministrada al acuífero no afecte la calidad de la que contiene el mismo, evitando posibles daños en el futuro. Se requiere analizar estas características para evitar la recarga de agua contaminada o evitar en la medida de lo posible que la planta de recarga proyectada se encuentre cerca de zonas en donde la posibilidad de contaminación de agua sea alta debido a la presencia de actividades potencialmente contaminantes.

- **La calidad natural del agua subterránea**

El agua subterránea por naturaleza propia presenta generalmente buena calidad, en la mayoría de los casos no se requiere ningún tratamiento previo para cumplir con las normas de calidad para consumo humano. En la medida que el contenido de sales en el agua subterránea es menor, es indicativo que se trata de agua

que tiene poco tiempo de residencia en el subsuelo, debido a una rápida circulación o a una reciente infiltración. En cualquier caso el bajo contenido de sales en el agua subterránea, aparte de hacerla más favorable para el consumo humano, nos refleja una renovación favorable para la ubicación de nuevas fuentes de abastecimiento de agua.

- ***La calidad del agua de recarga***

Es muy importante vigilar la calidad del agua de recarga ya que si no es “compatible” con el agua que contiene el acuífero se pueden presentar reacciones que afectarían en mayor o menor medida el agua que se extraerá de los pozos en el futuro.

En el presente trabajo se tiene contemplado utilizar dos fuentes de abastecimiento principales: *agua pluvial* (agua de lluvia canalizada a la planta de recarga) y *agua de fuentes superficiales naturales* (escurrimientos, dígame arroyos y ríos, cuya calidad de agua sea adecuada). La razón de utilizar estas fuentes es que el agua proveniente de ellas no tiene un grado alto de contaminación y de manera natural el acuífero podría recibirla.

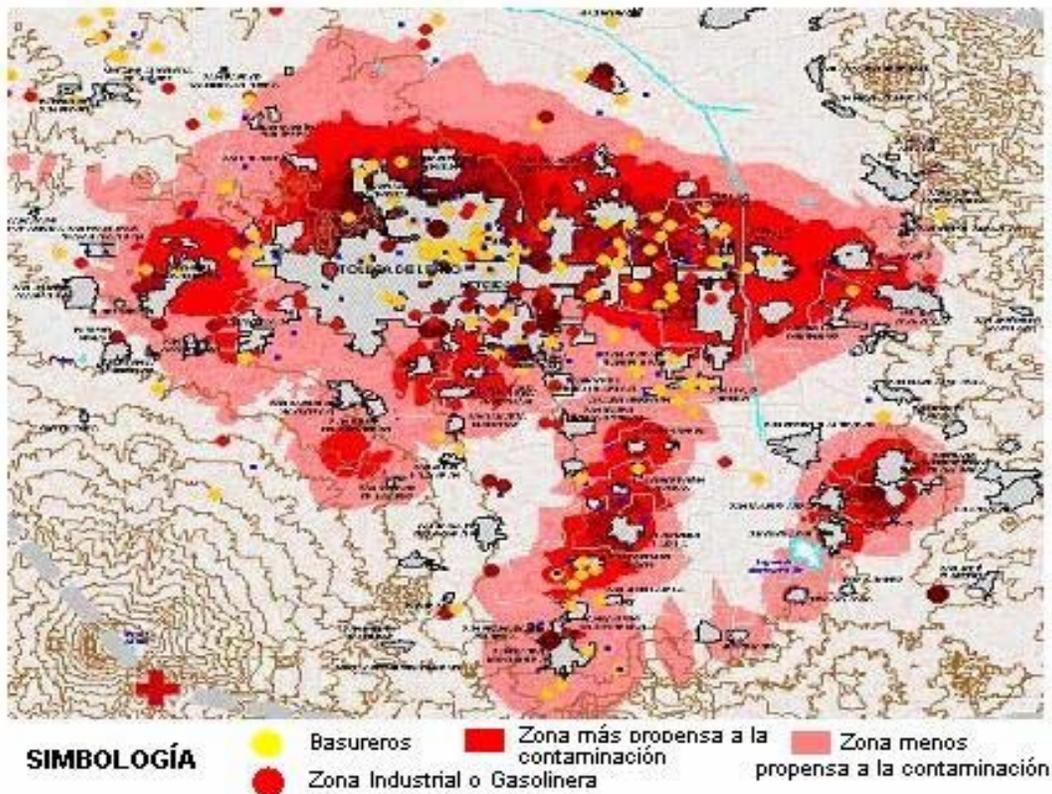
Si la calidad del agua que nos proporcionará alguna de las dos fuentes contempladas no cumpliera con las normas mínimas de calidad, se le puede dar un tratamiento primario. La razón por la que no se tiene programado la utilización de aguas residuales en este proyecto, es que el tratamiento que se le debe dar a éstas debe ser a nivel secundario, terciario, y en algunos casos hasta avanzado, lo que se traduce en un costo de operación muy elevado, ya que si no se implementan instalaciones adicionales dentro de la planta de recarga para dicho fin, se tendría que pagar por este servicio. Sin embargo, no se descarta la posibilidad de reutilizar esta agua si resulta más barato su tratamiento en comparación con el precio que hay que pagar por agua limpia natural mediante el cobro que impone el Gobierno Federal por el uso o aprovechamiento de la fuente de agua, o la tarifa que impone los gobiernos municipales al utilizar su red de distribución de agua potable.

- ***Presencia de actividades potencialmente contaminantes***

La ubicación de una planta de recarga artificial cerca de actividades potencialmente contaminantes, aún cuando no se haya presentado ningún evento de contaminación, representa un alto riesgo para el futuro de las fuentes de abastecimiento.

En la medida en que nos alejamos de estas instalaciones donde se realizan actividades potencialmente contaminantes, este riesgo se minimiza, no porque no se pueda presentar un evento contaminante, sino porque sus efectos serán menores en función de la distancia.

Figura 5.20. Fuentes potenciales de Contaminación del acuífero



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003)

- **Riesgo de contaminación del acuífero**

Con la presencia de las actividades humanas siempre existe la probabilidad de que el agua subterránea se contamine por arriba de los límites establecidos en las normas de calidad del agua, por los desechos que genera toda actividad humana. El hecho de que este riesgo pueda convertirse en una seria amenaza a las fuentes de abastecimiento dependerá de la movilidad de los contaminantes dentro del acuífero y de la capacidad de atenuación de los efectos contaminantes por el subsuelo.

5.14.5. CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO SOCIAL

Todo análisis para la selección del sitio para el emplazamiento de nuevas instalaciones de agua, ya sea de abastecimiento o de recarga artificial como en nuestro caso, debe basarse en un análisis del entorno social y político, ya que se trata de un asunto que concierne y afecta la vida de un gran número de personas. En la vida real, los problemas de demanda y falta de agua se nos presentan como un conjunto de detalles: personalidades, grupos de interés, demandas retóricas, presupuestos, ordenamientos legales, trámites burocráticos, actitudes ciudadanas, entre otros.

El entorno social, incluyendo los aspectos legales, se puede caracterizar a partir de los siguientes aspectos: ⁽²²⁾

- La ubicación actual de las zonas de demanda de agua,
- La distribución de las zonas de crecimiento urbano a futuro,
- El uso potencial del suelo,
- El uso actual del suelo,
- La localización de las zonas de veda para el aprovechamiento del agua, y
- El acceso y distribución de las vías de comunicación.

5.14.6. ZONAS FAVORABLES PARA UN PROYECTO DE RECARGA ARTIFICIAL

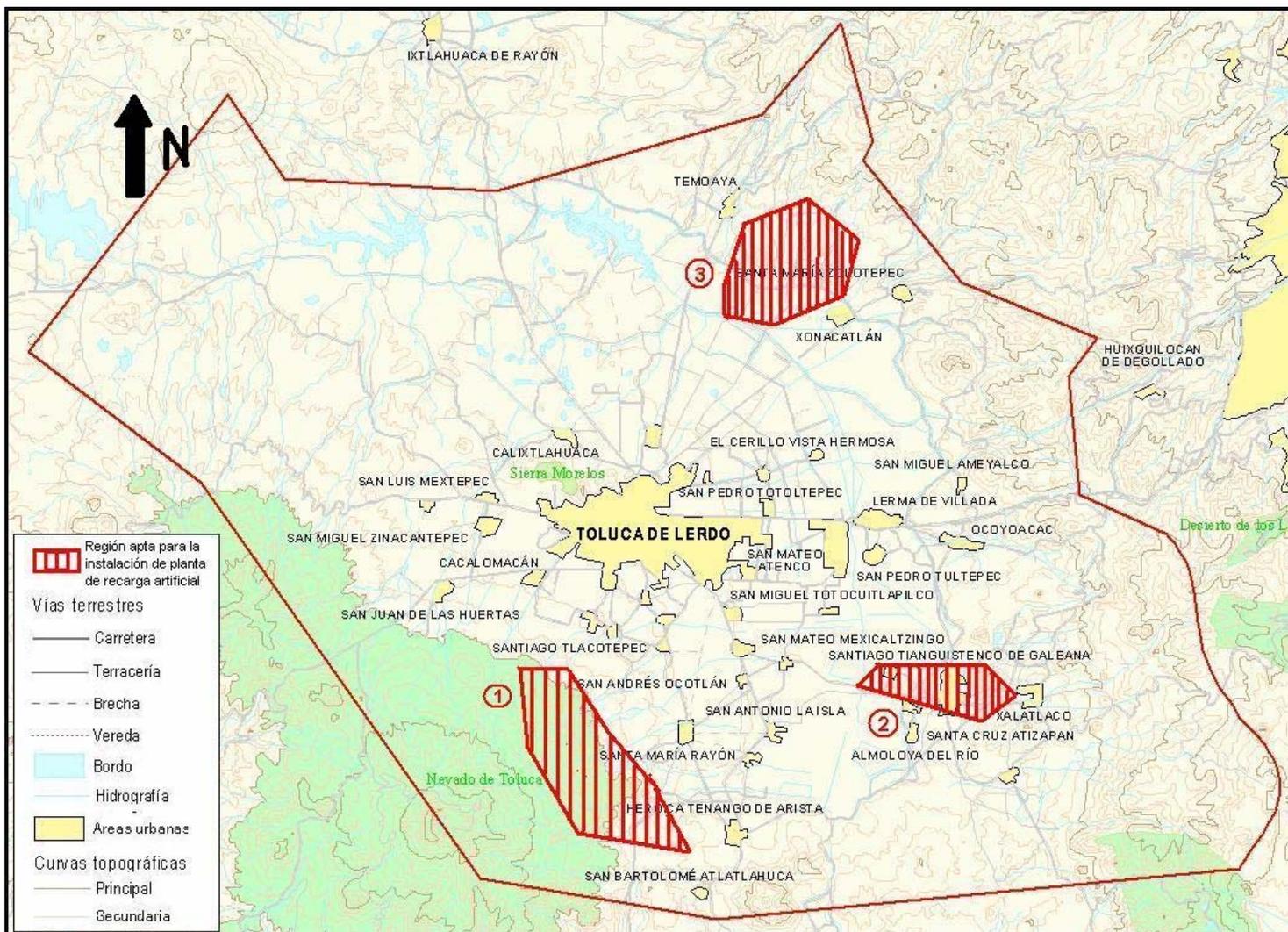
Una vez que se analizaron los distintos factores que se mencionaron anteriormente, se llegó a la determinación de las zonas que son más favorables para establecer plantas de recarga artificial. Dichas zonas o regiones se ilustran en la Figura 5.21 y las identificaremos de la siguiente forma:

❖ ***Región 1 : Nevado de Toluca***

❖ ***Región 2 : Santiago Tianguistenco***

❖ ***Región 3 : Santa María Zolotepec***

Figura 5.21. Regiones favorables en el Valle de Toluca para el proyecto de recarga artificial



FUENTE: Comisión Nacional del Agua, (2003). Modificado por el autor

Tabla 5.14. Características del Medio Físico de las Regiones propuestas del V. de Toluca para Recarga Artificial.

Región	Características
Nevado de Toluca	<p>Esta región es la más favorable para la instalación de una planta de recarga artificial. Esta unidad esta compuesta por tobas, piroclásticos, lavas y aglomerados de composición andesítica y andesítica-basáltica. En general las tobas y los flujos de piroclastos se observan sueltos o medianamente consolidados, las lavas y aglomerados están afectados por sistemas de fracturas espaciadas. En general presentan altas permeabilidades, por lo que funcionan como zonas de recarga a los acuíferos de la planicie, es más, representa al área de recarga más importante por la extensión de sus afloramientos, su posición topográfica, alta permeabilidad de sus materiales y por la generosa precipitación pluvial que llega a los 1,000 mm/año.</p> <p>Cabe mencionar que principalmente las faldas del Nevado de Toluca funcionan como acuífero libre cubierto o zonas de recarga. En cuanto a su litología es importante mencionar que esta zona está compuesta principalmente por rocas fracturadas de origen ígneo, lo que facilita el movimiento del agua hacia el acuífero.</p> <p>Por otro lado, dada su situación geográfica, la zona del Nevado de Toluca goza de una vulnerabilidad a la contaminación prácticamente nula ya que las zonas industriales más cercanas se localizan a varios kilómetros de la zona propuesta.</p>
Santiago Tianguistenco	<p>En su mayoría esta compuesta por la formación Chichinautzin, puede correlacionarse con los derrames de basalto y conos cineríticos. Consisten de basaltos compactos y negros intercalados con materiales escoriacios y fracturados. También existen depósitos lacustres que en general presentan permeabilidad de media a alta. Los conos volcánicos se identifican con mucha facilidad por su morfología, sus laderas poco erosionadas y la presencia de bosque denso. Las tobas y cenizas están sin consolidar. Ambas unidades son muy permeables y representan zonas de recarga a los acuíferos de la planicie.</p> <p>Esta zona funciona como acuífero libre debido a que se encuentra en la parte central de la cuenca hidrológica. En cuanto a su litología cabe mencionar que la zona esta compuesta por roca ígnea y sedimentaria no consolidada, lo que permite que el agua se desplace con relativa facilidad a través del acuífero.</p> <p>Finalmente, por su situación geográfica y condición litológica, la vulnerabilidad a la contaminación es media, debido también a los asentamientos semiurbanos localizados en la zona. Aunque no existen industrias que representen un riesgo alto para el proyecto.</p>
Santa María Zolotepec	<p>Está compuesta por tobas, flujos de piroclastos, horizontes de pómez, aglomerados, gravas volcánicas y capas delgadas de pómez, lavas de composición principalmente andesítica y aluviones antiguos constituidos por gravas, arenas y limos. En general las lavas y aglomerados presentan escaso fracturamiento, los piroclastos y tobas manifiestan mediana consolidación, mientras que los horizontes de pómez y aluviones la consolidación varía de nula a media. Sus afloramientos se hallan constituidos por rocas ígneas. Los aluviones antiguos se localizan en el subsuelo, en la periferia del valle en su porción meridional. La heterogeneidad de sus materiales hace variar su permeabilidad en un rango muy amplio, pero en general se considera de buena a alta y de hecho representa un buen acuífero.</p> <p>Esta zona del valle de Toluca funciona como acuífero libre en las zonas bajas y como acuífero libre cubierto en las faldas de las serranías. En cuanto a su litología se puede decir que la zona está compuesta por roca ígnea fracturada y roca sedimentaria no consolidada por lo que el agua recargada podrá desplazarse a una velocidad muy aceptable a través del acuífero.</p> <p>Finalmente, por su localización geográfica, la vulnerabilidad a la contaminación es baja a despreciable, debido a que es una zona topográficamente irregular, y en las planicies solo existen asentamientos rurales. Las industrias son inexistentes.</p>

Tabla 5.14. Características del Sistema Hidrológico de las Regiones propuestas del V. de Toluca para Recarga Artificial.

Región	Características
Nevado de Toluca	<p>Dado su nivel topográfico por encima del nivel de saturación, las zonas de recarga se encuentran prácticamente en el área en donde se pretende realizar la planta de recarga, lo que sin duda facilitará el proceso de recarga del acuífero. Además la composición geológica (mencionada anteriormente) de los materiales que la conforman, permitirán que el agua no se estanque por mucho tiempo en los estanques de recarga, haciendo constante el ciclo de recarga.</p> <p>En esta región existen muchos escurrimientos superficiales de caudal variable: riachuelos, arroyos y algunos manantiales, lo que podría abastecer los estanques de infiltración, esto quiere decir que en esta región la alternativa más viable es la de estanques de recarga con agua de escurrimientos superficiales y pluviales.</p> <p>La disponibilidad de agua superficial en esta región es alta, debido a la cantidad de escurrimientos superficiales existentes y a la constante renovación de este recurso dado el clima de la zona (semifrío subhúmedo con lluvias en verano).</p>
Santiago Tianguistenco	<p>La recarga de agua será directa, debido a la condición de acuífero libre, sin embargo, por la misma razón se deberá tener más cuidado con la calidad del agua de recarga. Por la ubicación geográfica (en la parte más baja de la cuenca) y la situación de sobreexplotación en la zona, el proceso de recarga será inmediato.</p> <p>Existen algunos escurrimientos superficiales en la zona, sin embargo la calidad del agua de los mismos no es la mejor debido a la existencia de algunas industrias y áreas semiurbanas que esporádicamente vierten desechos y basura en ellos. La alternativa más viable es la de estanques de recarga “temporales” con agua de origen pluvial. Sin embargo, debido al clima de la zona (templado subhúmedo), las lluvias se presentan de manera más o menos constante en la zona, por lo que la planta funcionaría mientras se presenten lluvias para renovar los volúmenes de los estanques de infiltración.</p> <p>Si se desea que la planta funcione permanentemente, se tendrán que elaborar estudios de calidad en los escurrimientos superficiales de la zona para saber si es viable que la planta sea abastecida con agua proveniente de dichos escurrimientos, o utilizar agua tratada que cumpla con dichos estándares, sin embargo, esta última alternativa resultaría más costosa por el tratamiento del agua previo a su infiltración.</p>
Santa María Zolotepec	<p>Debido a su ubicación geográfica y nivel topográfico por encima del nivel de saturación, las zonas de recarga se encuentran prácticamente en el área en donde se pretende realizar la planta de recarga, lo que sin duda facilitará el proceso de recarga del acuífero. Además la composición geológica ya mencionada de los materiales que la conforman, permitirán que el agua no se estanque por mucho tiempo en los estanques de recarga, haciendo constante el ciclo de recarga.</p> <p>En esta región hay escurrimientos superficiales de caudal variable como riachuelos y arroyos, los cuales podrían abastecer los estanques de infiltración, esto quiere decir que en esta región la alternativa más viable es la de estanques de recarga con agua de escurrimientos superficiales y pluviales.</p> <p>La disponibilidad de agua superficial en esta región es alta, por la cantidad de escurrimientos superficiales existentes y a la constante renovación de este recurso dado el clima (templado subhúmedo con lluvias en verano).</p>

Tabla 5.15. Comportamiento Hidráulico de las Regiones propuestas del V. de Toluca para Recarga Artificial.

Región	Características
Nevado de Toluca	<p>Tipo de Acuífero: Libre Cubierto Profundidad del Nivel Estático: 100 m en promedio (debido a las condiciones topográficas del Nevado de Toluca) Espesor del Acuífero: 180 m Transmisividad: 20 a 30 X 10⁻³ m²/seg Coeficiente de Almacenamiento: 0.003 en promedio Gradiente Hidráulico: 0.020 a 0.030 Conductividad Hidráulica: 3.0 a 4.0 m/día Precipitación media anual: 1000 mm (periodo intenso de lluvia de mayo a noviembre, estiaje de diciembre a abril) Temperatura media anual: 5 °C Evaporación media anual: 800 mm en promedio</p>
Santiago Tianguistenco	<p>Tipo de Acuífero: Libre Profundidad del Nivel Estático: 60 m en promedio Espesor del Acuífero: 110 m Transmisividad: 200 a 250 X 10⁻³ m²/seg Coeficiente de Almacenamiento: 0.005 en promedio Gradiente Hidráulico: 0.005 a 0.012 Conductividad Hidráulica: 4.0 a 5.0 m/día Precipitación media anual: 800 mm (periodo intenso de lluvia de junio a septiembre, estiaje de noviembre a abril) Temperatura media anual: 13 °C Evaporación media anual: 1450 mm en promedio</p>
Santa María Zolotepec	<p>Tipo de Acuífero: Libre Cubierto Profundidad del Nivel Estático: 90 m en promedio (debido a las condiciones topográficas de Imerío) Espesor del Acuífero: 150 m Transmisividad: 40 a 50 X 10⁻³ m²/seg Coeficiente de Almacenamiento: 0.009 en promedio Gradiente Hidráulico: 0.007 a 0.012 Conductividad Hidráulica: 5.5 a 6.5 m/día Precipitación media anual: 900 mm (periodo intenso de lluvia de mayo a octubre, estiaje de noviembre a abril) Temperatura media anual: 13.5 °C Evaporación media anual: 1600 mm en promedio</p>

Tabla 5.16. Características de la Calidad del Agua de las Regiones propuestas del Valle de Toluca para Recarga Artificial.

Región	Características
Nevado de Toluca	La calidad del agua subterránea es buena debido al proceso de filtrado natural por el que pasa el agua a través de las capas del subsuelo, además por la condición topográfica de la región el recorrido del agua que se infiltra es mayor lo que mejora el proceso de purificación. La calidad actual del agua superficial es buena debido a que en la zona no existen asentamientos humanos de consideración, además la no existencia de industrias cerca de la región hace que el agua subterránea y de recarga no corran riesgo de contaminación.
Santiago Tianguistenco	La calidad del agua subterránea es buena, sin embargo, debido a los asentamientos urbanos (tiraderos de basura en algunas zonas) y la instalación de industrias en los últimos años, dicha calidad podría verse deteriorada si no se previene la contaminación del suelo y las áreas de recarga. La calidad del agua superficial es media (dígase ríos y arroyos) debido a que algunos vecinos de la región tiran basura en las corrientes superficiales.
Santa María Zolotepec	La calidad del agua subterránea es buena, La calidad del agua superficial es buena ya que en la zona existen pocos asentamientos humanos (pequeños poblados), no existen industrias cerca de la región por lo que el agua subterránea y de recarga no corran riesgo de contaminación.

Tabla 5.17. Características del Entorno Social de las Regiones propuestas del Valle de Toluca para Recarga Artificial.

Región	Características
Nevado de Toluca	La zona es considerada como reserva ecológica y debido a las condiciones climáticas no existen asentamientos humanos de consideración. Por la condición de reserva ecológica el suelo no tiene ningún uso específico, la existencia de bosques en la zona hace más favorable la filtración del agua de recarga. En general el acceso a la zona es fácil, a través de caminos de terracería y sólo en algunas zonas es difícil acceder debido a la vegetación. No existe la presencia de grupos sociales que alteren el proyecto y funcionamiento de la planta de recarga.
Santiago Tianguistenco	En la zona existen poblaciones semi-urbanas, por lo que existe demanda media de agua, sin embargo, la tendencia poblacional apunta a que en un mediano plazo la mancha urbana podría extenderse hasta esta región. Actualmente el suelo se utiliza principalmente para el cultivo y en algunas zonas para el pastoreo. La región está dividida en ejidos y parcelas (con dueños particulares), aunque existen zonas que aún son propiedad del Estado. En general la zona está bien comunicada por caminos pavimentados y de terracería. Existen diversos grupos sociales, aunque ninguno presenta grandes problemas u obstáculos para el proyecto y funcionamiento de la planta de recarga.
Santa María Zolotepec	En la zona existen poblaciones rurales, por lo que existe demanda media de agua, y el crecimiento poblacional es bajo. Actualmente el suelo se utiliza principalmente para el cultivo y en algunas zonas para el pastoreo. La región está dividida en ejidos y parcelas, pero existen zonas que aún son propiedad del Estado. La zona está bien comunicada por caminos pavimentados y de terracería. Existen algunos grupos sociales en la zona, y ninguno presenta problemas para el proyecto y funcionamiento de la planta de recarga.

5.15. POSIBLES SISTEMAS DE RECARGA APLICABLES

De toda la gama de procedimientos o sistemas de recarga explicados en el capítulo 4, existen varios que podrían emplearse en el acuífero Valle de Toluca, tanto superficiales (represas, fosas y sistemas de canales y surcos) como en profundidad (pozos de inyección, drenes, galerías y zanjas), sin embargo, por su bajo costo de construcción y mantenimiento se han elegido los *sistemas de recarga consistentes en estanques de infiltración*.

A continuación se mencionan los sistemas de recarga para cada una de las regiones mencionadas para tal fin:

❖ **Región I: Nevado de Toluca**

En esta región existen muchos escurrimientos superficiales de caudal variable: riachuelos y algunos manantiales, los que podría abastecer los estanques de infiltración, esto quiere decir que en esta región la alternativa más viable es la de *estanques de recarga alimentados con agua de escurrimientos superficiales y pluviales*, dependiendo de la época del año (ver croquis de planta de recarga, Figura 5.22).

❖ **Región II: Santiago Tianguistenco**

Existen algunos escurrimientos superficiales en la zona, sin embargo la calidad del agua de los mismos no es la mejor debido a la existencia de algunas industrias y áreas semiurbanas que esporádicamente vierten desechos y basura en ellos. La alternativa más viable es la de estanques de recarga “temporales” con agua de origen pluvial. Sin embargo, debido al clima de la zona (templado subhúmedo), las lluvias se presentan de manera más o menos constante en la zona, por lo que la planta funcionaría mientras se presenten lluvias para renovar los volúmenes de los estanques de infiltración. Si se desea que la planta funcione permanentemente, se tendrán que elaborar estudios de calidad en los escurrimientos superficiales de la zona para saber si es viable que la planta sea abastecida con agua proveniente de dichos escurrimientos, o utilizar agua tratada que cumpla con dichos estándares, sin embargo, esta última alternativa resultaría más costosa por el tratamiento del agua previo a su infiltración (ver Figura 5.22).

❖ **Región III: Santa María Zolotepec**

En esta región existen muchos escurrimientos superficiales de caudal variable: riachuelos, arroyos y algunos manantiales, lo que podría abastecer los estanques de infiltración, por lo que en esta región lo más conveniente es la *construcción de estanques de recarga con agua de escurrimientos superficiales y pluviales* (ver Figura 5.22).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones que a continuación se exponen se desprenden del trabajo que a lo largo de esta tesis se ha venido desarrollando y representa el resultado de la investigación teórica sobre aprovechamiento de agua subterránea y recarga artificial de acuíferos, aplicado en un problema real de sobreexplotación de agua subterránea en el Valle de Toluca:

- La perforación y construcción de pozos exitosos puede evaluarse en términos de dos referencias, en un lapso inmediato y de largo plazo. La primera puede considerar: caudal obtenido, cantidad de energía utilizada durante el proceso, abatimiento, y calidad fisicoquímica del agua. En el largo plazo se deben examinar las variables anteriores dentro de los límites relacionados con el funcionamiento de los sistemas de agua subterránea que se intenta captar.
- La fase más importante en cualquier proyecto de extracción de agua subterránea, y por supuesto, en uno de recarga artificial, es la exploración. Lo anterior implica que el usuario tendrá que realizar una inversión para que, por medio de conocimientos y criterios geológicos, geofísicos e hidrológicos, un especialista marque la localización del lugar más apto para la perforación de pozos de extracción o plantas de recarga. Lo anterior debido a que es muy elevado el costo monetario de la perforación y todas las labores relacionadas con el proyecto.
- Las acciones de perforación o excavación, diseño, construcción, desarrollo y operación de cada pozo o foso de recarga deberán supervisarse con un control estricto de la toma y manejo de datos de alta calidad que permita la toma de decisiones, por lo que la perforista, constructora o empresa encargada deberá tener la suficiente capacidad técnica para comprender la importancia de una correcta toma de datos, y las implicaciones en caso de que no se realicen de esa manera.
- La empresa y su personal, además de conocer la región de trabajo, deberá contar con alta calidad en equipo y capacidad, en el nivel de capacitación del personal en la consecución de resultados exitosos, tanto en perforación de pozos como en la construcción de plantas de recarga artificial. El personal deberá comprobar un nivel suficiente de capacitación, experiencias anteriores exitosas, manejo del equipo necesario, conocimiento acerca del mantenimiento a corto, mediano y largo plazo de las instalaciones, solución de problemas que pudieran presentarse durante el proceso constructivo y posterior al mismo.

- El problema de sobreexplotación de agua subterránea en México es cada vez más grave, y hasta el momento el Gobierno (municipal, estatal y federal) ha prestado muy poca atención a este problema y la legislación existente es insuficiente. La gestión legal de este problema es necesaria y es mejor afrontar el problema ahora que todavía se puede solucionar, ya que de no hacerlo, las consecuencias tendrán un impacto mucho mayor, sobre todo social y económicamente, ya que muchos sectores productivos y sociales dependen en gran medida de la extracción de agua subterránea.
- Es necesario la creación de nuevas leyes complementarias a las existentes, que protejan los mantos acuíferos que aún no tienen problemas de sobreexplotación pero que se encuentran en vías de estarlo, a fin de evitar su contaminación y el exceso en la extracción de agua. Es importante también crear conciencia en los ciudadanos acerca de la importancia que el agua subterránea tiene en la vida actual de los mexicanos, a fin de fomentar el cuidado de pozos de extracción, el ahorro en el consumo de agua y la no contaminación de fuentes superficiales que puedan ocasionar el deterioro de los mantos acuíferos en el mediano y largo plazo. Cabe mencionar que el proceso de remoción de contaminantes de un manto acuífero resulta en un costo muy elevado y en la obtención de resultados parciales, es decir, la “purificación” del acuífero no será total, de ahí la importancia de crear una conciencia adecuada de prevención.
- Para la prevención de la contaminación de agua subterránea es conveniente la creación de *zonas de protección de las fuentes*. En pocas palabras, una zona de protección se puede delimitar tomando en cuenta el área de influencia de un pozo de extracción, tomando en cuenta muchos factores, tales como el abatimiento, la velocidad con que un contaminante podría llegar a la fuente, el tiempo en que lo haría, etc. Dentro de estas zonas no se debe permitir la construcción de ningún tipo de industria, ni de asentamientos urbanos, ni utilizar el suelo en actividades agrícolas que incluyan la utilización de fertilizantes que puedan contaminar el acuífero. Es importante mencionar que es muy difícil la demarcación de zonas de protección debido a la intervención de muchos intereses principalmente de carácter económico, ya que dichas zonas a veces resultan muy grandes y el uso del suelo para actividades económicas (construcción de fraccionamientos, industrias, o actividades agrícolas) también es importante. El punto a favor de establecer estas zonas es que restaurar los acuíferos y las aguas contaminadas es aún más importante, y más difícil.
- Para la prevención de la sobreexplotación de acuíferos, una alternativa viable es la creación de *zonas de reserva hidrogeológica para agua potable*. El objeto de delimitar dichas zonas consiste en identificar y delimitar una porción de terreno que cumpla con una serie de condiciones de carácter natural (geológico,

geofísico, hidrológico, etc.), económico y social, a fin de garantizar el abastecimiento futuro de agua potable, en la cantidad y calidad adecuada, a un costo razonable y con el mínimo posible de conflictos sociales con los usuarios actuales y futuros de agua. La creación de dichas zonas es más o menos similar a la de las zonas de protección para evitar la contaminación.

- El Acuífero Valle de Toluca está sobreexplotado. La causa que originó este problema fue la necesidad de cubrir la demanda de agua tanto urbana, agrícola como industrial, en el Valle de Toluca, así como en el Valle de México. Esta fuerte explotación ha provocado descensos en el nivel piezométrico del acuífero, subsidencia y disminución de caudales en ríos y manantiales, llegando éstos a secarse.
- Cuando el problema de sobreexplotación ya está presente en un acuífero la opción más conveniente es instalar sistemas de recarga artificial. Existen muy diversos métodos de recarga artificial (superficiales y de profundidad) y todos son efectivos, sin embargo, la elección del método más conveniente depende de tres factores: el entorno hidrológico de la región, las características geológicas del sitio y principalmente el costo económico.
- Para el caso presentado en este trabajo la alternativa más viable para el tratamiento de la sobreexplotación es el empleo de sistemas de recarga de superficie, específicamente *estanques de infiltración*, ya que el entorno geohidrológico del acuífero es muy bueno y sobre todo el costo de construcción, operación y mantenimiento no es elevado. Cabe mencionar que el agua utilizada para la recarga puede ser de origen pluvial (agua de tormenta), lo que provocaría que las plantas funcionaran de manera intermitente; o tomada de corrientes superficiales (ríos, arroyos), ayudando a que la planta de recarga funcione casi ininterrumpidamente, tomando en cuenta los periodos de tratamiento o limpieza de los estanques de infiltración.
- Una vez superadas las condicionantes mencionadas en el punto anterior, el principal obstáculo para un proyecto de recarga artificial es la *colmatación* de la superficie de infiltración, generada por la cantidad de sólidos suspendidos de origen inorgánico (limo y arcilla) y orgánicos (algas y materia orgánica) que se acumulan en los poros y por los microorganismos que crecen sobre las paredes.
- Para nuestro caso, la instalación de tanques de sedimentación puede ser suficiente para prevenir la colmatación. El crecimiento de algas y otros microorganismos se puede reducir removiendo los nutrientes como nitrógeno y fósforo del agua, agregar biocidas o agentes oxidantes (floculantes) para eliminar la materia orgánica en el mismo tanque de sedimentación o bien directamente en

los estanques de infiltración. La desinfección con cloro u otros desinfectantes atenúa la actividad biológica cerca de las paredes de infiltración. Asimismo, la colmatación se puede controlar mediante la aplicación de periodos alternados de drenado y secado. Es decir, dejando secar la capa colmatada, para que se genere la descomposición de la materia orgánica y en consecuencia la creación de fracturas o fisuras en la superficie. Sin embargo, si los materiales continúan acumulándose se deben remover al final del periodo de secado por medios manuales o mecánicos. Finalmente, después de remover los materiales el terreno se puede arar para retirar la película de sedimento acumulada en la superficie.

- En los casos en que se utilice agua de buena calidad, con bajos niveles de sólidos suspendidos, el proceso de secado y limpieza se puede realizar una vez al año o en periodos más largos.
- Cuando se emplee agua de escurrimientos, los sólidos suspendidos totales no deberán contener una concentración mayor del 90% por arriba del límite establecido para riego agrícola al iniciar el proyecto de recarga. Cuando se emplee agua de lluvia o escurrimientos superficiales no urbanos, el agua de recarga deberá ser de mejor o igual calidad que la del acuífero. Sin embargo, si el acuífero presenta, en alguno de los parámetros señalados, mejor calidad que los valores permisibles indicados en la NOM-127-SSA1-1994 (ver ANEXO), se admitirá el valor que aparece en esta última. En caso contrario prevalecerá el valor que se tenga en el acuífero.
- El problema principal en el Acuífero Valle de Toluca es la sobreexplotación, la hidrogeoquímica del acuífero nos indica que el problema de contaminación es mínimo. Sin embargo, aún cuando se identificaron múltiples fuentes potenciales de contaminación a lo largo de este trabajo, algunas son potencialmente activas y otras, plenamente activas, como son el Río Lerma y los tiraderos de basura. Asimismo, se acepta que en las cañadas de las cuencas del Poniente existen tiraderos de basura que contaminan el agua pluvial y sin duda, la subterránea. En este sentido deben controlarse y reducirse las fuentes de contaminación, en busca de una calidad del agua sustentable a futuro.
- Aunque la sobreexplotación no ha implicado un deterioro en la calidad del agua del acuífero, si se ha podido detectar un cambio en su hidrogeoquímica y un incremento en la presencia de ciertos contaminantes como son los nitratos y algunos metales pesados. Ante esta situación, es necesario que se defina una red de control de la calidad de agua subterránea para poder llevar a cabo un monitoreo de los principales parámetros físico-químicos con objeto de estudiar la

evolución espacial y temporal de aquellos parámetros que son indicadores de cambios de quimismo y de procesos contaminantes.

- Uno de los principales problemas que se presentan en la región y que pueden propiciar una mayor sobreexplotación del acuífero si no se trata de inmediato, es el crecimiento demográfico, traducido en un incremento de la demanda de agua potable. Se observa que la población dentro del área de recarga asciende a 1.7 millones de habitantes, con expectativas de incrementarse hasta 2.5 millones de habitantes en los próximos treinta años. Dicho crecimiento demográfico se traduce en un crecimiento en todos los sectores. Se prevé que la demanda de agua para uso industrial en los próximos 25 años se duplicará hasta una magnitud de 23 Mm³, mientras que el uso público-urbano requerirá más de 80 Mm³ adicionales, lo que resulta un total de 103 Mm³. El uso agrícola se encuentra a la baja con una intensa transferencia hacia el industrial.
- Las tres regiones propuestas para la instalación de plantas de recarga artificial en el Acuífero Valle de Toluca poseen características ideales para ello. Sin embargo, en un orden descendente se puede decir que la Región I: Nevado de Toluca es la que posee las mejores características. En seguida, la Región II: Santa María Zolotepec. Finalmente la Región III: Santiago Tianguistenco. Aunque lo ideal sería instalar plantas en cada uno de los sitios mencionados.
- Además de la instalación de plantas de recarga artificial en las tres regiones ya mencionadas, otra opción para reducir la sobreexplotación es la reducción de exportaciones de agua que sostienen al Valle de México. Actualmente el volumen de agua concesionada al Valle de México (329,590,765 m³ anuales) es mayor que la consumida por la población del Valle de Toluca (53,611,000 m³ anuales). Es necesaria la implementación de un programa de acciones en cooperación con el Distrito Federal, donde se reduzcan las extracciones del Valle de Toluca, por lo menos durante el tiempo que tarde el acuífero en recuperarse.
- Se debe promover un uso eficiente y racional del agua, en el que el agua de buena calidad y de primer uso sea primordialmente reservada para uso público. Las acciones de manejo deben dirigirse a un uso eficiente del agua donde se protejan los derechos e intereses socioeconómicos, sin omitir el cuidado ambiental. Para fines estratégicos, los programas de desarrollo agrícola se deben concentrar en reducir la demanda de agua subterránea mediante: reuso, uso eficiente, cambio a cultivos de menor lámina y en casos extremos, venta de derechos a otro sector productivo.

- El reuso representa una alternativa más para mitigar la sobreexplotación y que sin duda será necesario aplicar en un futuro inmediato. El área de oportunidad más atractiva es el reuso de agua tratada en la agricultura, donde se identifica una demanda potencial de 64 Mm³ anuales. El sector industrial también resulta de gran importancia, dado que su demanda se duplicará desde 45 Mm³ anuales hasta 90 Mm³. Todo lo anterior indica la necesidad de instalar más plantas de tratamiento de agua residual que las que actualmente existen.
- Es recomendable que se promueva una transferencia de derechos agrícolas hacia el uso público-urbano, para asegurar la oferta local de agua para dicho fin, pero procurando ubicar los aprovechamientos dentro de las zonas más favorables para dicho fin. Esto debe ocurrir preferentemente en un contexto de proyectos de uso de aguas tratadas en la agricultura, que evite la reducción de superficies activas de riego.
- Finalmente, cabe mencionar que se hizo un cálculo empírico, con los datos que se tienen disponibles y algunos supuestos (que aparece en el ANEXO) sobre la cantidad de agua que se podría infiltrar en el acuífero si se llevara a cabo el proyecto descrito en este trabajo. Es importante decir que el caudal de infiltración es variable, cumpliéndose la siguiente regla: “A mayores dimensiones de los tanques de infiltración, mayor será el caudal de infiltración”. De esta manera se obtuvieron los siguientes resultados:

<i>Región</i>	<i>Largo (mts)</i>	<i>Ancho (mts)</i>	<i>Profundidad (mts)</i>	<i>Caudal de Infiltración (m³/año)</i>
Nevado de Toluca	31.315	17.514	2.50	2,000,000
Santiago Tianguistenco	32.832	16.704	2.50	2,000,000
Santa María Zolotepec	34.364	15.962	2.50	2,000,000

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994

SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO-LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN.

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características bacteriológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas.

Con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor, se debe someter a tratamientos de potabilización.

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

2. Definiciones

2.1 Ablandamiento: Proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.

2.2 Adsorción: Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

2.3 Agua para uso y consumo humano: Aquella que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos al ser humano.

2.4 Características radiactivas: Son aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.

2.5 Coagulación química: Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.

2.6 Contingencia: Situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que ponga en riesgo la salud humana.

2.7 Desinfección: Destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

2.8 Filtración: Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.

2.9 Floculación: Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.

2.10 Intercambio iónico: Proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.

2.11 Límite permisible: Concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que garantiza que el agua será agradable a los sentidos y no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.

2.12 Neutralización: Ajuste del pH, mediante la adición de agentes químicos básicos o ácidos al agua en su caso, con la finalidad de evitar incrustación o corrosión de materiales que puedan afectar su calidad.

2.13 Osmosis inversa: Proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual por medio de altas presiones se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.

2.14 Oxidación: Introducción de oxígeno en la molécula de ciertos compuestos para formar óxidos.

2.15 Potabilización: Conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua a fin de mejorar su calidad y hacerla apta para uso y consumo humano.

2.16 Precipitación: Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas sedimentables del agua, por efecto gravitacional.

2.17 Sistema de abastecimiento: Conjunto intercomunicado o interconectado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución.

3. Límites permisibles de calidad del agua

3.1 Límites permisibles de características bacteriológicas.

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 1. Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes deben establecer los agentes biológicos nocivos a la salud a investigar.

TABLA 1

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	2 NMP/100 ml 2 UFC/100 ml
Organismos coliformes fecales	No detectable NMP/100 ml Cero UFC/100 ml

Los resultados de los exámenes bacteriológicos se deben reportar en unidades de NMP/100 ml (número más probable por 100 ml), si se utiliza la técnica del número más probable o UFC/100 ml (unidades formadoras de colonias por 100 ml), si se utiliza la técnica de filtración por membrana.

3.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2.

TABLA 2

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultados de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico).
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

3.3 Límites permisibles de características químicas

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

TABLA 3

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN-)	0.07
Cloro residual libre	0.2-1.50
Cloruros (como Cl-)	250.00
Cobre	2.00
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Fierro	0.30
Fluoruros (como F-)	1.50
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001
Nitratos (como N)	10.00
Nitritos (como N)	0.05
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos/l: Aldrin y dieldrín (separados o combinados)	0.03
Clordano (total de isómeros)	0.30
DDT (total de isómeros)	1.00
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	0.01
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
2,4 - D	50.00
Plomo	0.025
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1000.00
Sulfatos (como SO ₄ =)	400.00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Zinc	5.00

Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

3.4 Límites permisibles de características radiactivas

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).

TABLA 4

CARACTERÍSTICA	LIMITE PERMISIBLE
Radiactividad alfa global	0.1
Radiactividad beta global	1.0

4. Tratamientos para la potabilización del agua

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad. Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes biológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua enlistados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 3.

4.1 Contaminación biológica

4.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus.- Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.

4.2 Características físicas y organolépticas

4.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad.- Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, adsorción en carbón activado u oxidación.

4.3 Constituyentes químicos

4.3.1 Arsénico.- Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, intercambio iónico u ósmosis inversa.

4.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo.- Intercambio iónico u ósmosis inversa.

4.3.3 Cloruros.- Intercambio iónico, ósmosis inversa o destilación.

4.3.4 Dureza.- Ablandamiento químico o intercambio iónico.

4.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos.- Adsorción en carbón activado u oxidación con ozono.

4.3.6 Hierro y/o manganeso.- Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

4.3.7 Fluoruros.- Ósmosis inversa o coagulación química.

4.3.8 Materia orgánica.- Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado.

4.3.9 Mercurio.- Proceso convencional: coagulación-floculación-precipitación-filtración, cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l. Procesos especiales: en carbón activado granular y ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l; con carbón activado en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/l.

4.3.10 Nitratos y nitritos.- Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos.

4.3.11 Nitrógeno amoniacal.- Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o desorción en columna.

4.3.12 pH (potencial de hidrógeno).- Neutralización.

4.3.13 Plaguicidas.- Adsorción en carbón activado granular.

4.3.14 Sodio.- Intercambio iónico.

4.3.15 Sólidos disueltos totales.- Coagulación-floculación-sedimentación-filtración y/o intercambio iónico.

4.3.16 Sulfatos.-Intercambio iónico u ósmosis inversa.

4.3.17 Sustancias activas al azul de metileno.- Adsorción en carbón activado.

4.3.18 Trihalometanos.- Aireación u oxidación con ozono y adsorción en carbón activado granular.

4.3.19 Zinc.- Destilación o intercambio iónico.

4.3.20 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias especificadas o no especificadas en el apartado 4, se deben coordinar con la autoridad sanitaria competente, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas involucrados en la contingencia, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-CNA-1996

REQUISITOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE EXTRACCIÓN DE AGUA PARA PREVENIR LA CONTAMINACIÓN DE ACUÍFEROS

La necesidad de obtener agua en cantidades económicamente explotables ha originado la perforación de aproximadamente 140,000 pozos distribuidos en 460 acuíferos. Cuando los pozos para extracción de agua están mal contruidos, ofrecen una vía de contaminación entre el ambiente externo y los acuíferos.

A diferencia del agua superficial, en la que puede observarse el proceso de contaminación y la localización de las fuentes contaminantes, lo que permite la remediación y depuración del recurso de manera oportuna, en el caso del agua subterránea la contaminación avanza y se efectúa sin que pueda observarse, originando que, a veces, la fuente de abastecimiento de agua tenga que abandonarse temporal o definitivamente. Los estudios para determinar la fuente y características de la contaminación, así como el proceso de remediación o descontaminación, requieren plazos de hasta varios años y originan altos costos que obligan incluso a abandonar definitivamente la fuente local de abastecimiento de agua. La falta de cuidado en el manejo de las instalaciones que contienen líquidos y depósitos de residuos sólidos degradables cercanos a los pozos para extracción de agua, la ausencia de reglamentación relativa a la distancia a la que se puede construir un pozo para extracción de agua de la fuente de contaminación no suprimible y el diseño y construcción inadecuado de pozos, han dado como resultado la posible contaminación de las aguas subterráneas.

1. Objetivo

Esta Norma Oficial Mexicana establece los requisitos mínimos de construcción que se deben cumplir durante la perforación de pozos para la extracción de aguas nacionales y trabajos asociados, con objeto de evitar la contaminación de los acuíferos.

2. Campo de aplicación

Esta Norma se aplica a la construcción de pozos para la extracción de aguas nacionales destinadas a los usos agrícola, agroindustrial, doméstico, acuicultura, servicios, industrial, pecuario, público urbano y múltiples. La responsabilidad en la aplicación y cumplimiento de la presente Norma corresponde al concesionario o asignatario que realice la construcción de pozos para la extracción de aguas nacionales.

3. Definiciones

Para propósitos de esta Norma, las siguientes definiciones y unidades son aplicables:

3.1 Acreditamiento: Acto mediante el cual la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial reconoce organismos nacionales de normalización, organismos de certificación, laboratorios de pruebas y de calibración y unidades de verificación, para que lleven a cabo las actividades a que se refiere la *Ley Federal sobre Metrología y Normalización*.

3.2 Acuífero: Cualquier formación geológica por la que circulan o se almacenan aguas subterráneas que puedan ser extraídas para su explotación, uso o aprovechamiento.

3.3 Ademe: Tubo generalmente metálico o de policloruro de vinilo (PVC), de diámetro y espesor definidos, liso o ranurado, cuya función es evitar el derrumbe o el colapso de las paredes del pozo que afecten la estructura integral del mismo; en su porción ranurada, permite el flujo del agua hacia los elementos mecánicos de impulsión de la bomba.

3.4 Asignatario: Dependencia u organismo descentralizado de la administración pública federal, estatal o municipal que explota, usa o aprovecha aguas nacionales mediante asignación otorgada por la Comisión Nacional del Agua.

3.5 Bentonita: Arcilla plástica que contiene principalmente sílice coloidal, caracterizada por la propiedad de aumentar varias veces su volumen al ponerse en contacto con el agua.

3.6 Brocal: Base de concreto perimetral al ademe del pozo, colocada en el extremo superior del mismo para soportar al cabezal de descarga.

3.7 Campo de percolación: Area preparada para verter agua que se empleará para la recarga artificial de acuíferos, ya sea por inundación directa o en forma de riego.

3.8 Concesionario: Persona física o moral que explote, use o aproveche aguas nacionales mediante concesión otorgada por la Comisión Nacional del Agua.

3.9 Contraademe: Tubería, generalmente de acero, utilizada en la ampliación de la parte superior de un pozo, cuya función es evitar derrumbes, entradas de aguas superficiales e infiltraciones que contaminen al acuífero.

3.10 Degradación: Cambio o modificación de las propiedades físicas y químicas de un elemento, por efecto de un fenómeno o de un agente extraño.

3.11 Depósito de jales: Sitio donde se depositan residuos generados en las operaciones primarias de separación y concentración de minerales.

3.12 Desarrollo del pozo: Conjunto de actividades tendientes a restituir e incrementar la porosidad y permeabilidad del filtro granular y la formación acuífera adyacente al pozo.

3.13 Desinfectante: Sustancia o proceso que destruye o impide la reproducción de microorganismos infecciosos, tales como las bacterias y los enterovirus.

3.14 Filtro granular: Material redondeado de origen natural, exento de materia orgánica o cualquier sustancia que altere o modifique sus propiedades físicas y químicas naturales, cuyo tamaño se selecciona en función de las características del acuífero; se coloca entre el ademe y el contraademe o pared de la unidad geológica horadada y su función principal es la de evitar la entrada de material fino al interior del pozo.

3.15 Fluido de perforación: Agua, agua con bentonita, aire, aire con espumantes, o lodos orgánicos, empleados en las labores de perforación rotatoria de pozos, para remover el recorte del fondo, enfriar y limpiar la barrena, mantener estables las paredes y reducir la fricción entre las paredes del pozo y la herramienta de perforación.

3.16 Fuente contaminante: Conjunto de elementos que generan productos que alteran, en forma negativa, las propiedades físico-químicas y/o biológicas del agua.

3.17 La Comisión: Comisión Nacional del Agua, órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

3.18 Lecho de absorción: Obra de superficie para la recarga artificial de acuíferos, que consiste en adecuaciones del cauce de un río para mantener o aumentar su capacidad de infiltración.

3.19 Material consolidado: Agregado natural de fragmentos de roca unidos unos con otros directamente, o con ayuda de un cementante (material precipitado químicamente) o con matriz (material terrígeno).

3.20 Material no consolidado: Agregado natural de partículas poco cohesivas, no cementadas entre sí.

3.21 Nivel freático: Nivel superior de la zona saturada, en el cual el agua, contenida en los poros, se encuentra sometida a la presión atmosférica.

3.22 Perforista: Persona física o moral con quien el concesionario o asignatario ha convenido la perforación.

3.23 Permeabilidad: Capacidad de un material para transmitir un fluido.

3.24 Plantilla: Losa de concreto perimetral al brocal para protección superficial del pozo.

3.25 Pozo: Obra de ingeniería, en la que se utilizan maquinarias y herramientas mecánicas para su construcción, para permitir extraer agua del subsuelo.

3.26 Pozo de absorción: Obra de ingeniería diseñada especialmente para infiltrar agua de lluvia al subsuelo, constituida por una captación o alcantarilla, una caja desarenadora y una caja de infiltración; esta última funciona como pozo o puede derivar sus excedentes a uno. En este tipo de pozos no se controla la calidad del agua, ya que

ésta es infiltrada en la zona no saturada en la que se espera se obtenga una depuración adicional antes de llegar al acuífero.

3.27 Pozo de infiltración o inyección: Obra de ingeniería que permite la recarga artificial del acuífero.

3.28 Rejilla; cedazo: Ademe con aberturas de forma, tamaño y espaciamiento diseñados en función de las características granulométricas del acuífero, que permite el paso del agua al interior del pozo.

3.29 Relleno sanitario: Sitio para el confinamiento controlado de residuos sólidos municipales.

3.30 Unidad de verificación: Personas físicas o morales que hayan sido acreditadas para realizar actos de verificación por la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, en coordinación con las dependencias competentes.

3.31 Uso agrícola: La utilización de agua nacional, destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.32 Uso agroindustrial: La utilización de agua nacional, para la actividad de transformación industrial de los productos agrícolas y pecuarios.

3.33 Uso doméstico: Utilización del agua nacional, destinada al uso particular de las personas y del hogar, riego de sus jardines y de sus árboles de ornato, incluyendo el abrevadero de sus animales domésticos que no constituya una actividad lucrativa.

3.34 Uso en acuicultura: La utilización de agua nacional, destinada al cultivo, reproducción y desarrollo de cualquier especie de la fauna y flora acuáticas.

3.35 Uso industrial: La utilización de agua nacional en fábricas o empresas que realicen la extracción, conservación o transformación de materias primas o minerales, el acabado de productos o la elaboración de satisfactores, así como la que se utiliza en parques industriales, en calderas, en dispositivos para enfriamiento, lavado, baños y otros servicios dentro de la empresa, las salmueras que se utilizan para la extracción de cualquier tipo de sustancias y el agua aun en estado de vapor, que sea usada para la generación de energía eléctrica o para cualquier otro uso o aprovechamiento de transformación.

3.36 Uso pecuario: La utilización de agua nacional para la actividad consistente en la cría y engorda de ganado, aves de corral y animales, y su preparación para la primera enajenación, siempre que no comprendan la transformación industrial.

3.37 Uso público urbano: La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, a través de la red municipal.

3.38 Uso en servicios: La utilización de agua nacional para servicios distintos a los señalados en las fracciones 3.31 a 3.39 de esta Norma.

3.39 Usos múltiples: La utilización de agua nacional aprovechada en más de uno de los usos definidos en párrafos anteriores, salvo el uso para conservación ecológica, el cual está implícito en todos los aprovechamientos.

3.40 Verificación: Constatación ocular o comprobación mediante muestreo y análisis de laboratorio acreditado, del cumplimiento de las normas.

4. Clasificación

Para propósitos de esta Norma, los pozos se pueden clasificar, en cuanto a su uso, en agrícola, agroindustrial, doméstico, en acuicultura, en servicios, industrial, pecuario, público urbano y múltiples.

5. Especificaciones

5.1 Materiales usados en la construcción de pozos

Las piezas y sustancias utilizadas en la construcción de pozos deben ser de calidad comercial.

Eliminado: ¶
¶
¶

5.2 Area restringida de emplazamiento del pozo

Eliminado: ¶
¶

El área de protección entre el sitio seleccionado para construir un pozo y las fuentes potenciales de contaminación existentes que no pueden ser suprimidas, tendrá un radio mínimo de 30 m con respecto al pozo. Las fuentes de contaminación son las siguientes (esta lista no es limitativa, sino que depende de lo que, para situaciones y condiciones particulares, la Comisión considere necesarias):

- Alcantarillado sanitario
- Campos de percolación
- Canales de aguas residuales
- Cloacas
- Depósitos de jales
- Fosas sépticas
- Gasolineras y depósitos de hidrocarburos
- Lechos de absorción
- Letrinas
- Pozos abandonados no sellados
- Pozos de absorción
- Puntos de descarga de aguas residuales de uso industrial
- Rellenos sanitarios
- Ríos y cauces con aguas residuales provenientes de los usos definidos en los puntos 4.31 a 4.39
- Rastros y establos

El radio mínimo podrá ser modificado por la Comisión o por la autoridad local competente, a través de la disposición legal o reglamentaria aplicable, con base en un estudio específico del sitio que considere la vulnerabilidad del acuífero a la contaminación y la extensión de su área de influencia, para diferentes tiempos.

Cuando no sea posible cumplir el radio mínimo especificado en la presente Norma o en la disposición local reglamentaria, el concesionario o asignatario deberá presentar a la Comisión el diseño que propone, para evitar la contaminación del acuífero, basado en estudios hidrogeológicos.

5.3 Desinfección de la herramienta en la etapa de perforación del pozo

La herramienta y la tubería de perforación se deben desinfectar antes de iniciar los trabajos de perforación. Previo a la desinfección, es necesario remover las grasas, aceites y otras sustancias adheridas a las herramientas.

5.4 Preparación y disposición adecuada de los fluidos de perforación

En la perforación de pozos con fluidos, cuya base principal sea el agua y la bentonita, éstos no deben contener ninguna sustancia que degrade las características químicas del agua subterránea.

5.4.1 Preparación de los fluidos. El agua utilizada en la preparación del fluido de perforación debe tener características físico-químicas tales que no inhiban las propiedades del fluido y no degraden al agua del subsuelo. Debe estar libre de organismos patógenos y poseer un pH entre 6 y 10. Bajo ninguna circunstancia se debe permitir el uso de aguas residuales.

5.4.2 Protección de acuíferos por pérdida de circulación. No se deben añadir al fluido de perforación materiales que puedan contaminar o reducir la propiedades hidráulicas del acuífero.

5.4.3 Disposición de los residuos. Concluidos los trabajos de construcción del pozo, el perforista debe retirar los residuos de lodo y materiales de construcción del área de trabajo, de acuerdo a la reglamentación federal o estatal. Los residuos se podrán esparcir en sitios cercanos, previa autorización de los propietarios de los terrenos. En todo caso se deberá realizar una limpieza del área de trabajo con el fin de restaurar el sitio a sus condiciones originales.

5.5 Protección superficial e interna de la estructura del pozo

Todos los aprovechamientos hidráulicos subterráneos deben contar con protección sanitaria. De acuerdo con la estructura del pozo, el espacio anular entre las paredes de la formación y el ademe, así como la terminal superior del pozo, son las áreas que presentan mayor riesgo de contaminación.

5.5.1 Ademe para protección del pozo

Eliminado: ¶

5.5.1.1 Sobreelevación del ademe por encima del nivel del suelo. El extremo superior del ademe debe sobresalir cuando menos 0.50 m por encima del nivel del terreno natural o sobreelevado.

5.5.1.2 Cedazo o rejilla. El material del cedazo o rejilla y sus elementos de unión (soldadura o pegamento) deben ser de calidad comercial y uniforme.

5.5.1.3 Filtro granular. En caso de que sea necesario el uso de filtro granular, éste debe estar conformado por partículas inertes redondeadas, de origen natural; asimismo, no deberá tener un porcentaje mayor del 5% de material carbonatado. En ningún caso se deben utilizar filtros de material triturado.

5.5.2 Contraademe. El contraademe debe tener la longitud necesaria para evitar la infiltración de agua superficial o agua contaminada, contenida en el subsuelo, hacia el interior del pozo. El contraademe debe tener una longitud mínima de seis metros y debe sobresalir 0.20 m del nivel del terreno natural o sobreelevado, o bien 0.50 m, dependiendo del diseño del pozo (ver figuras ilustrativas 1 y 2). El espacio anular entre el contraademe y la formación adyacente será rellenado por completo con una lechada de cemento normal. En el caso de que se perforen pozos donde existan acuíferos con agua de diferente calidad, el concesionario o asignatario deberá presentar a la Comisión el diseño del pozo para evitar la mezcla del agua de ellos por efecto del pozo, y que pueda causar la degradación de la calidad del agua de alguno de los acuíferos.

5.5.3 Sobreelevación y protección del área de emplazamiento del pozo

5.5.3.1 Tipo y dimensiones del brocal. Cuando el diseño del pozo sea como se presenta en la figura ilustrativa 1, la forma exterior del brocal será la de un prisma cuadrangular, cuyos lados tendrán una longitud igual al diámetro total superficial de la perforación, con una altura de 0.50 m a partir del nivel del terreno natural o sobreelevado. En el momento de la construcción del brocal, se deben colocar dos tubos para la colocación del filtro granular.

Cuando el diseño del pozo sea como el presentado en la figura ilustrativa 2, el contraademe debe tener la misma altura que el ademe, sin que sea necesario poner tubos engravadores, ya que el espacio anular sólo lleva una tapa removible. En ambos casos, la plantilla y la parte superficial de la cementación del contraademe, deben formar estructuralmente un solo cuerpo.

Cuando el pozo esté emplazado en unidades de material consolidado, el ademe debe estar ahogado en el brocal. Cuando el pozo esté perforado en material no consolidado, se debe dejar un espacio anular mínimo de 0.0063 m entre el brocal y el ademe. Cuando el concesionario o asignatario, y sólo por razones técnicas, considere otro diseño de brocal, deberá presentarlo a la Comisión para su aprobación.

5.5.3.2 Plantilla. La superficie de la plantilla alrededor del pozo debe construirse con una pendiente del 2% (dos por ciento), de tal modo que el agua u otro fluido que escurra se aleje del pozo en todas las direcciones. La forma exterior de la losa será cuadrada, y debe tener una longitud mínima por lado de 3 (tres) veces el diámetro total de la perforación. El espesor total de la losa será de 0.15 m, de los cuales los 0.05 m inferiores estarán por debajo del nivel del terreno natural o sobreelevado, previo desplante y apisonamiento de este último (véase figura 1).

En caso de existir evidencia de inundaciones en el área, la plantilla debe estar sobreelevada. Para ello, el usuario debe considerar el nivel de la máxima inundación registrada en los últimos 30 años, la orientación geográfica y la elevación topográfica del sitio de emplazamiento del pozo.

5.5.4 Tipo y dimensiones de la protección del pozo. En pozos de uso público urbano se debe contar, además de la cerca de malla ciclónica, con una caseta para garantizar la protección y buen funcionamiento del pozo. En caso de que sea necesario construir casetas subterráneas, éstas deben tener un drenaje adecuado o, en su defecto, contar con una estación de bombeo para desalojar el agua. En pozos de uso industrial ubicados dentro de instalaciones industriales cerradas, el concesionario o asignatario deberá garantizar la adecuada protección superficial del pozo. En los demás usos definidos en la presente Norma, los pozos deben contar con una cerca perimetral de protección de malla ciclónica de al menos 3 x 3 m en planta. En caso de que las características y el espacio del terreno lo permitan, podrán construirse obras civiles complementarias.

5.6 Desinfección del pozo

La desinfección del pozo debe ser realizada durante la etapa de desarrollo del mismo, antes de que el equipo permanente haya sido instalado, el cual debe también ser desinfectado. Para ello, deberá aplicarse el desinfectante necesario para que la concentración de cloro en el agua contenida en el pozo sea de 200 mg/L como

mínimo. El agua en el pozo deberá tratarse con cloro, tabletas de hipoclorito de calcio, solución de hipoclorito de sodio o cualquier otro desinfectante de efecto similar, con la concentración apropiada y aprobada por la Secretaría de Salud.

Después de que el desinfectante haya sido aplicado, se agitará el agua del pozo para lograr una buena mezcla y se inducirá el contacto de la mezcla agua-desinfectante con las paredes del ademe, rejilla, filtro y formación del acuífero.

Posteriormente, se debe circular la mezcla dentro del ademe con la columna de bombeo, y luego extraerla mediante bombeo. Después de que el pozo haya sido desinfectado, debe ser bombeado hasta que no se detecten residuos del desinfectante utilizado.

5.7 Dispositivos de medición y monitoreo

5.7.1 Medidor de volúmenes. Con el objeto de disponer de un medio seguro para conocer los caudales de extracción del pozo, es indispensable la instalación de un dispositivo de medición compatible con los volúmenes proyectados de extracción. Para uso público urbano, el medidor debe cumplir con los requisitos estipulados en la Norma Oficial Mexicana de medidores de agua NOM-012-SCFI o usar dispositivos similares que cumplan con las normas vigentes.

5.7.2 Toma lateral. Se requiere instalar un dispositivo lateral en la tubería principal de descarga para el muestreo del agua.

5.7.3 Medición de niveles. También se requiere la instalación de un dispositivo que permita medir la profundidad del nivel del agua en el pozo.

5.8 Documentos requeridos para la aprobación de operación del pozo

Para aprobar la operación del pozo por parte de la Comisión, es necesario que el concesionario o asignatario entregue los siguientes documentos:

- a) Croquis de localización del pozo, indicando las posibles fuentes de contaminación
- b) Registro eléctrico del pozo, integrado por:
 - Curvas de resistividad (normal corta, normal larga y lateral)
 - Curva de potencial espontáneo (S.P.)
- c) Registro estratigráfico (corte litológico)
- d) Diseño final del pozo
- e) Requisitos y memoria de cálculo y resultado del aforo
- f) Análisis físico-químico del agua que incluya determinación del pH, conductividad eléctrica, sulfatos, nitratos, cloruros, dureza total, calcio, sodio, potasio y sólidos disueltos totales.

6. Verificación

La verificación de las especificaciones indicadas en el inciso 6 se realizará en forma periódica, aleatoriamente o cuando la Comisión lo estime necesario, utilizando los métodos de muestreo estadístico establecidos en las normas oficiales mexicanas, y considerando las especificaciones que en el momento de la visita sea posible verificar. Dicha verificación podrá ser realizada por personal de la Comisión o por unidades de verificación acreditadas para tal efecto.

6.1 Desinfección del pozo (especificación del inciso 6.6)

El método de muestreo se realizará conforme a la Norma NOM-014-SSA1 y los límites utilizados para verificar la desinfección del pozo serán de acuerdo a la Norma NOM-127-SSA1 en cuanto a los parámetros bacteriológicos.

Eliminado: ¶

Eliminado: ¶

¶
¶
¶

6.2 Disposición de los residuos (especificación del inciso 6.4.3)

La disposición de los lodos de perforación y otros residuos, se verificará visualmente tanto en el sitio del pozo como en el de la disposición final.

6.3 Especificaciones de la distancia mínima a las fuentes contaminantes; dimensiones del ademe, contraademe, plantilla y dispositivo de medición (especificaciones de los apartados 6.2, 6.5 y 6.7)

La verificación de las especificaciones de las dimensiones será hecha *in situ*, con los instrumentos de medición pertinentes y con una tolerancia de +10%.

6.4 Especificaciones restantes

Las restantes especificaciones se verificarán visualmente y mediante la lectura del registro en la bitácora de perforación.

6.5 Informe de las verificaciones

El informe de las verificaciones efectuadas debe incluir lo siguiente:

- Identificación completa del pozo, con una fotografía del sitio
- Resultados obtenidos de las verificaciones
- Nombre y firma del responsable de las verificaciones
- Fecha de ejecución de las verificaciones.

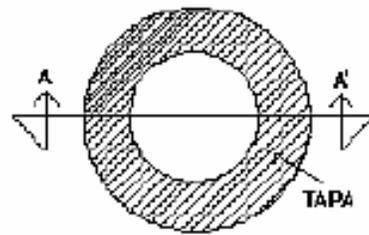
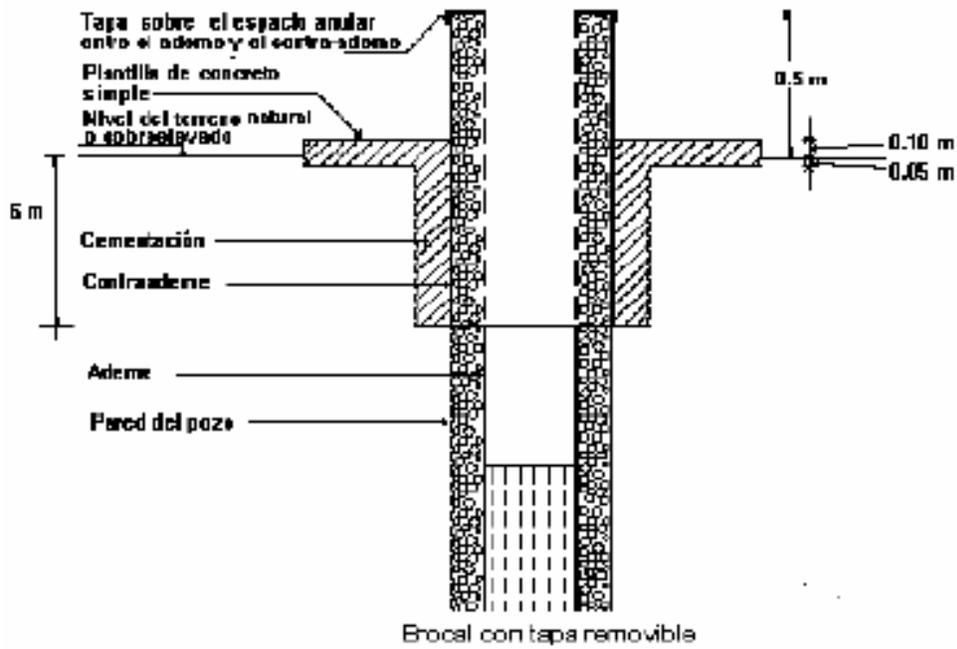
7. Recomendaciones

Para los procesos constructivos, desarrollo, aforo y desinfección, se pueden consultar los libros de Perforación de Pozos y Rehabilitación de Pozos del "Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento", editado por la Comisión Nacional del Agua, mismo que se pone a disposición del público para poder ser consultado en las oficinas de dicho órgano administrativo desconcentrado, ubicadas en cerrada de Sánchez Azcona número 1723, piso 7, colonia Del Valle, 03100, México, D. F.

8. Observancia de esta Norma

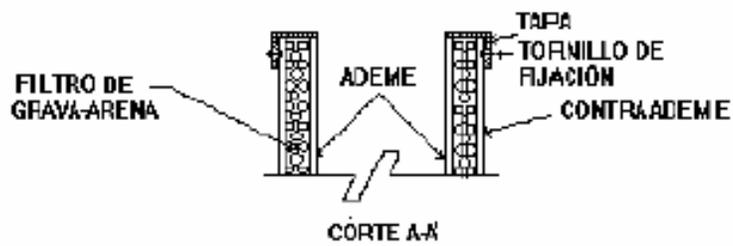
La Comisión Nacional del Agua será la encargada de vigilar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana, quien promoverá la coordinación de acciones con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios, sin afectar sus facultades en la materia y en el ámbito de sus correspondientes atribuciones. El incumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana será sancionado conforme a lo dispuesto por la *Ley Federal sobre Metrología y Normalización*, la *Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento*, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

Figura ilustrativa 2



PLANTA

GROQUIS FUERA DE ESCALA



Detalle de la tapa sobre el espacio anular del filtro

**ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA
NOM-014-CNA-2003**

“REQUISITOS PARA LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS”

Introducción.

Debido a la creciente demanda de agua subterránea y a su lenta renovación, en los últimos 40 años la reserva de cerca de 100 acuíferos fue minada por sobreexplotación y se sigue mermando al ritmo actual de unos 5,400 millones de metros cúbicos por año (Mm³/año). Un grave impacto ecológico fue generado en las primeras décadas de sobreexplotación (1960-80), mediante: agotamiento de manantiales, desaparición de lagos y humedales, merma del gasto base de ríos, eliminación de vegetación nativa y pérdida de ecosistemas. Otros efectos de la sobreexplotación fueron: disminución del rendimiento de los pozos, incremento de los costos de extracción, asentamiento y agrietamiento del terreno, contaminación del agua subterránea, intrusión salina en acuíferos costeros, fuerte competencia entre sectores. Muchas de las ciudades más importantes son abastecidas a costa del minado de los acuíferos subyacentes; conforme estos han resultado insuficientes, se ha incrementado gradualmente la importación de agua de áreas o de cuencas adyacentes para complementar su abasto. Sin embargo, esta solución es cada vez menos viable conforme disminuye la disponibilidad de agua y aumentan tanto los costos asociados a su importación como la oposición de la población rural a que sea transferida a las ciudades a costa del desarrollo local.

En vista de la situación expuesta y del creciente interés en aplicar la tecnología de la recarga artificial, manifestado tanto por instituciones públicas como por particulares, resulta de utilidad pública emitir un ordenamiento normativo al respecto. La presente Norma Oficial Mexicana regula el uso de las aguas residuales en la recarga artificial de acuíferos.

1. Objetivo

El presente Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana, establece los requisitos que deben cumplir: la calidad del agua, la operación y el monitoreo utilizados en los sistemas de recarga artificial de acuíferos.

2. Campo de aplicación

← Con formato: Justificado

El presente a Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana, es aplicable a obras planeadas de recarga artificial tanto nuevas como existentes, que aprovechen aguas residuales para este propósito y cuya función sea almacenar e incrementar el volumen de agua en los acuíferos para su posterior recuperación y reuso. Corresponde a los permisionarios del proyecto su cabal cumplimiento.

3. Definiciones

Para fines del presente a Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana las siguientes definiciones son aplicables:

3.1 Acuífero: Cualquier formación geológica por la que circulan o se almacenan aguas subterráneas que pueden ser extraídas para su explotación, uso o aprovechamiento.

Con formato: Fuente:
Negrita

3.2 Agua subterránea nativa: El agua almacenada en un acuífero antes de que se inicie su recarga artificial.

Con formato: Fuente:

3.3 Agua residual: El agua de composición variada proveniente de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos; y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

Con formato: Fuente:

Con formato: Fuente:

3.4 Clásticos de grano grueso: Gravos o conglomerados compuestos por grandes fragmentos de roca de cualquier tipo, que son transportados por corrientes de aguas superficiales y acumulados en cauces, pie de monte y periferia de cuerpos de agua continentales.

Con formato: Fuente:

3.5 Carbono orgánico total (COT): Concentración de carbono orgánico oxidable presente en el agua.

Con formato: Fuente:
Negrita

3.6 Domo de recarga: Configuración de los niveles freáticos generada por la influencia de las obras de recarga desde la superficie o a la zona no saturada.

Con formato: Fuente:

<u>3.7 DBO5 (Demanda Bioquímica de Oxígeno): Cantidad de oxígeno consumido por la actividad metabólica de microorganismos, en un período de cinco días, a 20 °C considerando la suma de las concentraciones solubles y en suspensión.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.8 El Solicitante: persona física o moral interesada en construir obras para recargar un acuífero artificialmente con aguas residuales.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.9 El Permisionario: Persona física o moral que construye y opera un sistema de recarga artificial de acuíferos mediante el permiso otorgado por "La Comisión".</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.10 Estanque profundo: Excavación o depósito amplio y profundo que sirve para almacenar agua</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.11 Fuente de contaminación: Conjunto de elementos o sustancias que alteran en forma nociva las condiciones normales de cualquier medio incluyendo las propiedades físicas, químicas o biológicas del agua.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.12 INEGI: Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.13 La Comisión: Comisión Nacional del Agua</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.14 Límite permisible: Concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que no causará efectos nocivos a la salud del consumidor o un impacto negativo en el uso inmediato posterior de las aguas de recarga.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.15 Nivel freático: Límite superior de la zona saturada en el cual el agua contenida en los poros se encuentra sometida a la presión atmosférica.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.16 Pozo de inyección: Obra de ingeniería que permite la recarga artificial del acuífero. Incluye a los pozos secos.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.17 Pozo de monitoreo: Pozo diseñado y construido expresamente para medir periódicamente de forma automática o manual, las variaciones del nivel estático y la calidad del agua subterránea.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.18 Pozo de extracción: Obra de ingeniería construida para extraer agua del subsuelo.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.19 Pozo seco: Obra de Ingeniería construida para introducir agua en la zona no saturada, comprendida entre la superficie del terreno y el nivel freático.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.20 Promedio mensual: Valor que resulta de calcular el promedio ponderado, en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.21 Proyecto de recarga artificial (PRA): Proyecto planeado con objeto de recargar artificialmente a un acuífero con agua residual.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.22 Proyecto "piloto" de recarga artificial: Proyecto construido expresamente para operar temporalmente un sistema de recarga artificial para evaluar su factibilidad técnica, monitorear y evaluar el comportamiento las variables hidráulicas y de calidad del agua relacionadas con la recarga artificial, así como su posible impacto al acuífero o medio ambiente.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.23 Punto de extracción: Sitio donde se recupera el agua introducida en las obras de recarga artificial.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.24 Recarga total: Volumen de agua que recibe una unidad hidrogeológica, en un intervalo de tiempo específico.</u>	Con formato: Fuente:
<u>3.25 Recarga artificial: Conjunto de técnicas hidrogeológicas aplicadas para introducir agua a un acuífero, a través de obras construidas con ese fin.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.26 Recarga incidental: aquella que es consecuencia de alguna actividad humana, como riego de jardines, fugas de agua en redes de distribución y alcantarillado, descargas de fosas sépticas e infiltraciones en canales de tierra y otros; que no cuenta con la infraestructura específica para la recarga artificial.</u>	Con formato: Fuente: Negrita
<u>3.27 Recarga natural: La generada por infiltración directa de la precipitación pluvial, de escurrimientos superficiales en cauces o del agua almacenada en cuerpos de agua</u>	Con formato: Fuente: Negrita

- 3.28 Reuso:** El uso del agua residual que ha sido sometida a sistema de recarga artificial de acuíferos y que cumple con la calidad de un uso subsecuente conforme a la normatividad. **Con formato: Fuente: Negrita**
- 3.29 Rocas cársticas:** Rocas carbonatadas y sulfatadas (calizas, dolomías y yesos) con oquedades o conductos de disolución producidos por el agua subterránea al circular a través de ellas. **Con formato: Fuente:**
- 3.30 Rocas fracturadas:** Rocas de cualquier origen compuestas por grandes bloques irregulares producto de esfuerzos de tensión o compresión a los que fueron sometidas. **Con formato: Fuente:**
- 3.31 Sólidos totales disueltos (STD):** Cantidad total de sólidos expresada en mg/L o ppm, que permanecen en una muestra de agua cuando ésta se evapora totalmente. **Con formato: Fuente: Negrita**
- 3.32 Sólidos suspendidos totales (SST):** Concentración de partículas que son retenidas en un medio filtrante de microfibras de vidrio, con un diámetro de poro de 1.5 micrómetros o su equivalente. **Con formato: Fuente:**
- 3.33 Sistema de recarga artificial (SRA):** Obra o conjunto de obras construidas con el fin específico de recargar un acuífero. **Con formato: Fuente:**
- 3.34 Sobreriego:** Inundación del terreno agrícola por volúmenes de agua que exceden el volumen consuntivo de las plantas. **Con formato: Fuente: Negrita**
- 3.35 Tiempo de residencia:** Tiempo que el agua recargada artificialmente permanece en el acuífero antes de ser extraída a la superficie. **Con formato: Fuente: Negrita**
- 3.36 Unidad hidrogeológica:** Conjunto de estratos geológicos hidráulicamente conectados entre sí, cuyos límites laterales y verticales se definen convencionalmente para fines de evaluación, manejo y administración de las aguas nacionales subterráneas. **Con formato: Fuente:**
- 3.37 Uso público urbano:** La utilización del agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, a través de la red municipal. **Con formato: Fuente:**
- 3.38 Uso doméstico:** Utilización del agua nacional, destinada al uso particular de las personas y del hogar, riego de sus jardines y de sus árboles de ornato, incluyendo el abrevadero de sus animales domésticos que no constituya una actividad lucrativa. **Con formato: Fuente:**
- 3.39 Zona no saturada:** zona comprendida entre la superficie del terreno y la superficie freática en donde los poros están parcialmente ocupados por agua bajo presión menor a la atmosférica. **Con formato: Fuente:**
- 3.40 Zanja:** Excavación larga y angosta sobre la superficie del terreno. **Con formato: Fuente: Negrita**

4. Clasificación

Para los fines del presente Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana, los tipos de recarga artificial se clasifican como sigue:

- a).- Superficial:** Consiste en la recarga desde la superficie por infiltración en obras como: estanques o piletas de infiltración, inundación del terreno, cauces acondicionados, zanjas, sobreriego o una combinación de ellas. **Con formato: Fuente: Negrita**
- b).- Subsuperficial:** Consiste en la introducción del agua en la zona no saturada mediante pozos secos, zanjas o estanques profundos. **Con formato: Fuente:**
- c).- Directo:** Consiste en la introducción directa del agua al acuífero por medio de pozos cuya sección abierta lo penetran parcial o totalmente. **Con formato: Fuente:**

Cada tipo o método es aplicable a una combinación de factores físicos, hidrogeológicos, ambientales y económicos, que deben ser evaluados en un proyecto dado.

5. Requisitos

5.1. Información y Estudios Básicos.

Con formato: Fuente:

La información requerida para evaluar un sitio destinado a la recarga artificial de acuíferos, debe incluir lo siguiente:

5.1.1 Localización.

Un mapa georeferenciado (INEGI o análogo) con la ubicación geográfica de la(s) obra(s) de recarga que se proyectan construir, así como de las captaciones subterráneas y de las fuentes de contaminación de agua subterránea (actuales o potenciales), en una zona circular cuyo radio, medido a partir del centro de las obras proyectadas, se fija en cada PRA, de común acuerdo con "La Comisión", considerando: la dimensión y tipo de obras, el volumen de agua a recargar y las propiedades hidráulicas del acuífero en estudio. En todo caso, el radio mínimo de esta zona será de un kilómetro. La ubicación de las obras y fuentes se debe determinar con geoposicionador o con otro método equivalente de igual o mayor precisión a la obtenida con éste, acorde a la escala del estudio.

5.1.2 Fuente del Agua de Recarga.

Ubicación y características de la fuente de agua residual que se pretende utilizar para el SRA en términos de su: origen, régimen de descarga, tipo y nivel de tratamiento, volumen de agua disponible, uso o destino actual, características físico-químicas y microbiológicas del agua de recarga en términos del requisito 5.4.6 de este Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana.

5.1.3 Hidrogeología de la Zona del Proyecto de Recarga Artificial.

a).- Mapas de configuración y de profundidad de niveles piezométricos del (los) acuífero (s) que subyacen en la zona del PRA;

b).- Perfil estratigráfico, obtenido mediante perforaciones exploratorias y sondeos geofísicos, que muestre la posición, geometría y continuidad de las principales unidades estratigráficas;

c).- Características hidráulicas del acuífero que se pretende recargar: conductividad hidráulica, transmisividad, porosidad y coeficiente de almacenamiento. En los casos de PRA de tipo superficial o subsuperficial, se debe considerar la caracterización de un mínimo de un 1.0 m del perfil del suelo.

d).- Características físicoquímicas y microbiológicas del agua subterránea nativa, en términos del requisito 6.4.6 de este Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana ;

e).- Captaciones de agua subterránea: características constructivas, registros (geológico y geofísico), uso y calidad del agua extraída, nivel estático y dinámico, régimen de operación, y caudal específico;

f).- Determinación de la posible conexión hidráulica entre acuíferos;

g).- Fuentes de contaminación aledañas al área de recarga: tipo de fuente, ubicación, régimen de descarga, características físico-químicas del efluente o lixiviados, en términos del requisito 6.4.6 de este Anteproyecto.

5.2 No se permite la construcción de SRA en los casos siguientes:

Con formato: Fuente:

a).- En terrenos donde las características físico-químicas del suelo o del agua subterránea, hayan sido degradadas a causa de un evento previo de contaminación, aun cuando se hayan aplicado medidas de saneamiento.

b).- En terrenos que, por carecer de una cobertura edáfica y por predominar en el subsuelo rocas cársticas, fracturadas, o clásticos de grano grueso, no tengan capacidad para eliminar o atenuar los contaminantes presentes en el agua de recarga. Esta condición aplica únicamente a SRA de tipo Superficial y Subsuperficial.

5.3 Calidad del Agua de Recarga

Con formato: Fuente:

Negrita

5.3.1. El agua residual utilizada en la recarga debe cumplir los requisitos indicados en la Tabla 1.

Tabla 1. Calidad del Agua Residual para Recarga Artificial

Tipo de Contaminante	Tipos de Sistemas de Recarga	
	Superficial / Subsuperficial	Directo
Microorganismos Patógenos	Remoción o inactivación de microorganismos entero patógenos.	Remoción o inactivación total de microorganismos entero patógenos.
Contaminantes Regulados por Norma	Límites permisibles NOM-127-SSA1-1994.	Límites permisibles NOM-127-SSA1-1994.
Contaminantes no Regulados por Norma	DBO5 ≤ 30 mg/l, COT ≤ 16 mg/l	COT ≤ 1 mg/l

- Con formato: Fuente:
- Con formato: Centrado
- Con formato: Justificado
- Con formato: Fuente:
- Con formato: Centrado
- Tabla con formato
- Con formato: Justificado
- Con formato: Justificado
- Con formato: Justificado
- Con formato: Justificado

5.3.2. Cuando a distancias menores de 1.0 km del límite exterior del SRA existan captaciones que suministran agua para usos público-urbano o doméstico, se debe cumplir, además de los requisitos establecidos en la Tabla No. 1, los enumerados a continuación:

a).- Realizar un proyecto "piloto" de recarga *in situ*, cuya operación tenga la duración suficiente para determinar: la calidad del agua resultante de la mezcla del agua de recarga con el agua subterránea nativa, la interacción del agua de recarga con el subsuelo, la respuesta de los niveles de agua a la recarga y las variaciones de la tasa de infiltración en el tiempo.

b).- Efectuar un análisis hidrogeoquímico, basado en un modelo numérico, de las probables reacciones fisicoquímicas del agua de recarga con el agua subterránea nativa y con los materiales que conforman el acuífero y la zona no saturada. El análisis debe concluir: si el agua de recarga es compatible con el agua subterránea nativa o si existen condiciones para generar alguna reacción fisicoquímica que altere la calidad del agua nativa o las propiedades hidráulicas del acuífero.

c).- Aplicar un modelo numérico de flujo y transporte de solutos, para simular el impacto del SRA en la calidad del agua nativa en las captaciones subterráneas y en los niveles del acuífero a recargar. La elaboración de éste modelo deberá seguir el protocolo establecido por Anderson y Woessner (Apéndice Normativo A).

d).- Cumplir con los límites máximos permisibles en la calidad del agua de recarga que determine "La Comisión", para aquellos parámetros no regulados por la NOM-127-SSA1-1994, cuya presencia se suponga atendiendo al origen del agua residual. (Tabla 3).

e).- Realizar, en su caso, los estudios toxicológicos que determine "La Comisión" en el agua de recarga.

f).- Respetar las distancias mínimas y el tiempo de residencia que se especifican en la Tabla 2.

Tabla 2. Requisitos Relativos a la Distancia Mínima a las Captaciones y al Tiempo de Residencia en el Subsuelo del Agua de Recarga

Variable	Tipos de Sistemas de Recarga	
	Superficial / Subsuperficial	Directo
Distancia horizontal mínima entre el límite exterior del SRA y las captaciones para uso público-urbano o doméstico.	150 m	600 m
Tiempo de residencia del agua de recarga antes de su extracción.	6 meses	12 meses

- Con formato: Comprimido 0.1 pto
- Con formato: Fuente:
- Con formato: Centrado
- Con formato: Fuente:
- Con formato: Fuente:
- Con formato: Centrado
- Con formato: Justificado
- Con formato: Justificado

5.3.3 Con base en los resultados del inciso 6.1., proyecto "piloto", de los análisis de los estudios y del modelo de simulación a que se refieren los incisos anteriores, se determina si es procedente autorizar la construcción del SRA y, en su caso, se fija el volumen máximo de recarga considerando la extracción y las características constructivas de las captaciones de agua para usos doméstico y público-urbano.

5.3.4.- Se podrá aplicar agua de recarga con una calidad menor a la establecida en la Tabla 1, sujeto al cumplimiento de las condiciones siguientes:

a).- Que se construyan SRA únicamente de tipo superficial / subsuperficial;

b).- Que a distancias menores de 1.0 km del límite exterior de las obras de recarga, no existan captaciones que suministren agua subterránea para usos público-urbano o doméstico, y existan captaciones que recuperen el agua de recarga para otros usos distintos a los mencionados.

c).- Que se compruebe mediante estudios técnicos, que el suelo y el subsuelo tienen capacidad para remover o reducir la concentración de aquellos elementos del agua de recarga que excedan los límites establecidos en la NOM-127-SSA1-1994.

5.4. Monitoreo.

Con formato: Fuente:
Negrita

5.4.1. Todo PRA debe incluir un programa de monitoreo que, en forma periódica, antes y durante la operación de las obras de recarga, registre: i) la calidad del agua utilizada en la recarga, ii) la calidad del agua derivada de la mezcla del agua de recarga y el agua subterránea nativa, y iii) las variaciones de los niveles piezométricos.

5.4.2. En los SRA de tipo directo, se deben construir pozos de monitoreo ubicados a distancias equivalentes a 1/4, 1/2 y 3/4 de la distancia total entre el pozo de inyección y el punto de extracción más cercano. Los pozos de monitoreo se deben diseñar considerando las oscilaciones estacionales del nivel freático y las originadas por la operación del SRA.

5.4.3. En los SRA de tipo superficial/subsuperficial, se debe contar con un sistema de monitoreo de agua residual en las obras de recarga, y una red de pozos de monitoreo. Las características constructivas de los pozos de monitoreo y su ubicación se determinan, en cada caso, en función de las características del SRA y de las propiedades hidráulicas del subsuelo reportadas en el requisito 6.1 de este Anteproyecto. En todos los casos, la red de monitoreo debe contar con un mínimo de tres (3) pozos de monitoreo y garantizar:

a).- El muestreo representativo del agua de recarga y del agua resultante del SRA;

b).- El monitoreo periódico de las fluctuaciones piezométricas en el domo de recarga y sus inmediaciones.

5.4.4. Cada pozo o estación de monitoreo debe contar con:

a).- Número y clave de identificación del pozo en un área visible;

b).- Ubicación geográfica (x, y, z) determinada con geoposicionador u con otro método equivalente de igual o mayor precisión a la obtenida con éste, acorde a la escala del estudio.

c).- Corte litológico de las formaciones atravesadas y registros geofísicos;

d).- Croquis de terminación;

e).- Relación de parámetros fisicoquímicos medidos en el pozo;

f).- Frecuencia y protocolo de monitoreo;

g).- Resultados de las mediciones realizados;

h).- En su caso, características y diagrama de instalación de los dispositivos automáticos de medición instalados en él.

El agua de recarga se muestrea con frecuencia quincenal y el agua de los pozos de monitoreo, mediante promedio mensual.

5.4.6 Las muestras deben ser analizadas en los parámetros que establece la NOM-127-SSA1-1994, concentración de Carbono Orgánico Total (COT), DBO5, y *Giardia lamblia*.

Los análisis del agua se deben realizar en un laboratorio de prueba acreditado por una entidad de acreditación para los parámetros que se solicitan en el presente Anteproyecto de Norma.

5.4.7 La construcción y cierre de pozos a que se refiere este anteproyecto se llevarán a cabo de acuerdo con las normas NOM-003-CNA-1996 y NOM-004-CNA-1996, respectivamente.

6. Operación del Sistema de Recarga

"El Permisionario" del SRA debe mantener un reporte trimestral con la descripción detallada del comportamiento del sistema de recarga, incluyendo:

a).- La variación de la calidad del agua de recarga y del agua derivada de la recarga al acuífero, en términos establecidos en el requisito 5.3.1 (Tabla 1);

b).- Los gastos de infiltración vs. tiempo, para cada obra de recarga y volúmenes totales. En su caso, para los pozos, los volúmenes de extracción y calidad del agua v.s. tiempo, a partir del inicio de las operaciones de recarga;

c).- El balance de agua en el SRA según su tipo (superficial / subsuperficial o directas) ;

d).- La variación de la profundidad y elevación del nivel freático en tiempo y espacio;

e).- La precipitación y evaporación en la zona;

f).- Impacto de el SRA en las fuentes de abastecimiento de agua potable, en términos de los requisitos establecidos en 5.3.1 (Tabla 1), de acuerdo al tipo de SRA.

6.1. Cuando los criterios de calidad del agua de recarga no cumplan con las especificaciones establecidas en el requisito 5.3.1 (Tabla 1) según corresponda al tipo de obras, o el 5.3.4 (c), "El Permisionario" debe suspender la operación del sistema hasta alcanzar los criterios de calidad establecidos.

❖ CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LOS ESTANQUES DE INFILTRACIÓN Y DEL CAUDAL DE INFILTRACIÓN PARA LAS TRES ZONAS PROPUESTAS DE RECARGA ARTIFICIAL DEL ACUÍFERO VALLE DE TOLUCA

Con formato: Numeración y viñetas

Para el estudio de los métodos de recarga artificial de acuíferos, ya sean superficiales o subterráneos, existen diversas teorías y cada una difiere una de la otra dependiendo del autor y de la manera de abordar los diversos problemas que se presentan durante el proyecto de una planta de recarga artificial.

Para el cálculo de las dimensiones de los estanques y lagunas, y del caudal de infiltración se ha tomado como referencia la publicación de L. Huisman y T. N. Olsthoorn "Artificial Groundwater Recharge" (1983). Cabe mencionar que debido a la falta de algunos datos que se necesitan en las ecuaciones para los cálculos, estos datos han sido supuestos respetando las condiciones hidrogeológicas de la región, por lo que los resultados presentados a continuación son muy elementales. Es conveniente realizar estudios de campo para obtener datos que sean de utilidad, por ejemplo, para la aplicación de modelos matemáticos de simulación del acuífero y, para seleccionar el funcionamiento más adecuado de una planta de recarga artificial.

Infiltración por Extensión en un Acuífero Freático Profundo

La construcción más simple de estanques o lagunas de infiltración es mostrado en la Figura 1 donde el coeficiente de transmisividad, kH , del acuífero así como el abatimiento máximo permisible, s_0 , son determinados de las condiciones geohidrológicas locales. Los otros factores indicados en esta figura, q_0 , L y w , se seleccionan para satisfacer los propósitos del esquema de recarga, esto es, obtener un adecuado tiempo de retención del agua de recarga en el subsuelo y sin la obstrucción rápida de las lagunas de infiltración. Cuando es considerado que la laguna de infiltración y la galería para recuperación de agua subterránea penetran totalmente el espesor del acuífero, estos requerimientos pueden ser formulados matemáticamente como

(a) tiempo de retención

$$T = \frac{pHL}{q_0} \quad o \quad q_0 < \frac{pHL}{T}$$

Con formato: Numeración y viñetas

(b) abatimiento

$$s_0 = \left[\frac{q_0}{(kH)} \right] L \quad o \quad q_0 < \frac{kHs_0}{L}$$

Con formato: Numeración y viñetas

(c) tasa de entrada

$$v_e = \frac{q_0}{w} \quad o \quad q_0 < v_e w$$

Con formato: Numeración y viñetas

El último requerimiento siempre puede ser satisfecho mediante el incremento del ancho de la laguna de infiltración w , mientras que los primeros dos requerimientos dan como longitud y tasa de flujo

Con formato: Fuente:
Cursiva

$$L = \sqrt{\frac{ks_0T}{p}} \quad \text{y} \quad q_0 = \left(\frac{H}{T}\right) \sqrt{ks_0pT} = H \sqrt{ks_0pT}$$

El ancho del estanque de infiltración, por lo tanto es igual a

$$w = \frac{q_0}{v_e}$$

y la longitud del estanque de infiltración es

$$B = \frac{Q_0}{2q_0}$$

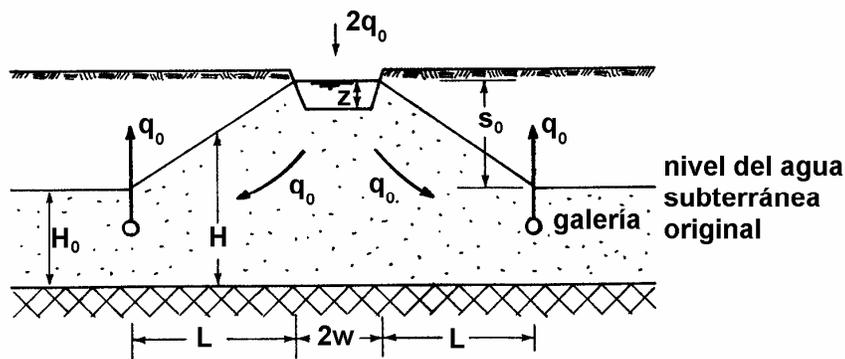
El área total entre las galerías de infiltración es igual a

$$A = 2B(L + w)$$

Esta área también se puede calcular directamente con:

$$A = \frac{Q_0 T}{pH} + \frac{Q_0}{v_e}$$

Figura 1. Recarga artificial con zanjas paralelas y drenes.



La cantidad de agua en el almacenamiento dinámico, esto es, en los poros de la formación entre el nivel freático original y el que se presenta, es

$$V = \mu s_0 (L + 2w) B$$

de la cual una fracción, μ/p , puede ser usada. Con, por ejemplo, $\mu = 0.25$ y los otros factores considerados, permitiendo una interrupción en las operaciones de infiltración para un período de tiempo

Con formato: Fuente: (Predeterminado) Arial, 10 pt, Disminuido 6 pto

$$t = \frac{V}{Q_0}$$

Este período rara vez será adecuado para dejar pasar una onda de agua de río contaminada en el punto de entrada.

A continuación se tabulan los datos necesarios para el cálculo de las dimensiones de los estanques de infiltración en cada una de las regiones del Valle de Toluca.

Parámetro de Diseño		Nevado de Toluca	Santiago Tlanguistenco	Santa María Zolotepec
Caudal de infiltración	Q_0 (m ³ /año)	<u>2 X 10⁶</u>	<u>2 X 10⁶</u>	<u>2 X 10⁶</u>
Coeficiente de permeabilidad	k (m/día)	<u>3.5</u>	<u>4.5</u>	<u>6.0</u>
Porosidad	p	<u>0.4</u>	<u>0.4</u>	<u>0.45</u>
Rendimiento específico	μ	<u>0.25</u>	<u>0.25</u>	<u>0.25</u>
Espesor saturado antes de la infiltración	H_0 (m)	<u>80.0</u>	<u>50.0</u>	<u>60.0</u>
Elevación máxima permisible del nivel del agua	s_0 (m)	<u>100.0</u>	<u>60.0</u>	<u>90.0</u>
Espesor medio saturado durante la infiltración	H (m)	<u>177.5</u>	<u>107.5</u>	<u>147.5</u>
Tiempo de retención	T (meses)	<u>6.0</u>	<u>6.0</u>	<u>6.0</u>
Tasa máxima de entrada	v_e (m/día)	<u>5.0</u>	<u>5.0</u>	<u>5.0</u>

Con formato: Fuente:

Con formato: Fuente:

Finalmente, aplicando las ecuaciones mencionadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados para cada una de las regiones:

Parámetro de Diseño		Nevado de Toluca	Santiago Tlanguistenco	Santa María Zolotepec
Longitud del cono de recarga	L (m)	<u>396.0</u>	<u>348.041</u>	<u>463.831</u>
Tasa de flujo	q_0 (m ³ /m-s)	<u>1.81 X 10⁻³</u>	<u>9.655 X 10⁻⁴</u>	<u>1.986 X 10⁻³</u>
Ancho del estanque de infiltración	w (m)	<u>31.315</u>	<u>16.704</u>	<u>34.364</u>
Longitud del estanque de infiltración	B (m)	<u>17.514</u>	<u>32.832</u>	<u>15.962</u>
Profundidad del estanque de infiltración	z (m)	<u>2.5</u>	<u>2.5</u>	<u>2.5</u>
Superficie de infiltración en el subsuelo	A (m ²)	<u>14,967.829</u>	<u>23,950.615</u>	<u>15,904.377</u>
Cantidad de agua en el almacenamiento dinámico	V (m ³)	<u>200,811.145</u>	<u>187,856.003</u>	<u>191,265.902</u>
Período de interrupción permisible durante la infiltración	t (días)	<u>36.6</u>	<u>34.2</u>	<u>34.9</u>



Con formato: Centrado

HydroGeo Analyst v.3.0

Professional Applications

- Managing data for groundwater monitoring networks
- Analyzing and recording water level data for water management districts and mine dewatering projects
- Analyzing data and compliance reporting for remediation projects
- Interpreting subsurface data for geologic repositories
- GIS mapping of aquifer extents and geologic formations
- Communicating environmental data to stakeholders

Data Input Features

- Comprehensive importing of virtually any data format
- Easy unit/coordinate system conversions
- Choose from a complete list of projection systems (e.g. UTM, State Planar, Geographic, or other global systems)
- Seamless data validation and error checking during data import
- Save import configurations for repetitive tasks

Overview

HydroGeo Analyst® represents the next generation in groundwater and borehole data management and visualization technology. HydroGeo Analyst integrates a complete range of easy-to-use analysis and reporting tools, with a powerful yet extremely flexible database management technology designed to increase the value of complex field data and improve project workflows.

Quality Control/Quality Assurance

- Automatic validation of data during import
- Identify and manage duplicate, spiked, and blank samples
- Compare blank samples to method detection limits
- Create metadata reports for work validation
- Display, retrieve, and save QA assessment results
- Directly map sample results in the Map Manager

Highlights

- **Project Wizard**, guides in creation of database and project details
- **Data Transfer System**, imports and validates all project data
- **Template Manager**, creates database structure templates
- **Materials Specification Editor**, manages all soil classifications
- **Query Builder**, performs on-the-fly, map-ready data queries
- **QA/QC Reporter**, analyze blank, duplicate and spiked samples
- **Map Manager**, for GIS mapping, contouring, gridding, etc.
- **Cross-Section Editor**, designs geologic, hydrogeologic and model layers - ideal for use with Visual MODFLOW!
- **HGA 3D Explorer**, 3D visualization and animation of your data
- **Borehole Log Plotter**, borehole log design and plotting
- **Report Editor**, fully customizable reports, time series graphs, tables, maps, etc.

Analysis and Interpretation

- Map and contour groundwater elevations/concentrations
- Quickly generate thematic water quality maps
- Identify relationship between water quality and geology
- Analyze, interpret, and create professional borehole logs
- Interpret and develop 2D/3D geologic cross-sections
- Develop model layers for use in MODFLOW models
- Switch between map, cross-section, and three-dimensional views for the "big picture" understanding of the subsurface environment



Pricing	
HydroGeo Analyst.....	US\$ 4,995.00
Single User License	

Con formato: Derecha

Con formato: Centrado

AquiferTest Pro v.4.0

Pumping Test

Professional Applications

- Analyzing pumping test or slug test data to predict the hydraulic properties of an aquifer (hydraulic conductivity, storativity, transmissivity)
- Comparing data to various solution methods for a comprehensive assessment of aquifer properties
- Predicting water table drawdown at future well locations
- Contouring pumping well drawdown and well interference
- Preparing professional pumping test reports

Data Analysis Features

With AquiferTest Pro, you'll take the guessing out of aquifer analysis. AquiferTest Pro includes several revolutionary tools for determining aquifer conditions prior to defining the actual test method. This approach removes the need to understand the theory behind numerous "type curves" and allows the user to match pumping test data (single or multiple well) to site conditions.

Identify the optimal analysis method for your site, based on:

- **Aquifer Type** (confined, unconfined, leaky, or fractured)
- **Aquifer Extent** (infinite, recharge boundary, barrier boundary)
- **Isotropy** (isotropic, anisotropic)
- **Discharge** (variable, constant)
- **Well Penetration** (fully, partially)
- **Data Type** (recovery, drawdown), or both

Once these characteristics are defined, AquiferTest Pro lists all available solution methods for your pumping test or slug test data—it's that easy! Choose from a comprehensive selection of pumping test solution methods for confined, unconfined, leaky, and fractured rock aquifers to analyze virtually any condition. Complete an in-depth analysis in three simple steps, which will allow for a comprehensive assessment of the aquifer properties.

Overview

AquiferTest Pro® is an easy-to-use software program, specifically designed for graphical analysis and reporting of pumping test and slug test data. AquiferTest Pro offers a complete range of features to quickly calculate the hydraulic properties of an aquifer. AquiferTest Pro offers a truly robust and innovative approach to handling even the most complex hydrogeologic conditions.

Highlights

- **Analysis Methodology**, assess a multitude of aquifer conditions as an alternative to type curve matching
- **Data Import**, import data from Excel™, ASCII, TXT, any Diver series datalogger or virtually any other datalogger on the market
- **Diagnostic Graphs**, perform on-the-fly comparison of field data vs. diagnostic graphs provide a quick assessment of the aquifer
- **Derivative Analysis**, graphically display drawdown or type curve derivatives for assessment of pumping test data
- **Trends Correction**, compensate for barometric pressure effects or trends in water levels
- **Data Contouring**, graphically display drawdown contours with color shading over a site map



Pricing	
AquiferTest* <small>Single User License</small>	US\$695.00
AquiferTest Pro <small>Includes: Trends Correction & Contouring Data</small>	US\$895.00
Maintenance/Upgrades <small>starting with</small>	US\$295.00

Con formato: Fuente: (Predeterminado) Arial, 10 pt

Con formato: Derecha

Con formato: Centrado

Professional Applications

- Aqueous geochemical analysis and reporting of water samples
- Aqueous geochemical modeling for acid mine drainage
- Reporting sample results from contaminated site monitoring
- Managing water quality data from sanitary landfills
- Identifying mineralization trends for mining exploration
- Calculating water hardness for use in water treatment
- Identifying water quality guideline exceedences

Overview

AquaChem® is designed for professionals working with water projects requiring management, analysis, and reporting of their water quality data. AquaChem features a fully customizable data base of physical and chemical parameters and provides a comprehensive selection of analysis, calculation, modeling, and graphing tools.

Highlights

- **Compatible with Visual MODFLOW**, conveniently generate PHT3D input for Visual MODFLOW **New!**
- **PHREEQC**, support for PHREEQC v.2.12 including Pitzer equations for calculations in saline solutions **New!**
- **"Equilibrate with Minerals" Modeling Feature**, assess the thermodynamic properties of minerals and their stability as a function of temperature **New!**
- **Mann-Kendall Statistics**, create output enhanced for Mann-Kendall trend analysis. Statistics are also included and may be calculated for multiple parameters at once **New!**
- **Calculators**, calculate oxygen solubility as a function of elevation and temperature, Langelier index, and Ryznar Stability index **New!**

Data Input and Analysis

AquaChem is the most widely-used software package developed for graphical and numerical analysis, modeling, and reporting of water quality and geochemical data. AquaChem's graphical user interface is extremely intuitive and takes the confusion out of managing your analytical lab and water quality data.

AquaChem's Data Import Wizard makes importing thousands of records from virtually any spreadsheet or database program a snap. Simply import XLS, CSV, TXT, or PRN file formats (may contain a variety of data configurations), or automatically map CAS Registry Numbers from the source file, directly to AquaChem.

Unlimited Parameters Available:

- Header information (sample id, site location, date, geology, etc.)
- Physical data (flow rates, temperature, depth, head, pH, etc.)
- Cations (Ca, Mg, Na, K, etc.)
- Anions (Cl, Br, SO4, HCO3, etc.)
- Uncharged compounds (Al, As, Co2)
- Organic and inorganic compounds
- Isotopes
- More than 350 chemicals available

Modeling with PHREEQC

PHREEQC, developed by the USGS, is designed for speciation, batch-reactions, one-dimensional transport, and inverse geochemical calculations - and is integrated within the AquaChem graphical user interface!

- Speciation and saturation-index calculations
- Reaction-path and advective-transport calculations

Pricing	
AquaChem	US\$945 ⁰⁰
Single User License	
Maintenance/Upgrades	US\$395 ⁰⁰
starting Ann.	

Con formato: Fuente: (Predeterminado) Arial, 10 pt

Con formato: Derecha

Visual MODFLOW Premium v.4.2 3D Groundwater

Professional Applications

- Predicting impacts from salt water intrusion during pumping
- Delineating well head protection areas
- Designing and optimizing pumping well locations for mine dewatering projects
- Evaluating groundwater remediation systems (pump & treat, funnel & gate, etc.)
- Simulating natural attenuation of chlorinated organic compounds
- Determining potential exposure pathways for risk assessments
- Predicting impacts from groundwater extractions
- Analyzing groundwater and surface water interactions

Overview

Visual MODFLOW Premium* represents our most advanced combination of features yet! With added flexibility and expanded simulation capabilities, even the most challenging projects can be effectively addressed with the numerous features available.

Highlights

- **PHT3D**, PHT3D, a multi-component transport model for three-dimensional reactive transport in saturated porous media. It now couples the solute transport model MT3DMS v.5.1 and the USGS geochemical code PHREEQC-2. In addition, use AquaChem to conveniently prepare input data for PHT3D simulation **New!**
- **MIKE 11**, developed by DHI, is a versatile and modular engineering tool for modeling and connecting conditions of groundwater and surface water. MIKE 11 is now integrated through the use of OpenMI technology **New!**

Simulation Capabilities

- **SEAWAT-2000**, the latest USGS modeling code designed for three-dimensional, variable-density, transient groundwater flow conditions - ideal for saltwater intrusion projects
- **MODFLOW-2000**, the world standard for 3D groundwater flow simulations developed by the USGS
- **MODPATH**, the standard package for forward and reverse particle tracking developed by the USGS
- **MT3D99**, an advanced three-dimensional mass transport model for simulating advection, dispersion, and chemical reactions
- **MT3DMS**, for multi-species contaminant transport simulations
- **RT3D**, a computational tool designed to simulate reactive transport in groundwater systems
- **VMOD 3D-Explorer**, a fully integrated, advanced three-dimensional visualization and animation tool
- **WinPEST**, a Windows-based version of PEST for automated model calibration, sensitivity analysis, and predictive analysis
- **GMG (Geometric Multi-Grid) Solver Integration**, USGS solver designed to optimize memory usage and reduce model run times
- **SAMG (Systems Algebraic Multi-Grid)**, an advanced solver ideally suited for large, complex models, **now optimized** to run with MODFLOW-2000 or SEAWAT-2000 projects
- **MGO**, a new management package designed for optimizing pumping well and injection well rates and locations
- **Stream Routing Package**, ideally suited for simulating the effects of surface water and groundwater interactions
- **Zone Budget**, for sub-regional water budget calculations



Pricing	
Visual MODFLOW Premium	US\$3,495.00
<small>Combines Visual MODFLOW Pro, SAMG, MT3D99, PHT3D</small>	
Visual MODFLOW Pro*	US\$2,495.00
<small>Combines VMOD, MGO, WinPEST, VMOD 3D-Explorer, SEAWAT, PHT3D, and GMG</small>	
Visual MODFLOW*	US\$1,195.00
<small>Combines MODFLOW-2000, MODPATH, MT3DMS, RT3D, Stream Routing Package & Zone Budget</small>	
Maintenance/Upgrades <small>starting from</small>	US\$295.00

Con formato: Centrado

Con formato: Derecha

Con formato: Centrado

Con formato: Fuente: 10 pt

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABDEL A. y KASHEF, I. (1987). Groundwater Engineering. Editorial McGraw Hill International. Singapur. 500 p.p.
2. APARICIO Mijares, Francisco Javier (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa, México D. F., 303 p.p.
3. APPELO, Postman D. (1993). Geochemistry Groundwater and Pollution. A. A. Balkema, Róterdam, Holanda, 250 p.p.
4. ARIEL CONSULTORES, S. A. (1996). Estudio de Simulación Hidrodinámica y diseño óptimo de Redes de Observación de los Acuíferos de Calera, San Luis Potosí y Toluca. 240 p.p.
5. ATHALA Molano, Jorge Esteban (2004). Apuntes de clase de Geohidrología. Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
6. BELTRAN, Virgilio (1980). Ciencias Naturales Tres. Editorial Trillas. 3ra edición. México D. F. 269 p.p.
7. BOCANEGRA e Hidalgo (1999). Estudio Geológico-Geofísico de zonas de agrietamientos en el Municipio de Toluca, Estado de México. 70 p.p.
8. CHAVEZ Guillén, R. (1987). Hidráulica y Diseño de Pozos. Facultad de Ingeniería. División de Educación Continua. Mexico.
9. CONAGUA, Comisión Nacional del Agua (2002). Gerencia de Aguas Subterráneas, Subgerencia de Evaluación y Modelación Hidrogeológica. Determinación de la Disponibilidad de Agua en el Acuífero Valle de Toluca, Estado de México, 37 p.p.
10. CONAGUA, Comisión Nacional del Agua (2003). Subdirección General Técnica, Gerencia de Aguas Subterráneas. Zonas de Reserva de Agua Potable para la Ciudad de Toluca. Informe final. México, 144 p.p.
11. CONAGUA, Comisión Nacional del Agua e IMTA, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (2002). Manual de Métodos de Recarga Artificial de Acuíferos. México, 130 p.p.
12. CUSTODIO, E. y Llamas, M. R. (1976). Hidrología Subterránea. Tomos I y II, Ediciones Omega, Barcelona, España, 2359 p.p.
13. DGCOP, Dirección General del Construcción y Operación Hidráulica (1984). Actividades Geohidrológicas en el Alto Lerma, México (Reporte Técnico). Departamento del Distrito Federal, México, 75 p.p.
14. ESTELLER, Ma. Vicenta (2005). Anthropic effects on Hydrochemical characteristics of the Valle de Toluca aquifer (central México). Centro Interamericano de Recursos del Agua, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México. Informe final. México, 15 p.p.

15. ESTELLER, Ma. Vicenta (2003). Environmental effects of the Aquifer Overexploitation: A case study in Central México. Centro Interamericano de Recursos del Agua, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México. Informe final. México, 20 p.p.
16. FERNANDEZ, Constantino de Miguel (1999). Hidrogeología Aplicada. Editorial Felix Barrera. La Habana, Cuba. 550 p.p.
17. FETTER, C. W. (1994). Applied Hydrogeology. 3rd edition, Editorial Prentice Hall, United States of America, 691 p.p.
18. FUENTES REYES, Edgar (2000). Fundamentos de Geohidrología. Tesis de Licenciatura de la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán, UNAM, México.
19. KAZMAN, Raphael (1969). Hidrología Moderna. Compañía Editorial Continental, México, D.F., 420 p.p.
20. IMTA Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (2002). Sistema de Información Geográfico del Acuífero de Toluca.
21. IMTA Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (2002). Visitas integrales en aprovechamientos de Agua Subterránea del acuífero de Toluca.
22. INEGI (2000). Censo de Población y Vivienda 2000.
23. JOHNSON, E. E. (1975). El agua subterránea y los pozos. 1a edición, Johnson División, UOP, Minnesota, U.S.A., 513 p.p.
24. TODD, David y MAYS, Larry (2005). Groundwater Hydrology. Ediciones Wiley. 3ra edición. E.U.A. 750 p.p.
25. LEOR PERFORACIONES, S. A. (1989). Determinación de las Causas de Reducción de las Extracciones del Sistema Lerma. 120 p.p.
26. LESSER Y ASOCIADOS S. A. (1992). Gobierno del Estado de México, Secretaría de Desarrollo Agropecuario, Dirección de Infraestructura Rural. Estudio para el Diagnóstico del Acuífero del Valle de Toluca para implementar la Reglamentación de la Extracción del Agua Subterránea. México, 150 p.p.
27. MURILLO Díaz, José Manuel (1999). Recarga Artificial de Acuíferos. Instituto Tecnológico Geominero de España, Provincia de Alicante, España, 157 p.p.
28. MURILLO Díaz, José Manuel y López Geta, Juan Antonio (1991). Tecnología Básica de la Recarga Artificial de Acuíferos. Instituto Tecnológico Geominero de España, Madrid, España, 56 p.p.
29. ONU Organización de las Naciones Unidas (1977). Almacenamiento y Recarga Artificial de Aguas Subterráneas. Departamento de Asuntos Económicos y Sociales. Recursos naturales. Serie del agua no. 2. Nueva York. 306 p.p.
30. PRICE, Michael (2003). Agua Subterránea. 1ª edición, Editorial Limusa, México, D.F., 330 p.p.

31. RAGHUNATH, H. M. (1982). Groundwater. Editorial Wiley & Sons Eastern. Nueva Dheli, India. 260 p.p.
32. REVISTA INGENIERÍA CIVIL, Órgano Oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C., números 405, 410, 411, 419, 422.
33. REXFORD D. S. y ULRIC P. G. (1989). Manual de los Pozos Pequeños. Washington D. C.. Edit Limusa. E.U.A. 182 p.p.
34. SANZ, E. (1997). Hydrogeological Sciences. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos y Puertos. Madrid, España. 950 p.p.
35. SEGOVIA N, Taméz E. (1999). Groundwater flow system in tha Valley of Toluca, México: an assay of natural radionuclide specific activities. Toluca, Estado de México, 75 p.p.
36. UNITECNIA (1996). Estudio para el diseño de redes de monitoreo de los acuíferos de los Valles de Toluca y Atlacomulco-Ixtlahuaca, en el Estado de México. Reporte para CNA.
37. VALDIVIA Urdiales, Blanca, Biología, la vida y sus procesos, Publicaciones Cultural, 2002, México, D.F., 582 p.p.
38. www.agua.uji.es
39. www.cna.gob.mx
40. www.conapo.gob.mx (Proyecciones demográficas municipales y para las grandes ciudades del país, de acuerdo con las cifras del Censo de Población de INEGI 2000)
41. www.economia.gob.mx/work/normas
42. www.rediris.es/hidrored
43. www.semarnat.gob.mx
44. WONG, Millan (1995). Análisis y diseño por bombeo para el abastecimiento de agua potable de un pozo profundo hasta la población de Llano Laguna Seca, Estado de México. Tesis Profesional. ENEP Acatlán, UNAM. México.
45. Diario Oficial de la Federación (Normas Oficiales Mexicanas)

❖ BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA

- Athala J., Olvera A. (2006). Serie de Ejercicios Numéricos para la Materia de Geohidrología de la Licenciatura en Ingeniería Civil. Edit. Facultad de Estudios Superiores Acatlán – UNAM, México.
- Camacho Medrano, Nayeli (2004). Análisis Bidimensional del Flujo Subterráneo en Acuíferos con el Método de Elementos Finitos. Tesis profesional, Ingeniería Civil, FES Acatlán – UNAM. México.
- Mata Otero, Fernando (2004). Fundamentos de Contaminación de Agua Subterránea. Tesis Profesional, Ingeniería Civil, FES Acatlán – UNAM. México.
- Montoya Fragoso, Juan Marcos (2004). Aplicación de un Modelo de Simulación de Aguas Subterráneas (Modflow) para predecir el impacto de las Extracciones en el Almacenamiento y Conservación de los Acuíferos. Tesis Profesional, Ingeniería Civil, ENEP Acatlán – UNAM. México.
- Soto Quintos, Manuel (2004). Factibilidad Tecnológica de la Remediación de Acuíferos Contaminados con Hidrocarburos. Tesis Profesional, Ingeniería Civil, ENEP Acatlán – UNAM. Mexico.