

Capítulo 10
ACUÍFEROS COSTEROS

10.1. INTRODUCCIÓN

La comprensión de las relaciones agua dulce - agua salada es compleja, pues a las dificultades inherentes al estudio del agua subterránea, se suma la existencia de agua de densidad diferente y miscible, con diferencias de viscosidad y a veces de temperatura. En 1889 Badon Ghyben estableció la primera forma cuantitativa de estudio, pero hasta después de 1955 no se elaboraron teorías que tuvieran en cuenta el movimiento del agua dulce y del agua salada, así como la existencia de una zona donde se presenta mezcla o dispersión entre ambas y que permitiera seguir el movimiento de esta interfase en diversas condiciones de recarga, bombeo y variación del nivel del mar. En este capítulo se tratarán las relaciones mas simples que existen para el estudio de la hidráulica de los acuíferos costeros.

Para una mejor comprensión del tema se definirán los términos de uso más común, cuando se están estudiando los acuíferos costeros, lo que se hará con ayuda de la Figura 10.1.

Se define como cuña de agua salada o cuña salina la masa de agua salada de gran longitud con sección en forma de cuña, apoyada en la base del acuífero y con el vértice o pie tierra adentro. La intrusión de agua salada es el movimiento permanente o temporal del agua salada tierra adentro, desplazando al agua dulce.

El límite entre dos fluidos inmiscibles tales como agua y petróleo está claramente definido y es brusco, formando una interfase o interfases. Si esos dos líquidos son miscibles tales como agua dulce y salada, no existe

una interfase brusca sino que se pasa de un fluido a otro a través de una zona de mezcla, llamada también zona de difusión o de transición.

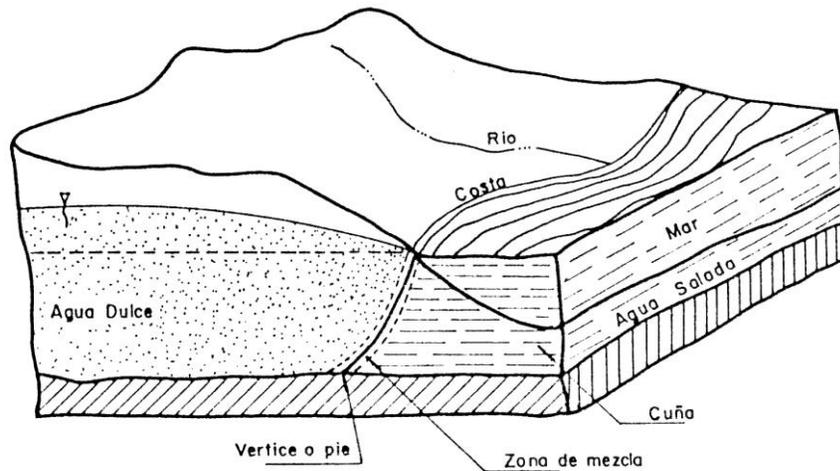


FIGURA 10.1 Acuífero Costero.

Esta zona refleja con intensidad variable las propiedades químicas e hidráulicas de cada uno de los líquidos originales y su ancho depende de la difusividad o dispersividad del medio y de las características del movimiento.

La zona de mezcla dentro de la cual se encuentra la interfase teórica, es una zona dinámica en la cual el agua se mueve no solo como consecuencia de las diferencias de densidad, sino también debido a cambios del nivel piezométrico en ambos líquidos.

El peso específico del agua dulce se puede tomar como 1000 kg/m^3 con desviación pequeña dentro del rango de temperaturas normales. El peso del agua salada es mayor y puede tomarse entre 1020 y 1030 kg/m^3 según la salinidad y la temperatura, siendo el valor más usual el de $s = 1025 \text{ kg/m}^3$ y su viscosidad, es un 30% mayor que la del agua dulce a igual temperatura.

10.2. POSICIÓN DE LA CUÑA DE AGUA SALADA EN AUSENCIA DE MEZCLA

Los primeros estudios de la relación agua dulce - agua salada en regiones costeras se realizaron en Holanda y Alemania por Badon Ghyben (1889) y Herzberg (1901) respectivamente y se basan en el equilibrio estático de columnas de agua de diferente densidad. Las hipótesis básicas admitidas son:

- El flujo de agua dulce es perfectamente horizontal (se admiten como válidas las hipótesis de Dupuit Forcheimer) y por tanto el potencial es constante a lo largo de cualquier vertical.
- No existe flujo de agua salada.
- La interfase es un plano no existiendo zona de mezcla.

En estas condiciones en un punto cualquiera B de la interfase, deben equilibrarse las presiones del agua dulce y del agua salada. De la Figura 10.2 se deducen las siguientes expresiones:

$$(h + Z)\gamma_d = Z\gamma_s \Rightarrow Z = \frac{h\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d} \quad (10.1)$$

Donde:

- γ_s : peso específico del agua salada.
- γ_d : peso específico del agua dulce.
- Z : : profundidad de la interface bajo el nivel del mar.

Si $s = 1025 \text{ kg/m}^3$, entonces $Z = 40 h$.

Esto quiere decir que la interfase se sitúa a una profundidad bajo el nivel del mar igual a 40 veces la cota del agua dulce sobre el nivel medio del mar en ese punto.

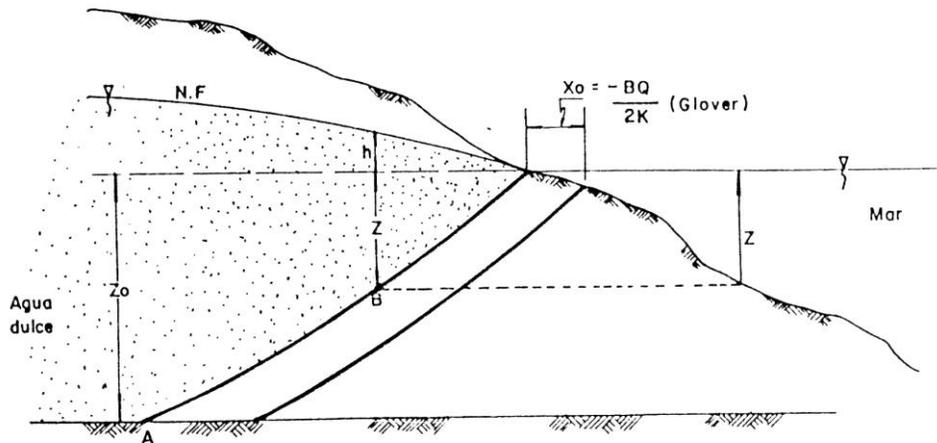


FIGURA 10.2 Posición de la cuña de agua salada.

Esta ecuación presupone que el nivel freático y la interfase se cortan en la intersección del nivel freático con el mar, este resultado es físicamente inaceptable y es consecuencia de las aproximaciones de Dupuit que desprecian las componentes verticales del flujo.

Glover en 1959, propuso un análisis más riguroso (aunque aún aproximado). La ecuación de Glover para la interfase es:

$$Z^2 = 2BQ_0 \frac{x}{K} + \left(\frac{BQ_0}{K} \right)^2 \quad (10.2)$$

Donde:

$$B = \frac{\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d}$$

- x: distancia a la costa.
 K: permeabilidad.
 Q₀: caudal de agua dulce por unidad de longitud de costa.

El agua escapa al mar por una franja de ancho x₀, cuyo valor según Glover es:

$$x_0 = \frac{Q_0}{2KB} \quad (10.3)$$

A valores grandes de x, las ecuaciones de Glover y Ghyben-Herzberg, tienden a dar los mismos resultados.

EJEMPLO 10.1

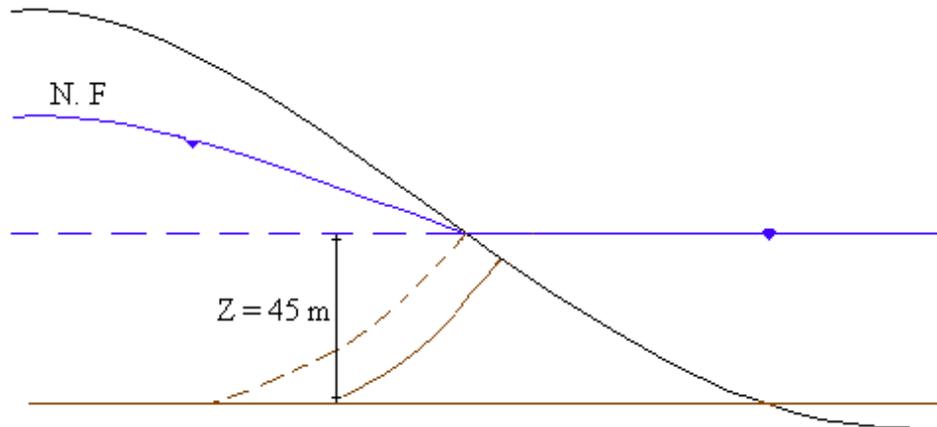
El agua dulce es descargada de un acuífero al mar a una tasa permanente de 6.3×10^{-6} m³/s por metro de longitud de costa. La base impermeable del acuífero está a 45 m bajo el mar. La conductividad del acuífero es 8.1×10^{-3} cm/s. Calcular la posición del pie de la cuña en el acuífero. Las explotaciones futuras de agua subterránea, reducirían sustancialmente (en un 95%) el flujo de agua dulce al mar. Calcular la distancia al pie de la costa hasta la cual la cuña de agua dulce podría instruirse. Hacer los cálculos por las fórmulas de Ghyben y Glover.

a) GLOVER:

$$Z^2 = 2BQ_0 \frac{x}{K} + \left(\frac{BQ_0}{K} \right)^2 \quad Z^2 - \left(\frac{BQ_0}{K} \right)^2 = 2BQ_0 \frac{x}{K}$$

$$x = \frac{Z^2}{2 \frac{BQ_0}{K}} - \left(\frac{BQ_0}{2K} \right)$$

Reemplazando los valores: $x = 324$ m.



b) GHYBEN:

La descarga de agua dulce al mar está dada por:

$$Q_0 = K(Z + h) \left(\frac{dh}{dx} \right) \quad (1)$$

$$Z = Bh \quad h = \frac{Z}{B} \quad (2)$$

$$\frac{dh}{dx} = \left(\frac{1}{B} \right) \left(\frac{dz}{dx} \right) \quad (3)$$

Reemplazando (3) en (1) se tiene:

$$Q_0 = K \left(Z + \frac{Z}{B} \right) \left(\frac{1}{B} \right) \left(\frac{dz}{dx} \right)$$

Integrando:

$$Q_0 B \frac{x}{K} = \frac{Z^2}{2} + \frac{Z^2}{2B} = Z^2 \frac{B-1}{2B} \qquad 2Q_0 B^2 \frac{x}{K} = Z^2 (B-1)$$

$$Z \approx \sqrt{\frac{2Q_0 B x}{K}} \qquad x = \frac{Z^2 K}{2Q_0 B}$$

$$x = 325 \text{ m.}$$

Si el caudal se reduce a 3.15×10^{-7} y repitiendo el mismo proceso se encuentra un $x=6510$ m.

La intrusión salina es realmente un fenómeno con régimen no permanente y el tiempo requerido para que la cuña se mueva de 300 a 6000 metros puede ser de varios años.

10.3. INTERFASE CÓNICA DEBAJO DE UN POZO

Aunque hay componentes verticales significativas en la vecindad de un pozo, que hacen inadecuada la predicción de la posición de la interfase por medio de la ecuación de Ghyben-Herzberg, la conclusión de que pequeños abatimientos causarían aumentos significativos de la interfase, permanece válida. Por lo tanto la extracción de agua dulce de una zona sobre un cuerpo de agua salada, debe implicar pequeñísimos abatimientos si se quiere evitar intrusiones hacia arriba a través de interfases cónicas.

Pruebas de laboratorio y de campo y consideraciones teóricas han mostrado que debajo de un pozo, existe una elevación crítica de la interfase, sobre la cual ésta no es estable y el agua salada fluye hacia el pozo. La elevación crítica es diferente para diversos espesores del espesor saturado dulce y para diferentes penetraciones del pozo. Como una indicación práctica, la interfase es aparentemente estable para alturas del cono $\leq 1/3$ de la distancia entre el fondo del pozo y la posición general de la interfase (Dagan y Bear, 1968).

Un primer estimativo de la descarga máxima obtenida que puede tenerse sin que haya intrusión en el pozo puede hacerse usando la ecuación de Ghyben - Herzberg (Mcworter 1972). La descarga para el pozo de la Figura 10.3 es:

$$Q = 2\pi K(b - s - \eta)r \frac{ds}{dr} \quad (10.4)$$

Donde:

- b : espesor de la capa no disturbada.
- S : abatimiento.
- η : elevación de la interfase = B s

Reemplazando e integrando:

$$-\frac{Q}{2\pi K} \int_{r_p}^R \frac{dr}{r} = \int_{s_p}^R (b - s - Bs) ds$$

se obtiene:

$$Q = \left(\frac{\pi K}{\ln \frac{R}{r_p}} \right) (2bs_p - s_p^2(1 + B)) \quad (10.5)$$

Q_{\max} se obtiene si $s_p = \frac{B(b-1)}{3}$, para un acuífero libre, como ya se demostró en capítulos anteriores, reemplazando:

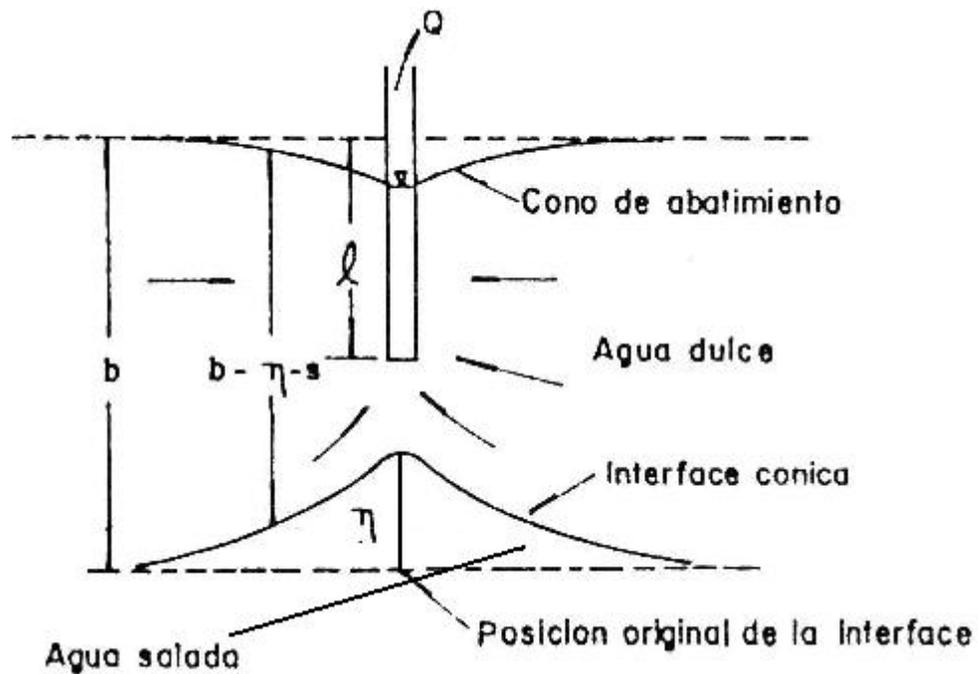


FIGURA 10.3 Interfase cónica debajo de un pozo de bombeo.

$$Q_{\max} = \frac{\pi K}{\ln \frac{R}{r_p}} \left\{ \frac{B \left(1 - \frac{1}{b} \right)}{3} \left(2 - (1+B) \frac{B \left(1 - \frac{1}{b} \right)}{3} \right) \right\} \quad (10.6)$$

Esta ecuación debe utilizarse con precaución porque, para un abatimiento dado, la cabeza piezométrica debajo del pozo es mayor que la producida cuando se asume flujo horizontal.

No obstante las limitaciones, la ecuación anterior sirve para enfatizar que

aún, pequeños caudales causan intrusión salina.

Algunas veces cuando la longitud ranurada del pozo es muy pequeña comparada con su profundidad, la elevación estable η_w de la interfase debajo del pozo es:

$$\eta_w = \frac{QB}{2\pi(b-l)K} \quad (10.7)$$

l en este caso, es la distancia entre el techo del acuífero y la rejilla. Condicionando el ascenso máximo de la interface a 1/3 de la distancia entre el fondo del pozo y la elevación original de la interfase, la máxima descarga es:

$$Q_m = \frac{2\pi}{3}(b-l)^2 \frac{K}{B} \quad (10.8)$$

En esta ecuación las componentes verticales son tenidas en cuenta aproximadamente (Bear-Dagan, 1968).

EJEMPLO 10.2

Un pozo que tiene una rejilla de un metro de longitud, localizada 16 m de profundidad bajo el nivel freático, está perforado en un acuífero con una permeabilidad de 17 m/día. Una interface agua salada-agua dulce se localiza a 32 m de profundidad bajo el nivel freático. Estimar el máximo caudal que puede extraerse sin que se produzca intrusión de agua salada.

Solución:

La descarga máxima se calcula usando la ecuación 10.8:

$$Q_m = \frac{2\pi}{3}(32-16)^2(0.025)(17) = 228\text{m}^3 / \text{dia}$$

10.4. LENTES DE AGUA DULCE EN ISLAS

El agua fresca en las islas se presenta con frecuencia como un cuerpo flotando en agua salada. Estos lentes de agua dulce son el resultado de recargas debidas a la precipitación.

Según el siguiente desarrollo teórico, el espesor del cuerpo de agua dulce es mayor en el centro de la isla y disminuye hacia la costa, donde el agua dulce es descargada al mar. Una sección transversal del lente de agua dulce presenta la forma mostrada en la Figura 10.4.

Se puede deducir una ecuación que relacione la profundidad del lente de agua dulce con la permeabilidad, el tamaño de la isla y la recarga. La siguiente deducción es para islas circulares, pero puede aplicarse también a islas largas, estrechas, en las cuales el flujo sea unidimensional, normal al eje mas largo de la isla.

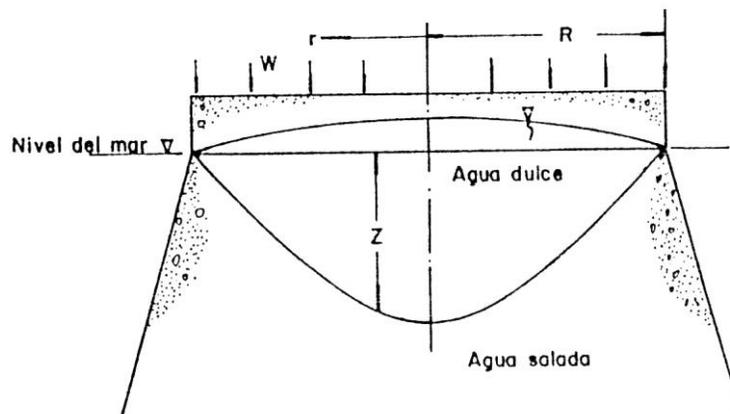


FIGURA 10.4 Lente de agua dulce en una isla circular.

Con referencia a la Figura 10.4, la descarga a una distancia r del centro de la isla es:

$$Q(r) = -2\pi K(Z + h)r \frac{dh}{dr} = \pi r^2 W$$

Pero:

$$Z = Bh \quad dh/dr = 1/B \, dz/dr$$

Reemplazando:

$$-2\pi K \left(Z + \frac{1}{B} Z \right) \frac{r}{B} \frac{dZ}{dr} = \pi r^2 W$$

Integrando esta ecuación se tiene:

$$\frac{BW}{2K} \int_r^R r \, dr = \int_Z^0 \left(Z + \frac{1}{B} Z \right) dZ$$

Cuya solución es:

$$Z^2 = \frac{BW(R^2 - r^2)}{2K \left(1 + \frac{1}{B} \right)} \quad (10.9)$$

EJEMPLO 10.3

En muchas islas la principal fuente de agua potable son lentes de agua dulce. El sistema de extracción consiste en un gran número de pozos poco profundos y no muy espaciados con descargas muy pequeñas (20 m³/día). Considérese un lente circular de radio R , en el cual la interfase está a 13 m por debajo del nivel del mar. La recarga es de unos 30 cm/año. Un campo de pozos es desarrollado en el centro del lente, de tal forma que cubre el

65% del área de éste. Calcular el caudal en el campo que subiría la profundidad de la interfase a 4 m en el centro del lente.

Solución:

El campo es idealizado como un círculo de radio R_i . Además, la tasa de descarga se simula como una descarga uniforme W_i .

En el campo de pozos se tiene:

$$Q(r) = \pi r^2 (W - W_i) = -2\pi K(z + h)r \frac{dh}{dr}, r \leq R_i \quad (A)$$

Pero $z=Bh$. Reemplazando en A e integrando la ecuación, teniendo en cuenta que cuando $z=z_o$, $r=0$ y cuando $z=z_i$ $r=R_i$ se llega a:

$$Z^2 = \frac{BR_i^2 (W - W_i)}{2K \left(1 + \frac{1}{B}\right)} \quad (B)$$

La siguiente etapa es calcular z_i^2 . Esto se logra analizando el flujo para $r \geq R_i$.

El caudal para cualquier r es:

$$Q(r) = \pi R_i^2 (W - W_i) + W\pi(r^2 - R_i^2) = -2\pi K(z + h)r \frac{dh}{dr}, r \geq R_i \quad (C)$$

Integrando esta ecuación con los límites siguientes:

$$\begin{aligned} z &= z_i, & r &= R_i \\ z &= 0, & r &= R \end{aligned}$$

Se obtiene:

$$Z_i^2 = \frac{B}{2K\left(1 + \frac{1}{B}\right)} \left(W(R^2 - R_i^2) - 2W_i R_i^2 \ln \frac{R}{R_i} \right) \quad (D)$$

Combinada con (B) :

$$Z_0^2 = \frac{BR^2}{2K\left(1 + \frac{1}{B}\right)} \left[W - W_i \left(\frac{R_i}{R} \right)^2 \left(1 + \ln \left(\frac{R_i}{R} \right)^2 \right) \right] \quad (E)$$

Como el área A de los lentes y el área A_i del campo de pozos son proporcionales a sus respectivos radios cuadrados, la ecuación E puede escribirse:

$$Z_0^2 = \frac{BR^2}{2K\left(1 + \frac{1}{B}\right)} \left[W - W_i \left(\frac{A_i}{A} \right) \left(1 + \ln \left(\frac{A_i}{A} \right) \right) \right] \quad (F)$$

Antes del desarrollo del campo A_i = 0. Cuando A_i → 0, la ecuación F se reduce a:

$$Z_0^2 = \frac{BR^2 W}{2K\left(1 + \frac{1}{B}\right)}$$

Pero z₀² = (13)² antes del desarrollo del campo y W = 0.3 m/año, entonces reemplazando en la ecuación anterior:

$$\frac{BR^2}{2K\left(1 + \frac{1}{B}\right)} = \frac{Z_0}{W} = \frac{13^2}{0.3} = 563 \text{ m} - \text{año}$$

La ecuación F queda entonces:

$$Z_0^2 = 563 \left[W - W_i \left(\frac{A_i}{A} \right) \left(1 + \ln \left(\frac{A_i}{A} \right) \right) \right]$$

Despejando W_i :

$$W_i = \frac{W - \left(\frac{Z_0^2}{563} \right)}{\frac{A_i}{A} \left(1 + \ln \left(\frac{A_i}{A} \right) \right)}$$

Como:

$A_i/A = 0.15$, $W = 0.3$ m/año, $z_0 = 4$, reemplazando en la ecuación anterior:

$$W_i = 0.62 \text{ m/año}$$

10.5. EXPLOTACIÓN DE ACUÍFEROS COSTEROS

Para determinar la posición exacta de la interfase, necesariamente se tienen que realizar análisis químicos de muestras a diferentes profundidades, lo que implica la perforación de una serie de piezómetros. Para ello se emplean toma muestras que descienden cerrados y se abren a la profundidad deseada. Estos muestreos deben realizarse a intervalos regulares de tiempo con el fin de controlar permanentemente la posición del frente salado.

En Colombia se presentan graves problemas de intrusión salina en varios

sitios del país, como San Andrés y el Urabá Antioqueño.

Hay varios indicadores de contaminación con agua salada, aunque por si solos no son suficientes. Por ejemplo el contenido de cloruros es un indicador. la resistividad eléctrica es otro. Sin embargo, este indicador por si solo no es evidencia contundente de intrusión marina, pues podría tratarse de aguas connatas, con contenidos de cloruros muy altos.

Hay varios métodos para prevenir la intrusión, los cuales se enumerarán con sus respectivas ventajas y desventajas.

1. Disminución del bombeo. Parece la herramienta mas lógica para luchar contra la intrusión salina, sin embargo tiene los siguientes inconvenientes:

- Se pierde agua dulce.
- Dificultad para encontrar fuentes alternas de agua potable.
- No hay herramientas legales suficientes, ni la estructura logística necesaria que impida a los propietarios de terrenos adyacentes a la costa un sobrebombeo.

2. Reubicación de los centros de bombeo. Se relocalizan los pozos cercanos a la costa. Este método presenta los siguientes inconvenientes:

- Marco legal.
- Costos.

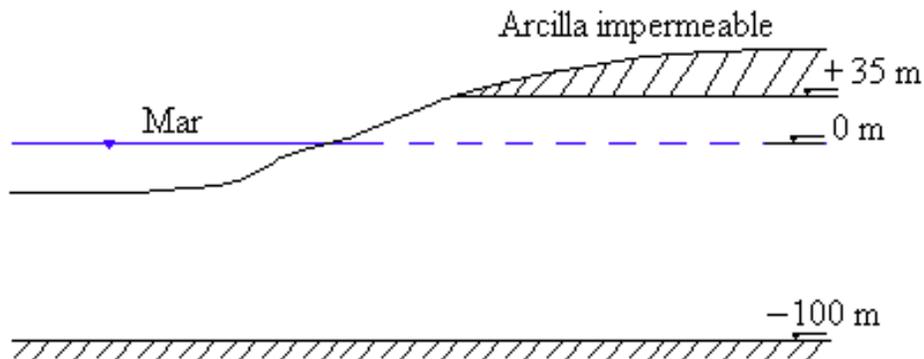
3. Recarga artificial. Como ya se vió anteriormente, la posición de la interface está determinada por los niveles piezométricos del cuerpo de agua dulce. Una elevación artificial de estos niveles por efecto de una recarga, reduciría la intrusión. Esta podría efectuarse por pozos de inyección o por lagunas de infiltración. Se presentan los siguientes problemas:

- Disponibilidad de agua dulce para recarga a bajos costos.

- Es una metodología costosa.
 - Se reduce la capacidad de almacenamiento con respecto a tormentas o avenidas. Es más barato, si se dispone de recarga, distribuir directamente y reducir el bombeo. Sólo cuando esta recarga exige tratamiento o cuando hay excesiva evaporación se justifica este método.
4. Establecimiento de barreras físicas. Sólo pueden establecerse en acuíferos poco profundos. Estas barreras pueden ser tablestacas, zanjas rellenas de arcilla, bentonita o cemento. El gran inconveniente de este método son los grandes costos que implica y la resistencia de las estructuras contra terremotos o erosión química.

PROBLEMAS PROPUESTOS

- 10.1. Una isla circular de 1000 m de radio, tiene una precipitación efectiva de 8 mm. Un pozo de 0.4 m de diámetro situado en el centro de la isla, está bombeando un caudal de 800 lpm, de un acuífero con permeabilidad de 30 m/d. La profundidad del mar alrededor de la isla es de 12 m. Determinar el abatimiento en el pozo y la posición de la línea divisoria de aguas.
- 10.2. Un caudal de 30 m³/día por metro de longitud de costa fluye hacia el mar a través de un acuífero costero. La base del acuífero está a 40 m bajo el nivel del mar y tiene una permeabilidad de 40 m/d. Calcular la posición del pie de la cuña de agua salada, si el flujo de agua dulce se reduce en un 60%.
- 10.3. La figura muestra un corte de un acuífero perpendicular a la costa, con permeabilidad de $k = 20$ m/d. La cabeza piezométrica en un punto a 10 km de la costa es +12 m sobre el nivel del mar. Determinar el caudal del agua dulce que fluye hacia el mar y la posición del pie de la cuña de agua salada.



Capítulo 11
DISEÑO DE POZOS

El objetivo del diseño en ingeniería es lograr, en cualquier tipo de obra, la mejor combinación posible de rendimiento, vida útil y costo razonable. El diseñador de pozos encontrará que las soluciones óptimas, comprenden una serie de consideraciones y que debe adoptar un enfoque flexible para cada problema. Entre estas puede estar la necesidad de sacrificar rendimiento o eficiencia para reducir costos. Sin embargo al incrementarse la eficiencia en pozos y bombas, pueden lograrse importantes economías en los costos, sobre todo en lo referente al consumo de energía.

La ineficiencia en los sistemas de abastecimiento de agua, por medio de pozos, puede deberse a mal diseño, incorrecta escogencia de la bomba o un inadecuado mantenimiento.

Diseñar un pozo es el proceso de especificar los materiales para su construcción, sus dimensiones y definir la mejor política de operación. Los principales objetivos que un buen diseño debe asegurar son los siguientes:

Rendimientos altos con abatimientos mínimos.

Buena calidad del agua y una adecuada protección contra la contaminación

Agua libre de arena.

Larga vida útil de pozo (25 años o más).

Costos razonables a corto y largo plazo.

En zonas, donde realizar el abastecimiento de agua por medio de fuentes superficiales, no es posible o implica costos muy elevados, se construyen captaciones de agua subterránea, que permitan satisfacer una cierta demanda de agua, ya sea para consumo agrícola, doméstico o industrial. Estas captaciones pueden ser pozos verticales, galerías filtrantes, zanjales de drenaje.

Dependiendo de cada caso particular, del uso que vaya a dársele a cada estructura y de las condiciones hidrogeológicas, puede diseñarse el tipo de captación más apropiado.

Bajo la denominación de pozos verticales pueden entenderse, todos aquellos que se proyectan y construyen para obtener agua por penetración vertical de una capa acuífera. Los pozos verticales serán el objeto de estudio de estas notas.

Para el diseño y construcción de pozos verticales deben estudiarse los siguientes parámetros:

- Profundidad
- Método de perforación.
- Entubado
- Rejilla y filtro de grava.
- Desarrollo.
- Protección Sanitaria.
- Selección y operación del equipo de bombeo.

En este capítulo se estudiarán específicamente los parámetros concernientes al diseño: profundidad, entubado, rejilla y filtro de grava y se darán normas generales y recomendaciones para obtener captaciones que sean las más eficientes posibles.

11.1 PROFUNDIDAD.

La profundidad en un pozo vertical es definida fundamentalmente por las características de la formación que se va explotar. Dependiendo del tipo de acuífero libre, confinado o semiconfinado se determinará la longitud de la perforación. En acuíferos confinados, salvo razones económicas, se aconseja la penetración total de la formación. En acuíferos libres la profundidad alcanzada dependerá de los caudales, equipo de perforación disponible y costos. La profundidad depende también de la regulación de los entes estatales que tengan jurisdicción en el lugar. En el Valle del Cauca, la CVC, exige profundidades de más de 30 m para los pozos de

uso industrial, con el fin de garantizar el abastecimiento por pozos de usos doméstico, de menor profundidad.

11.2 ENTUBADO.

Unas veces durante la perforación, otras después de acabada ésta, es preciso revestir el pozo, lo que se hace por medio de una tubería que puede ser provisional o definitiva. La finalidad más frecuente de la primera es la de sostener, mientras se prosigue el avance de la perforación, los horizontes ya perforados.

El entubado definitivo de un pozo desempeña en general, dos misiones fundamentales: sostener las paredes de la perforación y constituir la conexión hidráulica que pone el acuífero en comunicación con la superficie de terreno o con los elementos de extracción correspondientes. El entubado puede ser todo del mismo diámetro, o con diámetros distintos escalonados en orden decreciente con el aumento de profundidad.

El diseño del entubado de un pozo debe tener en cuenta dos aspectos: diámetro de la tubería y espesor de su pared. El diámetro escogido debe satisfacer dos requerimientos:

1. Debe ser lo suficientemente ancho para permitir una eficiente instalación de la bomba. El tamaño de ésta es el factor que controla el diámetro del entubado y es recomendable que sea dos unidades mayor que el diámetro nominal de la bomba. En todos los casos, sin embargo, debe ser al menos un tamaño mayor que el de los tazones de la bomba.
2. El diámetro debe ser aquel que cause las menores pérdidas por fricción.

La Tabla 11.1 muestra los diámetros recomendados para algunos caudales.

TABLA 11.1 Diámetros de entubado recomendados(Helweg, 1983).

Caudal l/s	Diámetro nominal tazones (pul)	Diámetro óptimo (pul)	Diámetro Mínimo (pul)
<6	4	6 DI	5 DI
5-11	5	8 DI	6 DI
10-25	6	10 DI	8 DI
22-41	8	12 DE	10 DI
38-57	10	14 DE	12 DI
54-82	12	16 DE	14 DE
76-114	14	20 DE	16 DE
101-189	16	24 DE	20 DE

En la tabla anterior DI y DE son los diámetros interiores y exteriores de la tubería respectivamente.

La selección del material de entubado está basada en la calidad del agua, profundidad del pozo, costos, diámetro de la perforación y método de perforación. Los materiales más usados son acero, PVC, fibra de vidrio, y asbesto-cemento. El acero es el más frecuentemente utilizado, pero el PVC también es muy empleado, sobre todo en áreas donde el agua es altamente corrosiva y los pozos tienen profundidades menores de 300 m.

El segundo parámetro que se debe determinar es el espesor de la pared del entubado. Para su determinación hay que tener presentes los esfuerzos a que estará sometida la tubería, los empujes del terreno y sobre todo, las posibles cargas hidrostáticas por diferencia del nivel del agua entre el interior y el exterior del pozo.

Allieve propuso la siguiente fórmula, para hallar la carga de rotura por aplastamiento, de una tubería:

$$P = \frac{2E}{K} \left(\frac{e}{d} \right)^3 \quad (11.1)$$

en donde:

P = carga máxima admisible al aplastamiento en kg/cm²
e = espesor de la pared del tubo en cm
d = diámetro exterior del tubo en cm
K = coeficiente de seguridad
E = módulo de elasticidad del acero en kg/cm²

En general la mayoría de los fabricantes suministran para cada tipo de tubería las cargas máximas que ésta puede soportar.

11.3 ZONA DE ADMISION DE AGUA EN LOS POZOS.

Al terminar un pozo en formaciones consolidadas y no consolidadas, hace falta colocar un dispositivo de admisión denominado rejilla, para retener materiales sueltos, permitir que el agua entre al pozo sin pérdida excesiva de carga e impedir el paso de material fino durante el bombeo. La rejilla es el componente más importante de cualquier pozo que extraiga agua de una formación no consolidada, en especial cuando se trata de arenas y gravas.

Una rejilla ideal ha de estar diseñada y construida de tal manera que tenga las características siguientes:

- Aberturas diseñadas para evitar la obstrucción por arena o grava.
- Máxima cantidad de área abierta, sin sacrificar la resistencia necesaria.
- Debe ser construida en un solo metal, resistente a la corrosión y a los ácidos utilizados para desincrustar
- Resistencia elevada al colapso y a la compresión.
- Economía en sus costos.

11.3.1 Tipos de rejilla.

11.3.1.1 Rejillas de ranura continua. La rejilla de ranura continua se fabrica mediante el arrollado de alambre estirado en frío, de sección transversal aproximadamente triangular, colocado espiralmente alrededor de un sistema circular de barras longitudinales. En cada punto en donde el alambre cruza las barras, ambos elementos se aseguran fuertemente por medio de una soldadura. Cada ranura abierta comprendida entre dos alambres tiene forma de V, como resultado del perfil especial de alambre

que se utiliza para formar la superficie de la rejilla. Estas aberturas son más angostas en su cara exterior y se ensanchan hacia adentro. Este diseño contribuye a que no se obstruyan. Cualquier grano de arena que pase por los aguzados labios de la abertura en forma de V, fácilmente atraviesa esta sin atascarse. Ver figuras 11.1 y 11.2. Este método de fabricación produce una rejilla con la mayor área abierta posible, lo cual es muy importante en pozos con tendencia a la incrustación y lo bastante fuerte para resistir las tensiones, antes y después de la instalación. Sin embargo, estas rejillas son las más costosas que se encuentran en el mercado.

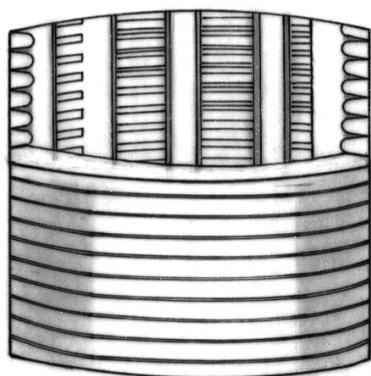


FIGURA 11.1 Rejilla continua.

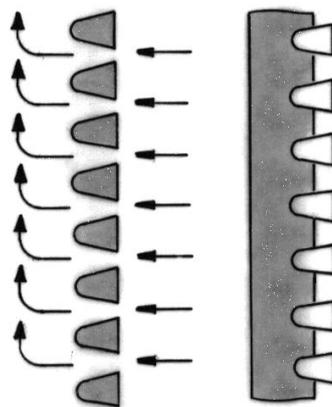


FIGURA 11.2 Circulación del agua

11.3.1.2 Rejillas tipo persiana. Las aberturas de esta rejilla son hileras de persianas que se orientan en ángulo recto o paralelas al eje de la rejilla. Dichas aberturas tienen en general un perfil que es poco favorable para los pozos desarrollados naturalmente, porque pueden obstruirse durante este proceso. Sin embargo su empleo puede aconsejarse en pozos con filtro artificial de grava, ver figura 11.3.

11.3.1.3 Rejilla de puente. Las rejillas de puente tienen las ranuras cubiertas por unos techos en forma de puentes, ver figura 11.4. Los porcentajes de área abierta, aunque no son iguales a las de tipo continuo, pueden alcanzar valores significativos.

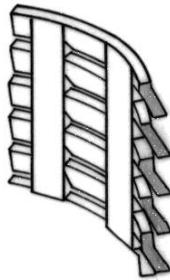


FIGURA 11.3 Rejilla tipo persiana

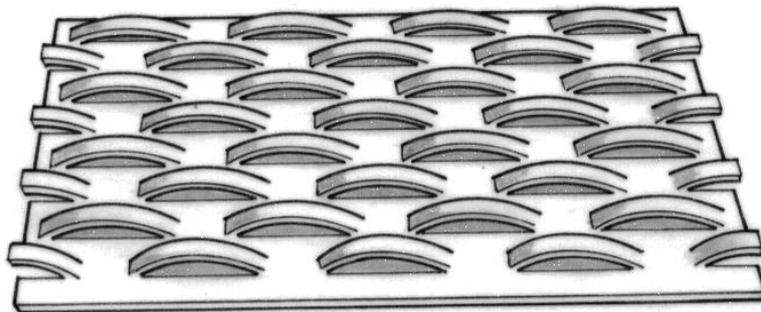


FIGURA 11.4 Rejilla de puente.

11.3.1.4 Tubo perforado. El tubo perforado, por su facilidad de ejecución y su relativo bajo costo, es ampliamente utilizado como zona filtrante en pozos. El número, disposición, espaciamiento y ancho de las ranuras varía ampliamente. En general se trata de perforaciones o ranuras longitudinales, aunque también se realizan transversales o inclinadas, con diámetros mayores que 0.5 o 1 cm, con lo cual no resultan muy aptas para arenas, a menos que se coloque un filtro artificial de grava. El porcentaje

de área abierta que se consigue es generalmente inferior al 10%, pero con un buen trabajo de taller puede llegarse a un 18%.

11.3.2 Criterios de selección y dimensionamiento de la rejilla. La selección de la rejilla para un determinado pozo comprende la elección de la longitud, diámetro y tamaño de apertura, además del material, que satisfagan las necesidades y condiciones existentes en las proximidades del pozo.

11.3.2.1 Longitud. Una longitud óptima de rejilla debe establecerse, considerando el espesor y la estratificación del acuífero, abatimiento y caudal esperado en el pozo. En casi todos los pozos unas zonas transmiten mas agua que otras, por lo tanto, la rejilla debe colocarse en las zonas de más alta conductividad hidráulica.

Para determinar cuales son las zonas más productivas, pueden emplearse uno o varios de los siguientes criterios:

Interpretación de los registros de velocidades de perforación y comentarios hechos durante ésta, tales como: pérdidas de lodo, aumento o disminución de la viscosidad de éste, etc.

Inspección visual de las muestras recobradas durante la perforación.

Análisis granulométricos de muestras tomadas en varias capas del acuífero.

Ensayos en laboratorio de permeabilidades de estas muestras.

Ensayos geoeléctricos de resistividad en el pozo.

Para los diferentes tipos de acuíferos, deben observarse las siguientes reglas.

1.Acuífero libre homogéneo. Puede demostrarse analíticamente que el rendimiento específico máximo se obtiene cuando se producen abatimientos iguales a las dos terceras partes del espesor del acuífero, por tanto, la longitud óptima de rejilla es un tercio del espesor. Debe colocarse, obviamente, en la parte inferior del acuífero. Sin embargo, en acuíferos potentes y profundos, puede enrejillarse el 80% del espesor.

2. *Acuífero libre heterogéneo*. Se aplican los mismos principios anteriores, con la diferencia que las rejillas se colocan en los estratos más productivos. Si es posible la longitud debe ser un tercio del espesor total del acuífero.

3. *Acuífero confinado homogéneo*. En este tipo de acuífero, debe ser enrejillado un 80-90% del espesor total, suponiendo que el máximo abatimiento es la distancia entre la piezométrica y el techo del acuífero. Los mejores resultados se obtienen cuando la rejilla es centrada.

4. *Acuífero confinado heterogéneo*. Se enrejilla un 80-90% del espesor de las capas más permeables .

11.3.2.2 Apertura de la rejilla. La apertura de la rejilla para una misma formación depende de si el pozo es desarrollado naturalmente o no. En cualquiera de los dos casos, la escogencia de ésta, para un pozo en particular, dependerá del análisis granulométrico de la muestra del acuífero. El diseño debe basarse en muestras verdaderamente representativas, si se quiere obtener buenos rendimientos en los pozos.

Cuando se usa bentonita en la perforación rotatoria, ella puede contaminar las muestras y dar lugar a diseños de rejilla con tamaños menores que el necesario.

En un pozo naturalmente desarrollado, la apertura de rejilla se selecciona, teniendo en cuenta que el material más fino de la formación, pueda sacarse de ella y bombearse durante el proceso de desarrollo del pozo, resultando en la creación de una zona de material no gradado que se extiende hasta 0.6m fuera de la rejilla. El incremento de porosidad y conductividad hidráulica de este material reduce el abatimiento cerca del pozo durante el bombeo. Para formaciones homogéneas, la rejilla debe retener entre el 40-50% del material de la formación. Si el agua no es particularmente corrosiva, se escoge un 40% y si es extremadamente corrosiva o se tienen dudas acerca de la muestra es preferible diseñar con un porcentaje de retención del 50%. Para formaciones heterogéneas la rejilla debe escogerse de acuerdo al material de cada estrato, teniendo en

cuenta estas dos reglas adicionales:

Regla 1: si el material fino reposa sobre el material grueso, el tamaño de ranura del tramo de rejilla que va a instalarse en el estrato de granulometría gruesa no debe ser mayor que el doble de la abertura de ranura que se emplee para material fino.

Regla 2: si el material fino descansa sobre material grueso, debe extenderse la rejilla que tiene su abertura diseñada para el material fino, por lo menos unos 60 cm dentro del material más grueso que se halle debajo.

Aplicando estas dos reglas se reduce la posibilidad, de que el pozo pueda bombear arena, ver figura 2.5.

La figura 2.6 muestra un caso de diseño de una rejilla para un pozo desarrollado naturalmente.

11.3.3 Diámetro. El diámetro se determina de tal manera que se tenga un área abierta de admisión, suficiente para proporcionar la cantidad de agua requerida sin provocar excesivas velocidades de entrada. El diámetro se establece luego de determinarse la longitud y el tamaño de las aperturas. La práctica ha demostrado que la velocidad de entrada no debe superar 3 cm/s.

La mayoría de los fabricantes de rejillas suministran tablas que dan el porcentaje de área abierta por pie de rejilla. La tabla 2.2 muestra áreas abiertas para varios tipos de rejillas.

11.3.4 Selección del material. Tres factores gobiernan la escogencia del material usado para rejillas: calidad del agua, presencia de la bacteria ferruginosa y resistencia de la rejilla.

La naturaleza química del agua subterránea está determinada por medio de análisis de calidad de aguas. Estos muestran si el agua es corrosiva o incrustante. En algunos casos, el agua puede causar ambas cosas, corrosión e incrustación. La siguiente lista de indicadores de agua

corrosiva pueden ayudar al diseñador a reconocer condiciones potenciales de corrosión.

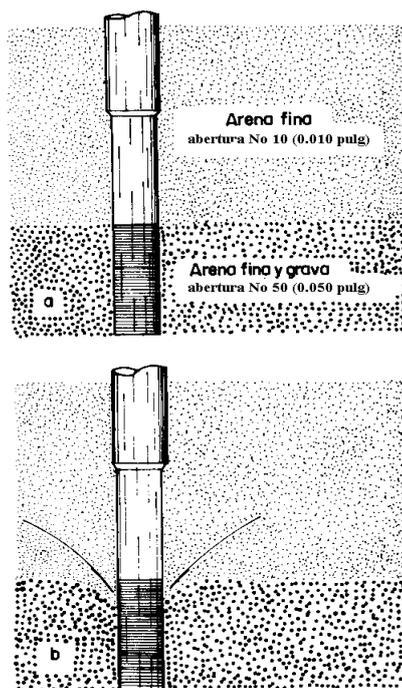


FIGURA 11.5 Bombeo de arena en un acuífero heterogéneo

1. Bajo pH. Si el pH es menor que 7 el agua es ácida y puede haber corrosión.
2. Oxígeno disuelto. Si este excede 2 ppm el agua es corrosiva. El oxígeno disuelto puede encontrarse en acuíferos libres, en pozos poco profundos.
3. Sulfuro de hidrógeno. Su presencia puede detectarse fácilmente por su característico olor a huevo podrido. Concentraciones menores de un ppm pueden causar una severa corrosión.
4. Sólidos disueltos totales. Si el contenido mineral excede de 1000 ppm la conductividad eléctrica del agua es suficientemente alta

para causar corrosión electrolítica. Para evitar esto, se necesitan rejillas fabricadas de un solo metal, resistente a la corrosión.

5. Dióxido de carbono. Si la presencia de este gas excede de 50 ppm el agua es corrosiva.
6. Cloruros. El agua es corrosiva, si el contenido supera los 500 ppm.

La presencia de dos o más agentes corrosivos intensifica el ataque a los metales, comparado con los efectos de un solo agente.

En aguas corrosivas las rejillas deben ser construidas de materiales durables. Los fabricantes generalmente dan recomendaciones en este sentido.

El agua incrustante deposita minerales en la superficie de la rejilla y en los poros de la formación al exterior de ésta. Tales depósitos obstruyen la formación y la rejilla. Algunos índices de incrustabilidad del agua son los siguientes:

1. Valor alto de pH. Si éste se halla por encima de 7.5 pueden esperarse tendencias incrustantes en el agua.
2. Dureza de carbonatos. Si ésta excede de 300 ppm, habrá incrustación por la depositación de carbonato de calcio.
3. Hierro. Si su contenido sobrepasa 0.5mg/l, hay incrustación por precipitación del hierro.
4. Manganeso. Si el contenido excede 0.2 mg/l, el pH es alto y hay oxígeno presente habrá incrustación.

Los depósitos minerales provenientes del agua subterránea del tipo incrustante pueden removerse utilizando una solución fuertemente concentrada de ácido muriático (ácido clorhídrico), que los disuelve. Las rejillas deben ser, por lo tanto, construidas con metales resistentes al tratamiento con este ácido. La bacteria, comúnmente denominada bacteria ferrosa o ferruginosa, se encuentra presente en algunas aguas subterráneas.

Tabla 11.2 Porcentaje de áreas abiertas para varios tipos de rejillas

D pul	Abertura Milésimas pul	Continua pul ² /pie	Persiana Pul ² /pie	Puente pul ² /pie	
4 DI	20	44			
	30	58			
	40	72		13	
	50	78			
	60	90		19	
	80	102			
	90	105		29	
	95	106			
	100	112			
	120	99			
	125	100		41	
	6 DI	20	45		
30		61			
40		77		14	
50		88			
60		100	2	21	
90		124	4	31	
95		127			
100		131			
120		141			
125		127	5	43	
8 DI		20	58		
		30	80		
	40	98			
	50	114			
	60	135	4		
	100	169			
	125	166	7		
10 DI	20	72			
	30	100			
	40	122			
	50	143			
	60	135	4		
	90	174			
	95	179	7		
	100	186			
12 DI	20	69			
	30	77			
	40	99	22		

TABLA 11.2 Porcentaje de áreas abiertas para varios tipos de rejillas (Continuación)

	50	117		
	60	135	6	33
	90	176		49
	95	182	9	
	100	189		
	120	209		
	125	214	12	68

Esta bacteria produce un material pegajoso, una jalea viscosa, que causa la precipitación del hierro disuelto y del manganeso.

Debido al efecto combinado de la proliferación de los organismos y de los minerales precipitados, en un tiempo corto se produce la obstrucción casi completa del pozo.

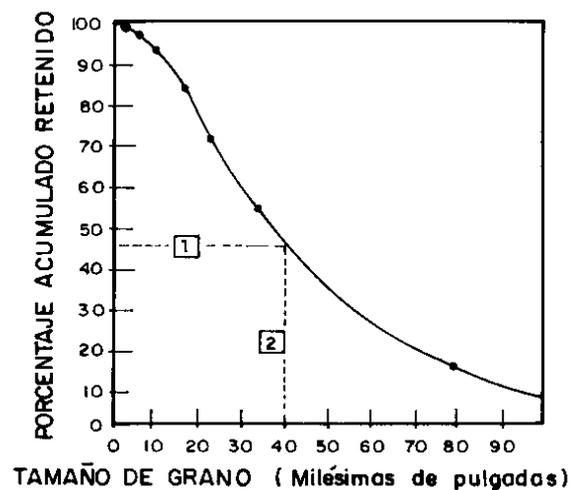
11.3.5 Resistencia. La elección del material de la rejilla está condicionada por las magnitudes de las fuerzas que esta deba soportar: compresión vertical, esfuerzos de tensión, esfuerzos horizontales. Ver figura 11.7

La mayoría de las fallas ocurren durante la instalación, colocación del empaque de grava o desarrollo, cuando las fuerzas horizontales son máximas.

11.4 DISEÑO DE FILTROS DE GRAVA.

El pozo construido con un filtro artificial de grava difiere del que se ha desarrollado en forma natural, en que la zona inmediata al pozo y que rodea éste, se ha hecho más permeable por la remoción de material fino de la formación y la sustitución de éste por un material más grueso, artificialmente gradado.

El filtro de grava es especialmente ventajoso cuando los sedimentos son muy uniformes y con gran cantidad de finos, cuando las formaciones son muy estratificadas, o cuando todos los materiales que deben emplearse en la construcción del pozo, deben estar en el sitio de obra antes de empezarse la perforación.



ANALISIS GRANULOMETRICO

APERTURA DE MALLA	% RETENIDO
#10 (0.079 Pulg)	13.5
#20 (0.033 Pulg)	53.5
#30 (0.023 Pulg)	71.0
#40 (0.017 Pulg)	83.0
#60 (0.010 Pulg)	93.0
#100 (0.006 Pulg)	97.0
#200 (0.003 Pulg)	98.5

DISEÑO DE LAS APERTURAS DE LA REJILLA

Del análisis granulométrico, la rejilla debe retener 40%-50% del material del acuífero [1]

Tamaño apertura de rejilla : 0.040 pulgadas [2]

FIGURA 2.6 Diseño de las aberturas de la rejilla para un pozo desarrollado naturalmente (Helweg, 1983)

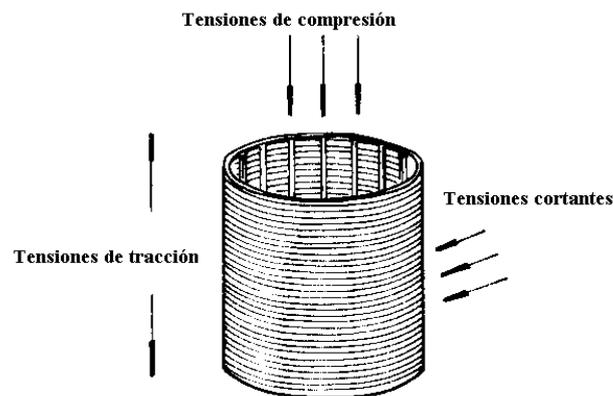


FIGURA 2.7 Esfuerzos soportados por la rejilla

También es conveniente usar filtro de grava, cuando la apertura de la rejilla, para desarrollo natural es demasiado pequeña, limitando el rendimiento del pozo.

La gradación del filtro debe ser basada en el tamaño de las partículas más finas de la formación. De esta manera no se restringe el flujo a las capas de material más grueso, porque la conductividad hidráulica del filtro es por lo general varias veces mayor que la de los agregados gruesos debido a que el filtro es limpio y más uniforme.

El material del filtro debe consistir de granos redondeados, limpios y de tamaño uniforme (materiales lavados de ríos), lo que incrementa la porosidad y permeabilidad del material. La naturaleza química del material también es tan importante como las características físicas. Son preferibles materiales con más partículas silíceas que calcáreas. El límite permisible de contenido de calcáreas es del 5%. Esto es importante, porque de lo contrario, el ácido que pudiera necesitarse para disolver las incrustaciones, se gastaría en disolver las partículas calcáreas. La tabla 2.3 presenta las características físicas y químicas deseables en el material para filtros. Las etapas para el diseño de un filtro de grava son las siguientes:

1. Construir las curvas granulométricas de todos los estratos que componen el acuífero. Se determina el estrato formado por el material

más fino y se escoge la gradación del filtro de grava con base en este material.

2. Multiplicar el tamaño de fino correspondiente al 70% retenido, por un factor entre 4-10. Se usa 4-6 si la formación es uniforme y el tamaño correspondiente al 40% retenido es 0.25 mm o menos. Se usa un factor entre 6-10 para acuíferos semiconsolidados o no consolidados, con formaciones que no son uniformes y que tienen capas de limo o de arcilla. El uso de factores mayores que 10 produce bombeo de arena.
3. El resultado de la multiplicación se coloca en el gráfico sobre la línea horizontal correspondiente al 70% de retención. Este punto constituye el primero de la curva que va a representar la gradación del filtro. Ver figura 11.8.
4. Por el punto inicial de la curva del filtro, se dibuja una curva suave que represente un material cuyo coeficiente de uniformidad sea de 2.5 o menos. Este paso debe hacerse por tanteos. Es aconsejable trazar la curva lo mas uniforme posible.
5. Se preparan a continuación las especificaciones del material de filtro, escogiendo unos 4 o 5 tamaños de malla que abarquen la amplitud de la curva y luego se establece un rango permisible del porcentaje retenido en cada una de las cribas escogidas. Este rango puede ser de unos 8 puntos de porcentaje por encima y por debajo del porcentaje de retención dado por cualquier punto de la curva. Ver figura 11.8.
6. Como último paso se selecciona un tamaño de abertura de rejilla que sea capaz de retener el 90 % o más del material del filtro.

Se debe calcular el volumen de material necesario. Este debe ser suficiente para compensar asentamientos que pueden ocurrir durante el desarrollo del pozo.

Un espesor de filtro de 2 o 3 granos teóricamente sería suficiente para retener una formación. Pruebas de laboratorio hechas por la firma Johnson, 1975, mostraron que filtros con espesores menores de 12.7 mm

retienen las partículas de la formación, sin importar la velocidad del agua que pasa a través de ellas.

TABLA 11.3 Características deseables en un material de filtro.

CARACTERISTICAS	VENTAJAS
Limpio	Pequeñas pérdidas durante el desarrollo. Menor tiempo de desarrollo.
Granos redondeados	Alta conductividad y porosidad Abatimientos menores Rendimientos altos Desarrollo más efectivo
90-95% granos de cuarzo	No hay pérdidas de volumen causadas por disolución Menor separación de granos durante la Instalación Bajas pérdidas de cabeza a través del filtro

Coefficiente de uniformidad menor que 2.5

En la práctica, es imposible colocar un filtro de este espesor y esperar que el material rodee completamente la rejilla del pozo. Para asegurar que una capa continua de material rodee la rejilla, el diseño debe especificar que el espesor del material alrededor de ésta deba ser al menos 76 mm. Bajo la mayoría de las condiciones, un filtro no debe tener más de 200 mm de espesor, porque la energía creada en el proceso de desarrollo debe ser capaz de penetrar en él para reparar daños causados por la perforación, sacar residuos de lodos de perforación y remover partículas finas cerca de la rejilla.

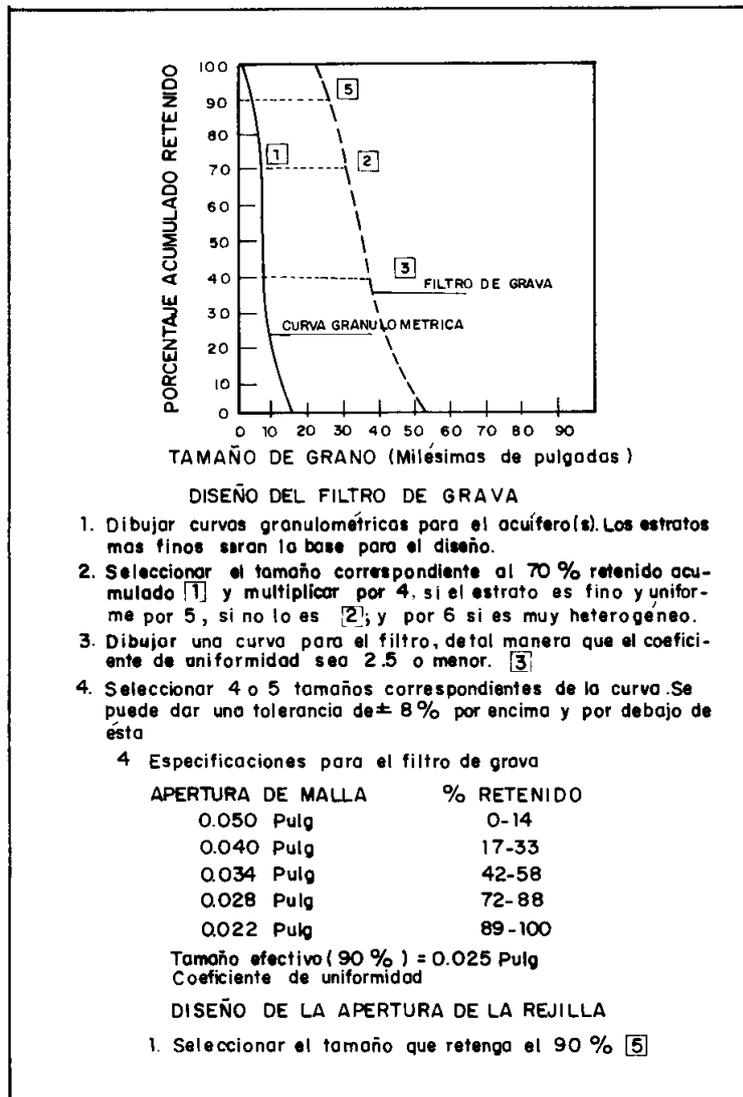


FIGURA 11.8 Ejemplo de diseño de un filtro de grava (Helweg, 1983)

Capítulo 12

CONSTRUCCIÓN DE POZOS

Luego de la etapa de diseño del pozo viene el proceso de construcción que comprende la perforación, desarrollo del pozo, desinfección y limpieza y selección del equipo de bombeo. Se tratarán en este capítulo los tres primeros procesos mencionados.

12.1 MÉTODOS DE PERFORACIÓN

Según el tipo de roca que conforma la formación, existen métodos de perforación que permiten un avance rápido, son menos costosos y más seguros. El constructor puede escoger uno u otro método, dependiendo de la profundidad y el diámetro del pozo, tipo de formación a ser penetrada, requerimientos sanitarios y el uso que vaya a dársele al pozo.

Obviamente no hay un único método que se pueda utilizar en todos los casos y para todas las condiciones geológicas. Una perforación exitosa depende de la experiencia y de buenas prácticas de ingeniería.

Se describirán a continuación los principales métodos de perforación.

12.1.1. Percusión por cable. Desarrollado por los chinos, este método, fué el primero que se utilizó y su uso ha continuado hasta el presente. Con herramientas construidas de bambú, los chinos pudieron perforar pozos con profundidades de hasta 915 m, aunque su construcción tomó algunas veces, hasta tres generaciones.

Con este método se realiza la perforación mediante el movimiento alternativo (subida y bajada) de una masa pesada que en su caída va fracturando o disgregando la roca, desprendiendo de la misma trozos de varios tamaños que después son extraídos por medio de una válvula o cuchara de limpieza.

Los elementos fundamentales que intervienen en la realización de un pozo por este procedimiento son:

- La columna o sarta de perforación.
- El cable, que le imprime a la sarta el movimiento de vaivén que le comunica el balancín de la sonda.
- La sonda o máquina de perforación que desde la superficie del terreno proporciona a la sarta (por medio de un balancín), el movimiento de vaivén, figura 12.1

La columna o sarta de perforación está formada por una serie de herramientas cuya disposición puede verse en la figura 12.1.

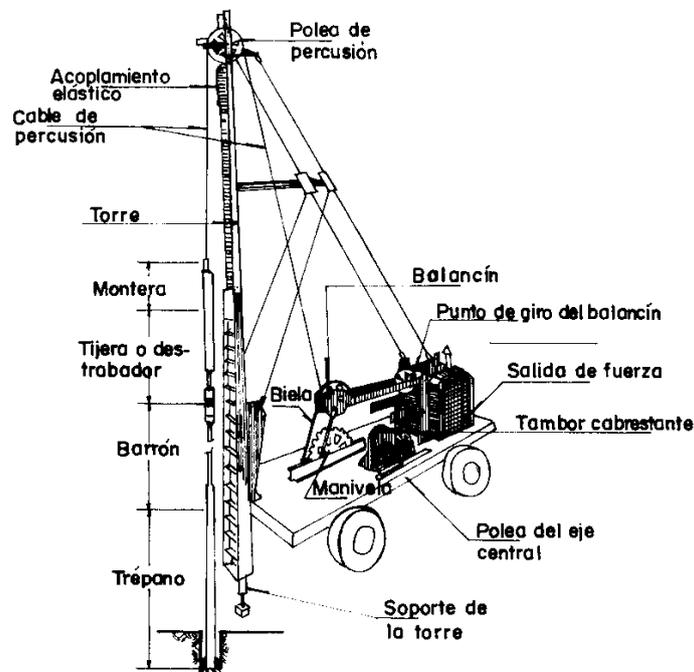


FIGURA 12.1 Equipo de perforación a percusión.

Broca o trépano: es la herramienta que realiza el trabajo de rotura, disgregación y trituración de la roca. Su peso puede variar entre 100-500 kg para pozos de pequeño y mediano diámetro y de 500-1200 kg para pozos de gran diámetro. Su función es penetrar, triturar, escariar y mezclar. Las características geométricas de un trépano deben ser función de la geología del sitio donde se realizará la perforación. Ver Figura 12.2

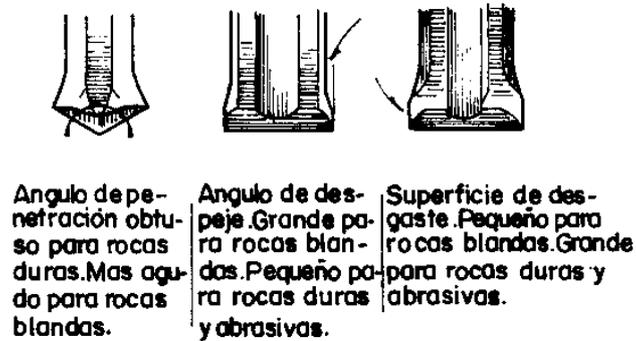


FIGURA 12.2. Partes de la porción inferior de un trépano y criterios para su selección.

Barrón o barrena: encima del trépano y enroscada a él, se coloca una barra cilíndrica, cuya doble función consiste en dotar a la sarta del peso necesario para la perforación y en servir de guía, dada su longitud, colaborando en forma importante al mantenimiento rectilíneo y vertical de la perforación. Su longitud varía entre 3-5 m y su peso entre 400 - 1000kg.

Cable: a este elemento pende la sarta y por medio del cual, se comunica a ésta el movimiento de vaivén, que a su vez lo transmite al balancín de la sonda. Este cable está sometido a un duro trabajo debido a las tensiones alternantes que se producen al elevar y soltar la herramienta, así como por las continuas sacudidas al tensar.

Unidad de potencia: consiste en un motor de combustión interna, preferentemente del tipo Diesel, por ser el más económico.

Los materiales cortados, triturados o mezclados durante el proceso de la perforación se van acumulando en el fondo del pozo, hasta formar un colchón que impide el avance de las herramientas. Para extraer este material se usa la cuchara, que consiste en una pieza tubular con una válvula en un extremo y un travesaño en el otro. El procedimiento de extracción llamado cuchareo, consiste en bajar la cuchara hasta el fondo del pozo y darle un movimiento leve de subida y bajada, lo que produce una acción de bombeo, que permite la entrada de detritos a través de la válvula interior de la cuchara, figura 12.3.

En la perforación a percusión pueden distinguirse dos tipos de terreno, que condicionan el procedimiento a seguir.

En formaciones rocosas consolidadas la perforación puede hacerse sin necesidad de que el revestimiento siga inmediatamente al avance, y en muchos casos puede prescindirse totalmente de él. En formaciones granulares poco consolidadas, es preciso que el revestimiento siga al avance de la perforación. Por esta razón, este procedimiento es ventajoso en la perforación de rocas consolidadas, cuyas paredes se sostienen sin necesidad de inmediato revestimiento a medida que se avanza.

El método de percusión por cable tiene varias ventajas sobre todo en rocas fisuradas, donde es el único aplicable. En zonas donde los acuíferos son de poco espesor, de rendimientos bajos, la perforación por percusión permite la identificación de estratos productores, que no podrían detectarse fácilmente, si se utilizan otros métodos. En sitios donde el agua para perforación sea escasa, ofrece innegables ventajas. Sin embargo, con este método se tienen algunas desventajas: tasas de perforación bajas, y a veces dificultades para extraer el entubado en algunas formaciones geológicas. Estos aparatos se recomiendan para pozos de gran diámetro con profundidades de 250-300 m, en terrenos consolidados. En resumen las ventajas y desventajas de perforar con percusión son las siguientes:

- La mayoría de estos equipos son pequeños, de relativo bajo costo y se pueden desplazar fácilmente aún en terrenos montañosos. Tienen unidades de potencia pequeñas que pueden ser a gasolina o diesel.
- Tienen costos de operación y mantenimiento bajos.
- Son pocos los accesorios y herramientas que se necesitan para este tipo de perforación.
- En rocas consolidadas la velocidad de perforación puede ser muy baja, sin embargo con paciencia pueden perforarse buenos pozos productores de agua.

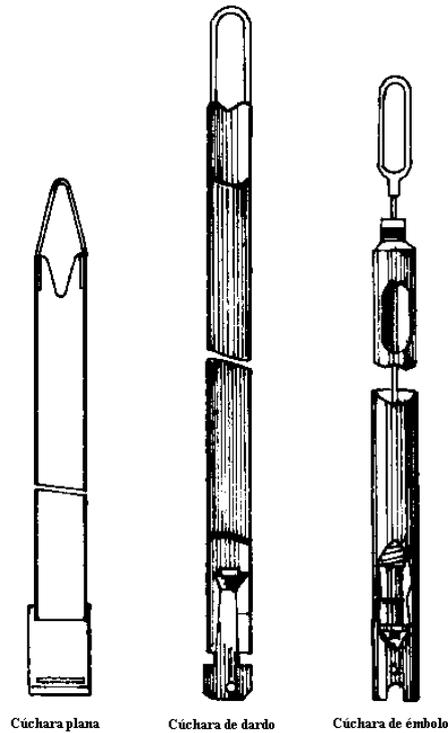


FIGURA 12.3. Cucharas de limpieza en sondeos a percusión.

Los elementos fundamentales que intervienen en la realización de un pozo a rotación con circulación directa son:

- La columna o sarta de perforación.
- La máquina de perforar que, desde la superficie, proporciona, a la sarta el movimiento de giro y avance que se transmite a la broca.
- El fluido de perforación que, en general, es un lodo bentonítico, con ciertos aditivos para adecuar sus características a las necesidades de la perforación.

La figura 12.5 muestra el tipo de broca que, generalmente se usa en la perforación rotatoria con circulación directa. Son llamadas brocas tricono porque tienen tres o más “conos” o cuchillas fabricadas con acero al

carbón, muchas veces con incrustaciones de diamante. Las brocas se limpian y lubrican con el fluido de perforación que circula por el centro de ésta, que tritura y despedaza la roca de la formación adyacente.

El fluido o lodo de perforación es esencial para una perforación eficiente. Sus funciones son:

- Recoge todos los fragmentos de roca del fondo del pozo y los lleva a la superficie.
- Soporta las paredes del pozo y previene su derrumbe.
- Enfría y limpia la broca.
- Sella las paredes del pozo con el fin de evitar pérdidas de lodo.
- Lubricación de la broca, la tubería de perforación y bomba de lodos.

Este método ofrece las siguientes ventajas:

- Tasa de penetración relativamente altas en todos los tipos de materiales.
- Se requiere un entubado mínimo durante la perforación.
- La movilización y el desmonte del equipo son fáciles.

Las principales desventajas son las siguientes:

- El equipo tiene costos muy altos tanto la máquina como las brocas, entubado y demás repuestos.
- La toma de muestras requiere cuidados especiales.
- El uso de fluidos de perforación puede obstruir ciertas formaciones.
- Se dificulta la construcción de un pozo derecho.

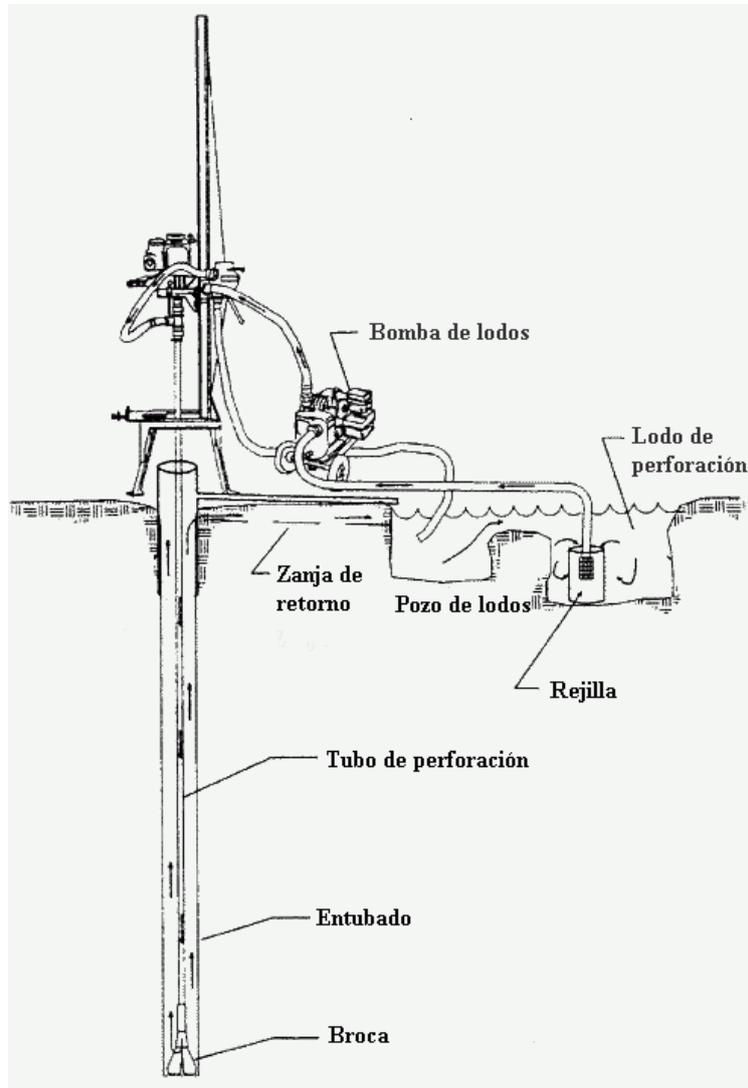


FIGURA 12.4. Equipo de perforación a rotación con circulación directa.

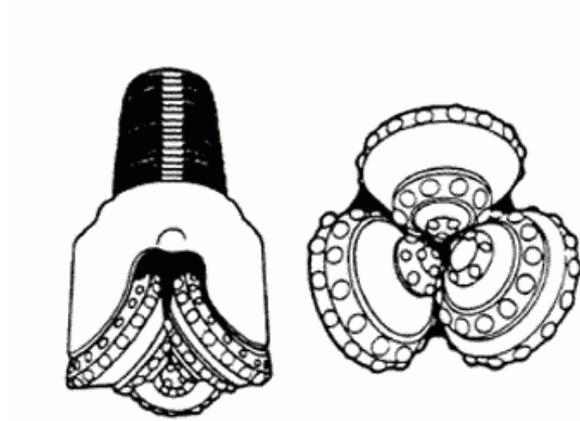


FIGURA 12.5 Broca tricono para perforación rotatoria con circulación directa

Este método es utilizado para perforar formaciones duras y formaciones poco consolidadas.

12.1.3. Perforación rotatoria con circulación invertida. Cuando el diámetro de una perforación es grande, la velocidad del lodo en el anular comprendido entre la pared del varillaje y el terreno, resulta muy pequeña e insuficiente para elevar el detritus o ripio a la superficie, haciendo lenta y peligrosa la perforación. Para obviar este inconveniente, se invierte el sentido de circulación del lodo; es decir, se le hace descender por el anular citado y retornar por el interior del varillaje que, en este método, es de mayor diámetro. Ver figura 12.6. Las tres ventajas principales que se obtienen son:

- Gran capacidad de extracción de detritus debido a la alta velocidad del lodo en el interior del varillaje.
- Pequeña velocidad de descenso del lodo por el anular, con mínimo efecto de erosión de las paredes del terreno, disminuido aún más por tratarse de lodo limpio, sin partículas de detritus.
- Posibilidad de emplear (si la formación se sostiene) lodos de baja densidad y viscosidad, puesto que la capacidad de arrastre del detritus está confiada a su alta velocidad en el interior del varillaje. Con estos lodos ligeros, que pueden llegar a ser agua limpia, no se corre el riesgo de impermeabilizar acuíferos de poca potencia o escasa presión.

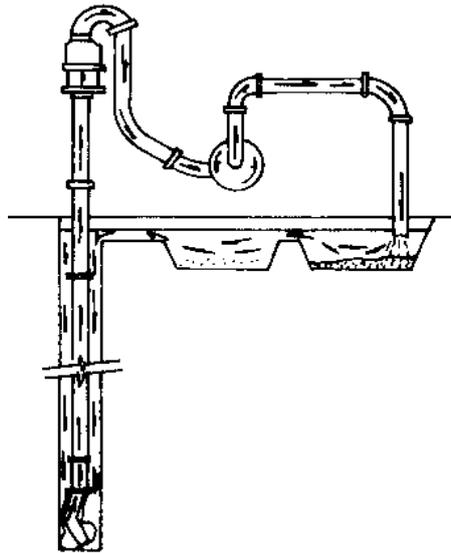


FIGURA 12.6. Sistema de perforación invertida.

Este procedimiento de perforación debe utilizarse preferentemente para diámetros grandes, formaciones poco coherentes o blandas y en las que las pérdidas de agua o lodo sean pequeñas. La utilidad del método decrece a medida que se alejan estas condiciones ideales. Las brocas en este tipo de perforación difieren de las de la perforación rotatoria con circulación directa, tal como muestra la figura 12.7.

12.2. DESARROLLO DEL POZO

Se llama desarrollo del pozo la operación tendiente a eliminar las fracciones más finas del material acuífero en las inmediaciones de la rejilla. Con esto se estabiliza la formación y se alcanza una granulometría mas gruesa y uniforme en esa zona. Este proceso constituye el verdadero acabado del pozo con el cual alcanza su máxima capacidad.

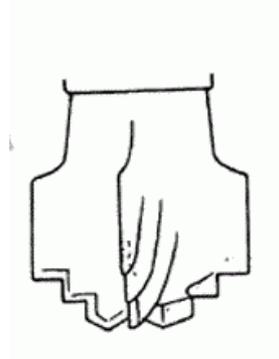


FIGURA 12.7 Broca para perforación rotatoria inversa.

Fundamentalmente se obtienen 3 ventajas:

- Se repara cualquier daño u obstrucción que haya sufrido la formación, como consecuencia de la perforación.
- Se aumenta la permeabilidad y la porosidad de los alrededores del pozo.
- Se estabiliza la formación.

Un desarrollo natural es aquel que se hace utilizando los mismos materiales del acuífero, para formar una zona de alta permeabilidad en torno al pozo. El acabado de este tipo de pozos consiste en la eliminación de las partículas más finas de la formación acuífera, permitiéndoles entrar al pozo a través de las aberturas de la rejilla y luego ser extraídas por achicamiento y bombeo. El proceso de desarrollo debe continuar hasta que cese el desplazamiento de finos desde la formación y ésta se encuentre estabilizada, impidiendo cualquier movimiento posterior de la arena. Ver figura 12.7

Otra manera de proveer una envoltura de material granular altamente permeable alrededor de la rejilla es por medio de un filtro artificial de grava. Algunos autores argumentan que el desarrollo resulta innecesario cuando el pozo ha sido dotado de un filtro artificial de grava, sin embargo, la experiencia ha demostrado que sí debe efectuarse el trabajo de desarrollo, si se desea obtener el máximo rendimiento del pozo.

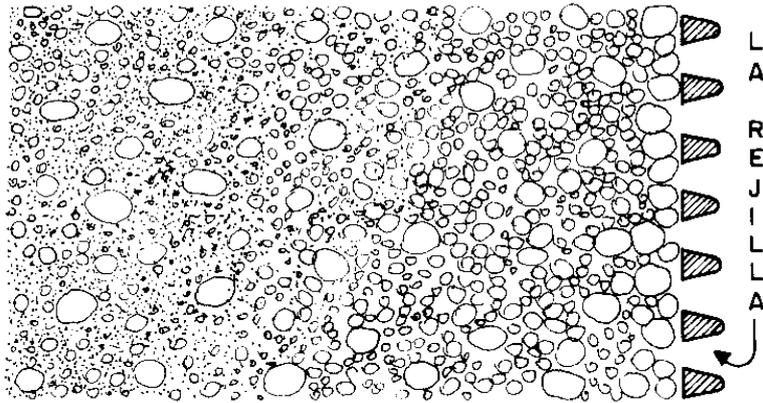


FIGURA 12.7 Principio en que se basa el desarrollo natural de un pozo. Mediante el proceso las partículas finas son eliminadas de la formación.

Existen muchas técnicas para desarrollo de pozos que dependen de las características de los acuíferos y el tipo de equipos usados en la perforación. Cualquier procedimiento debe ser capaz de limpiar el pozo de tal manera, que la concentración de arena sea la mínima permitida para un uso particular. El desarrollo del pozo debe continuar hasta que se tenga un agua completamente clara. El tiempo requerido para esto depende de la naturaleza de la formación, tipo de rejilla y equipo empleado.

Se describirán a continuación los principales métodos para desarrollar pozos.

12.2.1 Sobrebombeo. El método más simple de remover finos de una formación es bombeando un caudal mayor que el de diseño. Este procedimiento rara vez produce buenos resultados, porque los efectos se concentran en zonas muy cercanas a la rejilla del pozo. Con rejillas de gran longitud, el desarrollo se concentra especialmente en la parte superior de la rejilla. Como el flujo es en una sola dirección se forman "puentes" en la formación. Ver figura 12.8. Si esta condición existe y la formación es agitada durante los ciclos normales de bombeo, los sedimentos pueden entrar al pozo si los "puentes", llegan a colapsar. Otra objeción a este método es la dificultad en obtener equipo con suficiente capacidad a un costo razonable. Algunas veces se utiliza el equipo regular

del pozo, sin embargo, esto lo expone a sufrir averías por la arena y las partículas finas bombeadas.

12.2.2 Bombeo intermitente. Este método consiste en provocar paradas y arranques sucesivos de la bomba, con el fin de crear variaciones bruscas de presión. El efecto que se consigue es hacer bajar intermitentemente el nivel de agua en el pozo, de manera que la dirección de flujo quede invertida alternativamente. Así se rompen los "puentes", que pudieran haberse formado. Este método tiene la desventaja de producir un desgaste excesivo en el equipo de bombeo y no es lo bastante potente para los pozos que necesitan un desarrollo rápido.

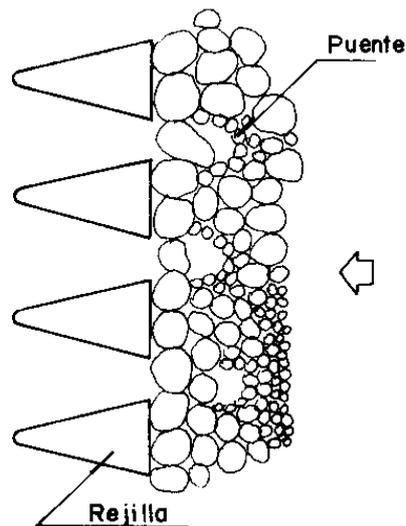


FIGURA 12.8. Puentes formados en los alrededores de la rejilla durante el sobrebombeo.

Para evitar el peligro de que la arena obstruya la bomba, el bombeo debe empezarse con un caudal reducido y aumentarlo gradualmente al máximo.

12.2.3 Desarrollo con pistón o émbolo. Un método muy efectivo de desarrollar una formación acuífera es mediante el desplazamiento de un émbolo hacia arriba y hacia abajo en el pozo, a la manera de un pistón dentro de un cilindro. Ver figura 12.9.

El procedimiento es el siguiente: Se baja el émbolo, hasta que se halle de 3 - 4.5 m por debajo del nivel del agua, pero encima del extremo superior de la rejilla. Se empieza a agitar lentamente, aumentando en forma gradual la velocidad, manteniéndola en el límite en el cual el pistón se levanta y cae sin sacudidas. Se pistonea durante varios minutos y luego se extrae la arena con una cuchara o con una bomba.

Debe llevarse un registro de la cantidad de arena extraída. Se repite el procedimiento y se comparan los volúmenes de arena extraídos. El período de agitación se alarga, a medida que la cantidad de arena disminuye.

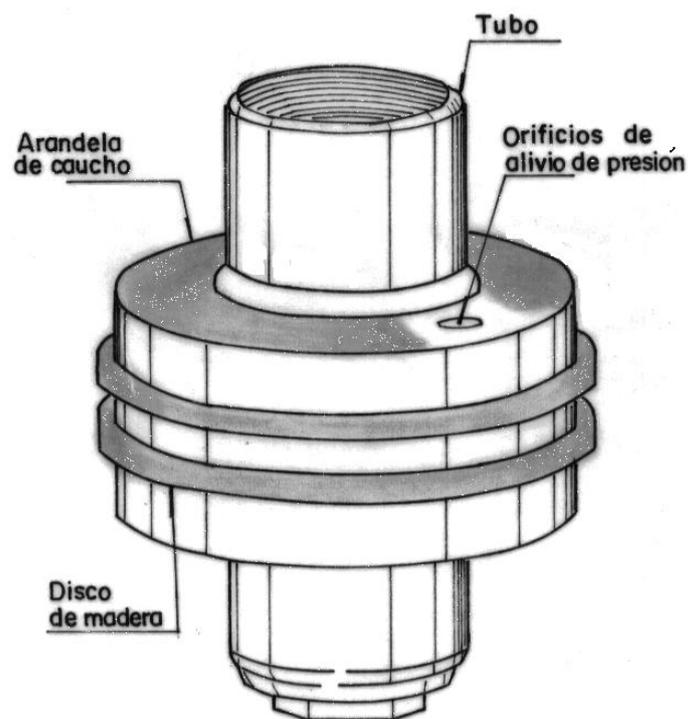


FIGURA 12.9. Pistón empleado para desarrollo de pozos

El tiempo de desarrollo que podría necesitarse puede variar desde horas en pozos pequeños, hasta 2 ó 3 días en pozos grandes. Debe tenerse un peso

suficiente peso al lastre. La tabla 12.1 muestra pesos de lastre recomendados.

TABLA 12.1 Pesos de lastre recomendados.

D rejilla mm	150	250	300	>300
Peso kg	600	800	1000	>1000

12.2.4 Aire comprimido. El aire comprimido se utiliza con eficacia, como una herramienta de desarrollo. El equipo que se necesita para la aplicación de este procedimiento, es el siguiente:

- Un compresor de aire y su tanque del tamaño apropiado.
- Tubería de bombeo y de aire dentro del pozo, independientes la una de la otra.
- Manguera de aire flexible, de alta presión que permita levantarse y bajarse dentro del pozo.
- Un manómetro y una válvula de alivio como precaución contra una sobrecarga accidental.
- Una válvula de apertura rápida a la salida del tanque, para regular el flujo de aire.

La figura 12.10, muestra la manera correcta de colocar la tubería eductora o de bombeo, y la de aire, dentro del pozo. El tubo de aire se conecta con el depósito de aire comprimido mediante una manguera de longitud suficiente para permitir el movimiento arriba y abajo de dicho tubo. Es necesario también disponer de una válvula de apertura rápida. La tabla 12.2 muestra los diámetros recomendados de tubería de bombeo y de aire que deben emplearse en pozos de diversos tamaños.

Antes de extraer agua o lodo del pozo debe introducirse aire a presión, durante algún tiempo y lentamente, para comprobar que la rejilla esté parcialmente abierta y evitar que puedan producirse presiones diferenciales excesivas, durante las operaciones de oleada o vaivén.

Al empezar el desarrollo se baja la tubería de bombeo unos 60 cm por debajo de la rejilla. Se coloca el tubo de aire, de tal manera que su extremo inferior quede a 30 cm o más por encima del extremo inferior de la tubería de bombeo y se introduce aire para bombear el pozo, según el

método normal de aire comprimido, hasta que el agua quede libre de arena.

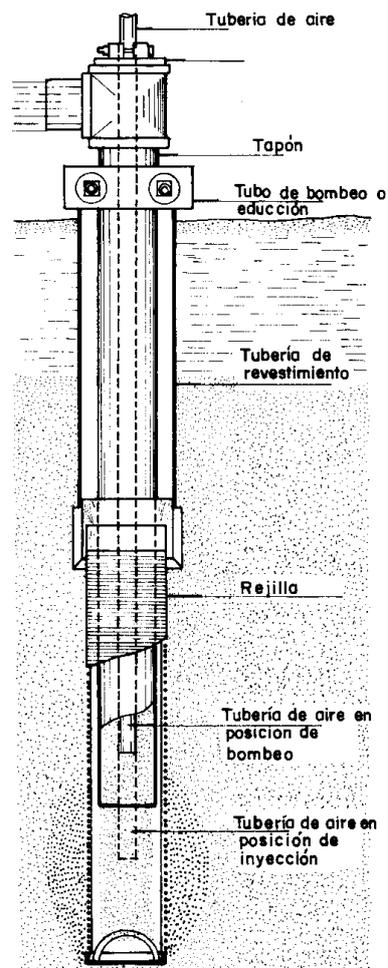


FIGURA 12.10. Disposición de la tubería de aire dentro del pozo (Johnson,1975).

Se baja luego el tubo de aire, hasta que su extremo inferior esté unos 30 cm por debajo de la tubería de bombeo. Se abre rápidamente la válvula para permitir que el aire entre con gran fuerza en el pozo y forme una oleada, que haga penetrar el agua en la formación, a través de las aberturas

de la rejilla. Si se levanta el tubo de aire dentro de la tubería de bombeo después de la primera descarga fuerte de aire dentro del pozo, se restablecerá el bombeo, lo que dará una fuerte inversión de caudal que agitará la formación acuífera y de esta manera se completará el ciclo de oleada y vaivén.

TABLA 12.2 Diámetros de tubería para inyección de aire.(Johnson, 1975)

Caudal l/min	ϕ entubado cm	ϕ tubería edución cm	ϕ tubería de aire cm
100-230	10	5	1.25
230-300	12.5	7.5	2.5
300-380	15	9	2.5
380-570	15	10	3.2
570-950	20	12.5	3.8
950-1500	20	15	5.0
1500-2650	25	20	6.3

Después de un breve período de bombeo con aire comprimido, se realiza otra descarga de aire en el tubo de aire, en su posición anterior, por debajo de la tubería de bombeo, ver figura 12.10 , y de nuevo se retira el tubo de aire para bombear otra vez y así sucesivamente hasta que la ausencia de material fino demuestre que el desarrollo es suficiente Luego se levanta la tubería de bombeo de unos 60 a 100 cm y se sigue en este nuevo tramo el mismo procedimiento anterior. De esta manera, se efectúa, poco a poco, el desarrollo de la rejilla. Una vez concluidas las operaciones se coloca la tubería de bombeo en su posición original, cerca del fondo del pozo, se hacen una o más descargas de aire y se bombea el pozo con el tubo de aire colocado dentro de la tubería de bombeo, para completar el trabajo, dejando así el pozo completamente desarrollado.

El desarrollo por aire comprimido produce óptimos resultados cuando la relación de sumergencia (proporción de la tubería de aire, que se halla por debajo del nivel del agua cuando se esta bombeando es de alrededor del 60%. La sumergencia depende también de la cantidad de aire que se está bombeando. Ver figura 12.11. Cuando se tiene un caudal específico bajo o

el dinero disponible no es mucho, conviene emplear otros métodos de desarrollo.

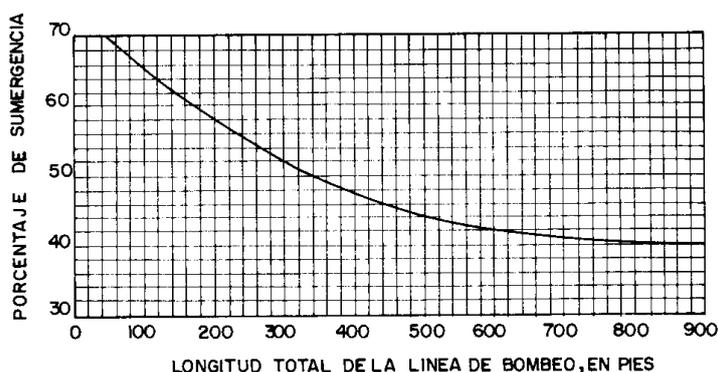


FIGURA 12.11. Porcentaje de sumergencia para una eficiencia óptima de la línea de aire, (Driscoll,1986).

12.2.5 Chorros de alta velocidad. El empleo de un chorro de alta velocidad es quizás el mejor método para desarrollar un pozo. Tiene las siguientes ventajas:

- La energía se concentra sobre un área pequeña, con obviamente mayor efectividad.
- Cada parte de la rejilla puede ser tratada en forma selectiva, lográndose un desarrollo completo, si sus aberturas se hallan muy próximas y son de la forma adecuada, para que el chorro pueda ser dirigido hacia el material de la formación.
- Resulta muy sencillo de aplicar, y no es susceptible de causar problemas si se usa en demasía.

Los principales elementos del equipo que se requiere consisten de un sencillo dispositivo para producir el chorro, conjuntamente con una bomba de alta presión, la manguera y tubería necesarias. Figura 12.12

La acción enérgica de los chorros de agua de alta velocidad, que salen por las aberturas de la rejilla, agitan y reacomodan las partículas de la formación que la rodea. La película de lodo depositada en el agujero, cuando se emplea el método convencional de perforación por rotación, es efectivamente desprendida y dispersada de modo que el lodo de perforación se puede extraer fácilmente por bombeo.

El procedimiento consiste en hacer funcionar un eyector horizontal por dentro del pozo, en tal forma que los chorros de alta velocidad salgan por las aberturas de las rejilla. Haciendo girar lentamente el eyector, subiéndolo y bajándolo, se logra aplicar la vigorosa acción del chorro a toda la superficie de la rejilla

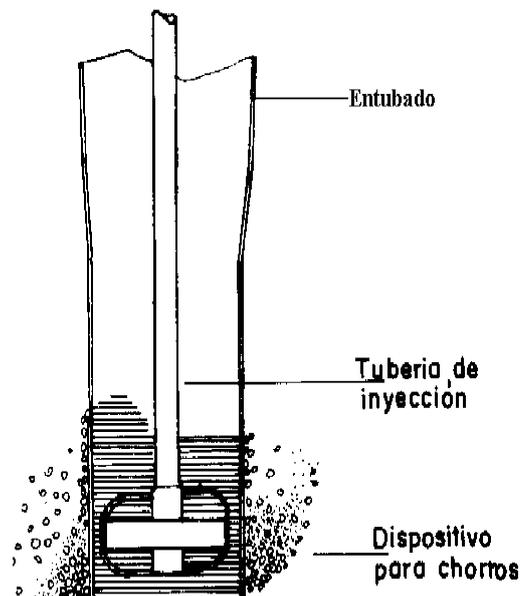


FIGURA 12.12 Dispositivo de chorro horizontal para desarrollo de pozos.

La arena fina, el limo y la arcilla son eliminados de la formación acuífera y la turbulencia creada por los chorros de agua arrastra estos materiales finos hacia el pozo a través de aquellas aberturas de la rejilla, que se hallen situadas por encima y por debajo del punto de operación. Por esto es conveniente que se bombee el pozo ligeramente, al mismo tiempo que se esté aplicando el chorro de alta velocidad. Esto no siempre es posible, pero debe hacerse cuando el diámetro del pozo, el equipo disponible y la posición del nivel estático del agua lo permitan.

El diámetro de la tubería eyectora deberá ser lo suficientemente grande, para mantener las pérdidas por fricción dentro de un nivel razonable. Los diámetros que más se usan son: 38 mm en tubería estándar para caudales, de hasta 190 l/m y profundidades de hasta 30 m, o 132 l/m a 60 m; tubos de 50 mm para caudales de hasta 380 l/m en profundidades de hasta 30 m, ó 280 l/m en profundidades de hasta 60 m y tubos de 76 mm para caudales de bombeo de hasta 1140 l/m en profundidades que alcancen hasta 30 m, ó 760 l/m a 60 m. El empleo de estos diámetros mantendrá las pérdidas por fricción dentro de límites aceptables.

La menor velocidad, a la cual estos dispositivos son efectivos es de unos 30 m/s. Los mejores resultados se obtienen con velocidades de 45-90 m/s. La tabla 12.3 suministra los datos para presiones y eyectores de diferentes tamaños a distintas presiones de operación. En esta tabla V y Q son las velocidades y los caudales respectivamente.

TABLA 12.3 Velocidad del chorro y descarga para boquillas de diferentes diámetros.

ϕ mm orificio	Presiones lb/pul ²							
	150		200		250		300	
	V m/s	Q l/s	V m/s	Q l/s	V m/s	Q l/s	V m/s	Q l/s
4.76	36	34	45	45	51	49	57	57
6.35	36	60	45	80	51	87	57	98
9.53	36	136	45	174	51	200	57	223
12.7	36	250	45	310	51	352	57	393

12.2.6 Desarrollo con aditivos. Adicionar una pequeña cantidad de polifosfato, antes o durante el desarrollo, ayuda considerablemente a remover las arcillas naturales y las depositadas por el fluido de perforación. Estos dispersan las partículas de arcilla en la formación que pueden ser removidas después. Debe dejarse un tiempo suficiente entre su introducción en el pozo y el desarrollo. Lo más conveniente es hacerlo en

horas de la noche. Se debe agregar agua al pozo, para que la solución pueda penetrar en la formación.

Se usan dos tipos de polifosfatos: cristalinos y vítreos. Los cristalinos, que ayudan a remover arcillas del acuífero, son: pirofosfato ácido de sodio y pirofosfato tetrasódico. El hexametáfosfato de sodio (calgón) es un polifosfato vítreo, que se consigue fácilmente. Se deben usar cerca de 6.8 kg de polifosfato por cada 0.4 m³ de agua en la rejilla. Se agregan 0.9 kg de hipoclorito de sodio, a una concentración del 3-15%, por cada 100 galones de agua en el pozo, para controlar el crecimiento bacterial promovido por la presencia de polifosfatos. Estos, deben diluirse antes de introducirlos al pozo, porque con agua fría no diluyen fácilmente.

Es necesario usar cuidadosamente el hexametáfosfato de sodio, porque bajo ciertas condiciones, puede precipitarse, causando obstrucciones en la rejilla y en la formación. Estas precipitaciones son muy difíciles de remover porque no existen solventes conocidos.

12.3 PROTECCION SANITARIA DE POZOS

Cuando el agua subterránea procedente de pozos se destina al consumo humano hay que tomar precauciones para evitar su contaminación y obtenerla en condiciones físicas, químicas y biológicas adecuadas.

Todo el agua que se infiltra en la tierra tiene algún grado de contaminación. La precipitación puede tener dióxido de carbono, minerales, bacterias y contaminantes inorgánicos. Una vez la precipitación entra en contacto con la superficie del terreno, puede contaminarse con bacterias, virus y sustancias tóxicas.

Cualquier pozo puede ser contaminado biológica o químicamente por sustancias que pueden entrar a él, desde la superficie o por las rejillas.

Una cuidadosa selección del sitio, un buen diseño del pozo, buenas prácticas de perforación y un buen procedimiento de desinfección, ayudarán a obtener agua potable de buena calidad.

12.3.1 Escogencia del sitio. Aunque, el agua subterránea es generalmente limpia y segura para su consumo, el perforador debe escoger un sitio tal que se evite la contaminación potencial causada por algunas fuentes, y construir el pozo de tal manera que, los contaminantes provenientes de la superficie no puedan entrar en él.

Cuando se determinen el sitio, método de perforación y procedimientos de desinfección, deben considerarse los siguientes parámetros.

1. Hidrogeología local: pendiente del terreno, naturaleza del suelo y de los estratos subyacentes, espesor de la formación saturada, profundidad y pendiente del nivel freático.
2. Localización, detalles de construcción de pozos vecinos ya que estén en operación o abandonados.
3. Area de recarga que contribuye al suministro de agua al acuífero.
4. Naturaleza, distancia y dirección de las posibles fuentes de polución.
5. Métodos usados para proteger el acuífero contra contaminación.
6. Construcción del pozo: profundidad, diámetro y longitud del entubado; longitud y diámetro de la rejilla. Tipo y localización de la formación sellante. (cemento, bentonita).
7. Protección superficial del pozo, incluyendo presencia de sellos sanitarios, protección contra erosión y contra animales.
8. Capacidad de la bomba y nivel de bombeo.

En general, un pozo debe localizarse en el sitio más alto posible y debe ser fácilmente accesible para reparaciones, limpieza, tratamiento sanitario e inspección. Las distancias mínimas de un pozo a cualquier fuente contaminante deben ser lo suficientemente grandes para asegurar que filtraciones o flujos subsuperficiales contaminados, no alcancen el pozo. Se recomienda las siguientes distancias mínimas:

- 48 m de un área de almacenamiento, riego o preparación de químicos, o fertilizantes que puedan causar contaminación del agua o del suelo.
- 31 m de depósitos de desechos orgánicos animales.
- 16 m de tanques sépticos, gallineros, etc. Investigaciones recientes han mostrado que la distancia mínima entre un tanque séptico y un pozo debe ser mayor de 31 m si el suelo es mas grueso que arena fina y la velocidad es mayor de 0.01 m/día.

12.3.2 Diseño del pozo. La construcción de un pozo debe ser llevada a cabo, utilizando todas las protecciones sanitarias dadas por las condiciones geológicas y del agua subterránea. El buen diseño exige que la contaminación, tanto natural como producida por el hombre, sea evitada.

La protección del pozo desde el punto de vista sanitario comienza con la selección del entubado. Los entubados de acero son los más ampliamente usados, aunque materiales como el PVC, se han popularizado bastante. El acero se usa cuando hay condiciones de corrosión en el agua o cuando se requiere una larga vida del pozo. Aunque más caro que el acero inoxidable, el acero al carbón es usado cuando hay condiciones de extrema corrosión del agua.

Después que el pozo haya sido terminado, debe desinfectarse la bomba, y entubado para exterminar cualquier bacteria que esté presente.

Las bacterias y virus encontrados durante la construcción usualmente son no patógenas. Sin embargo, algunas usadas como posibles indicadoras de enfermedades, pueden estar entre ellas. Esta bacteria indicadora es la bacteria coliforme y se toma como evidencia de que el agua contiene organismos patógenos, que viven normalmente en el tracto intestinal del hombre o en el de los animales.

Los cuatro principales tipos de organismos patógenos que pueden afectar la potabilidad del agua son bacterias, virus, protozoarios y ocasionalmente gusanos infecciosos. La tifoidea, el cólera y la disentería son causados por bacterias y protozoos. Los virus ocasionan hepatitis y polio.

El agua de un pozo es considerada potable, solamente cuando los análisis de laboratorio muestran que no contiene mas de una bacteria coliforme por cada 100 ml.

Los coliformes también pueden introducirse en el agua del pozo, mientras se está instalando la bomba, conectando ésta al sistema de distribución, instalando elementos del entubado, o cuando se está reparando el sistema o dándole mantenimiento. Por lo tanto, la desinfección es necesaria después de terminada la reparación o la construcción del pozo.

12.3.3. Procedimientos de desinfección. El agente desinfectante más simple y más efectivo para desinfectar o esterilizar un pozo, una bomba, un tanque de almacenamiento o un sistema de tubería lo constituye una solución de cloro. Con este propósito se puede preparar una solución altamente clorada, disolviendo en agua, hipoclorito de calcio, hipoclorito de sodio (el que contienen los blanqueadores comunes) o cloro gaseoso. La concentración de una solución de cloro se expresa generalmente en partes por millón (ppm) o miligramos de cloro por litro. Una solución de 10 ppm representa una proporción de 10 gramos de cloro en 1000 kg de agua o en un metro cúbico de agua. El grado de efectividad de una desinfección con solución de cloro depende de: concentración, cloro residual, pH del agua, tiempo de retención, turbiedad. Si hay un gran número de bacterias aeróbicas y anaeróbicas en el agua, se necesitan dosis altas de cloro. La temperatura es directamente proporcional a la velocidad de desinfección.

La solución de cloro debe ser lo suficientemente concentrada para que cloro libre residual permanezca varias horas después del tratamiento; esto significa que la demanda de cloro ha sido satisfecha y algún cloro extra existe después del contacto inicial. pH altos, requieren dosis más altas de cloro que aguas con pH bajos, para obtener el mismo nivel de desinfección, porque los iones hipoclorosos que tienen el principal efecto germicida tienden a ser neutralizados cuando el pH aumenta. Un tiempo suficiente de retención debe proporcionarse, para permitir que el cloro mate las bacterias.

Las turbiedades altas tienden a reducir la efectividad de la solución de cloro, pero esta condición es poco frecuente en las aguas subterráneas.

El cloro y otros desinfectantes pueden destruir las bacterias solamente si hay contacto. Colocar simplemente la solución en el pozo no garantiza la desinfección. Es necesario agitar o mezclar la solución. Además, los componentes del sistema por encima del nivel del agua deben ser rociados también con la solución. Una manera práctica de realizar este proceso es colocar hipoclorito de calcio seco, en un pedazo de tubería perforada, tapada en sus dos extremos y con una argolla en uno de ellos. Subiendo y bajando la tubería a través de la columna de agua en el pozo, asegurará que el químico sea distribuido adecuadamente. En otros casos una solución de cloro se mezcla en un tanque en la superficie y luego se hace circular en el pozo, con la bomba de lodos.

La duración del contacto con la solución de cloro es otro factor importante en el proceso de desinfección. Después de haberse agitado la solución en el pozo, ésta debe permanecer en él, al menos 4 horas, preferiblemente más, para asegurar una completa desinfección.

Es necesario que todos los residuos de cloro hayan sido purgados del sistema antes de ponerlo en servicio.

Para prevenir la intrusión de sustancias extrañas y la entrada de aguas provenientes de crecientes, en el pozo, después de construído, debe taparse y sobreelevarse el entubado unos 30-60 cm.

Los pozos abandonados deben sellarse, para prevenir la posible contaminación del acuífero.

12.4 MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE BOMBAS Y POZOS

Los pozos, como todas las estructuras en ingeniería necesitan conservación o mantenimiento regular para mantener un alto nivel de eficiencia y una vida útil mayor. Un programa de mantenimiento sistemático da buenos dividendos al propietario y redundará en beneficios

a largo plazo que excederán los costos de cualquier programa de mantenimiento.

Las inspecciones y programas de mantenimiento deben establecerse de acuerdo a las características individuales del pozo y de la bomba. Es importante tomar nota de cualquier cambio en las características de operación de pozo y bomba, para evitar que puedan deteriorarse hasta el punto que cualquier rehabilitación sea ya imposible. La experiencia ha mostrado que cuando la capacidad específica desciende en un 25%, es tiempo de iniciar un programa de rehabilitación. Si esto no se hace, los costos de mantenimiento se incrementarán significativamente. La curva característica es el punto de referencia, para saber si el pozo está perdiendo eficiencia. También servirá para diseñar los procedimientos más adecuados de rehabilitación.

Un programa de inspección y mantenimiento exige que el pozo esté equipado con sistemas de medición tanto del caudal, como de los niveles piezométricos. Para la medida de éstos últimos se instala un “niple” de una pulgada en el brocal del pozo, el cual se puede mantener cerrado con una tapa de rosca. Al “niple” se le adiciona un tubo del mismo diámetro con una longitud tal, que el fondo del tubo, quede por debajo del nivel freático. Por el niple se puede meter una sonda eléctrica al pozo que permita tomar los niveles piezométricos. Se obtienen medidas más precisas si por el tubo se inyecta aire a presión, hasta que se obtenga una presión de equilibrio, equivalente a la profundidad del agua bajo el nivel freático. Las presiones del aire inyectado se miden con un manómetro con buena sensibilidad, ver figura 12.13, que muestra una instalación típica.

Los caudales por lo general se miden con un orificio, tal como muestra la figura 12.14. El caudal es función de la altura piezométrica, h , antes del orificio así:

$$Q = CA\sqrt{2gh} \quad (12.1)$$

Donde:

Q: caudal a través del orificio en m^3/s

A: área del orificio en m^2 .

h: altura piezométrica en m.

g: gravedad

C: coeficiente de descarga del orificio, varía entre 0.6-0.65.

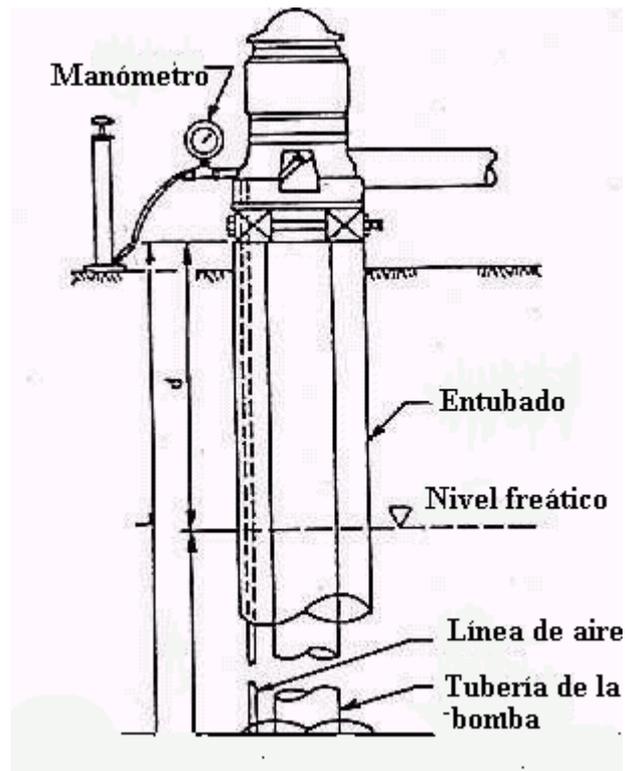


FIGURA 12.13 Medición de niveles

12.4.2 Principales causas de deterioro de los pozos. El primer factor que puede alterar el funcionamiento de un pozo es la reducción de su rendimiento. Esto puede ser causado por incrustación química de la rejilla o alrededores del pozo. Puede solucionarse con procedimientos discutidos más adelante. Si la reducción es debida a otros factores ambientales, sean naturales o no, corregir este problema puede ser difícil o imposible.

El taponamiento de la formación alrededor del pozo por partículas finas es la segunda causa del deterioro del funcionamiento del pozo.

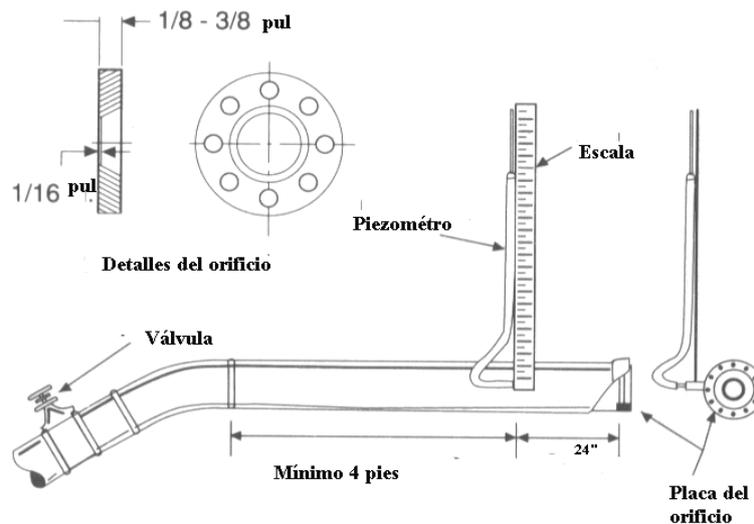


FIGURA 12.14 Medida de caudal por un orificio (Driscoll 1986)

Partículas pequeñas en la mayoría de las formaciones no consolidadas, son disturbadas durante el ciclo de bombeo y mientras están temporalmente en suspensión ellas se mueven hacia la rejilla. El mismo fenómeno ocurre en pozos construidos en rocas ígneas y metamórficas, donde la capacidad específica es a menudo reducida un 10-20% en unos pocos meses de operación. Estas pequeñas partículas se acumulan en las grietas, fisuras o cavidades que suministran la mayoría del agua al pozo.

El tercer factor causante de la falla de los pozos es bombeo de arena. Algunos pozos siempre bombean arena, lo que puede atribuirse a un mal diseño o a un inadecuado desarrollo. Otros pozos empiezan a bombear arena, después de meses o años de servicio.

Las corrosiones localizadas de la rejilla o del entubado, o incrustaciones en parte de la rejilla, pueden producir velocidades altas a través de las áreas corroídas y a través de las áreas no incrustadas de la rejilla. Los granos de arena que se mueven con estas altas velocidades, pueden erosionar y ensanchar las aberturas de la rejilla permitiendo a los granos

su entrada al pozo. La corrosión y la incrustación son las principales causas del bombeo de arena.

La cuarta causa de falla del pozo puede ser el colapso estructural del entubado o rejilla. Este tipo de falla es a menudo producido por agua con bajos pH, conteniendo altas concentraciones de sólidos disueltos y dióxido de carbono que se combinan para causar corrosión electrolítica a lo largo del entubado bajo el nivel freático.

El último factor, es la condición de la bomba. Errores en el diseño y construcción del pozo pueden causar daños severos a la bomba. Los álabes y la columna de la bomba son particularmente susceptibles al bombeo de arena.

12.4.3. Falla del pozo causada por incrustación. La incrustación química y biológica causa la mayoría de las fallas de pozos. La superficie de la rejilla puede jugar un papel importante en la velocidad de incrustación. Si la rejilla está construida de un metal rugoso, las incrustaciones pueden depositarse a una tasa más rápida.

La incrustación se presenta a menudo en forma de una deposición dura, frágil, con apariencia de cemento, parecida a la costra que se forma en los conductos de agua. Enumeradas en su frecuencia para manifestarse, las diferentes formas de incrustación son las siguientes:

- Incrustación provocada por la precipitación de carbonatos sulfatos de calcio y magnesio.
- Incrustación debida a la precipitación de compuestos de hierro y manganeso, principalmente sus hidróxidos y óxidos hidratados.
- Oclusión debida a la gelatina producida por la bacteria ferrosa.
- Obstrucción resultante de la deposición de materiales tales como limo y arcilla llevados en suspensión hasta la rejilla.

No ha sido encontrado hasta ahora, un medio de evitar los problemas de incrustación. En general este problema se presenta por la precipitación del carbonato de calcio que existe en las llamadas “aguas duras” y por la bacteria del hierro.

Para evitar la presencia de la bacteria del hierro hay un método, llamado Vyredox, que consiste en construir una serie de pozos de inyección, localizados en círculo alrededor del pozo de bombeo. En estos pozos se inyecta agua oxigenada, para oxidar el hierro en solución y promover el crecimiento de la bacteria del hierro, limitándose así la cantidad de hierro que alcanza el pozo.

En la mayoría de los pozos, donde este sistema no puede implantarse, se pueden hacer varias cosas para evitar que la incrustación se presente, al menos, en el más largo plazo posible.

Primero, la rejilla debe ser diseñada de tal manera que la velocidad se reduzca al mínimo a través de sus aberturas. Segundo, el pozo debe ser desarrollado adecuadamente. Tercero, el caudal de bombeo puede ser reducido y el período de bombeo incrementado, para que disminuyan las velocidades de entrada a la rejilla. Cuarto, es preferible tener un gran número de pozos pequeños en vez de tener unos pocos con diámetros mayores.

Debe darse un mantenimiento frecuente en aquellas áreas, donde se conocen problemas causados por la incrustación. Las muestras de los materiales incrustantes deben ser analizadas. Estas pueden ser obtenidas de partes de la bomba o el entubado. Normalmente, se encuentra carbonato de calcio, hierro, silicio, silicato de aluminio o materia orgánica. El material que causa la obstrucción es una mezcla, generalmente, de todos los anteriores. La proporción de sustancias existentes determinará el tipo de químicos que deberán ser usados para el mantenimiento.

La incrustación química, puede ser removida tratando el pozo con una solución fuerte de ácido, que disuelva los materiales incrustantes, para luego ser removidos por bombeo fuera del pozo. Los ácidos que más se usan son ácido clorhídrico (HCl) y sulfámico(H₃NO₃S).

El ácido clorhídrico, es introducido a la rejilla a través de un tubo de plástico o de hierro, de diámetro pequeño. Lo más aconsejable es usar una cantidad de ácido igual al volumen de agua en la rejilla más un 25-30% . La tabla 6.1 muestra las cantidades aconsejables para pozos de pequeño y gran diámetro.

TABLA 12.5 Volumen de HCl requerido para tratar rejillas incrustadas

DIÁMETRO DE LA REJILLA	VOLUMEN DE HCl EN LITROS POR PIÉ DE REJILLA
mm	
38	0.42-0.53
51	0.76-0.91
64	1.25-1.48
76	1.74-2.12
89	2.38-2.84
102	3.07-3.71
114	3.94-4.73
127	4.84-5.79
140	5.83-7.0
152	6.96-8.36
178	9.5-11.4
203	12.3-14.8
254	19.3-23.2
305	27.8-33.4
356	37.9-45.4
406	49.4-59.4
457	62.6-75.1
508	77.2-92.7

Aunque el ácido clorhídrico es bastante efectivo, tiene ciertas desventajas. Es extremadamente peligroso para transportar y produce gases, cuya inhalación puede causar la muerte. El contacto del líquido con la piel produce quemaduras serias.

El ácido sulfámico es un material granular seco, blanco que produce un ácido fuerte cuando se mezcla con agua. Aunque es más caro que el HCl, tiene las siguientes ventajas: en su forma seca es relativamente seguro para transportar, no produce gases y no irrita la piel. Si se riega puede ser limpiado fácilmente. Sin embargo, si se mezcla en superficie, debe manejarse como el HCl. El ácido sulfámico es particularmente útil para tratar incrustaciones de hierro y manganeso. Requiere un tiempo de contacto mas largo que el HCl, al menos 15 horas son recomendadas. El tratamiento es más efectivo si el ácido es agitado mientras y después de que se disuelva.

12.4. 4. Fallas causadas por la bacteria de hierro. La bacteria de hierro se propaga ampliamente en las aguas subterráneas, cuando existen hierro o manganeso en cantidades suficientes, combinados con material orgánico disuelto, bicarbonato o dióxido de carbono. Estas bacterias pueden ocasionar grandes precipitados de compuestos férricos a partir del ion ferroso, los cuales reducen drásticamente la permeabilidad, además de atrapar otras partículas insolubles. Las condiciones que favorecen el crecimiento de esta bacteria son:

- Aguas freáticas a poca profundidad.
- Aguas a bajas temperaturas, menores de 18.5 C. Estas bacterias no se desarrollan por encima de 24 C.
- Aguas con elevado contenido en hierro (más de 1 ppm) y manganeso.
- Aguas poco salinas, con contenidos menores de 1000 ppm. No se desarrolla en aguas salinas o con elevados contenidos en sulfatos.

Los constructores de pozos deben ser muy cuidadosos, para evitar introducir la bacteria durante la perforación y reparación de un pozo. Todos los fluidos deben ser clorados inicialmente, con una concentración de 50 mg/l. Las brocas, herramientas, etc., deben ser cloradas para eliminar la bacteria proveniente de trabajos anteriores.

Si la bacteria esta creciendo en un pozo, puede controlarse por tratamientos químicos con agentes oxidantes como clorina.

12.4.5. Fallas causadas por la corrosion. En la naturaleza, los metales no se encuentran generalmente en formas tales que puedan usarse directamente por el hombre. Ellos existen en forma de compuestos minerales que están en armonía física y química con su medio ambiente. Estos compuestos deben ser procesados por métodos electroquímicos, para reducirlos a los metales elementales, que son la materia prima de rejillas, bombas y entubados. Por lo tanto las propiedades físicas y químicas de los compuestos naturales y del metal al cual dan origen son diferentes.

Infortunadamente, la mayoría de los metales no son estables de por sí. En la naturaleza, ellos tratan de transformarse en compuestos minerales más estables. Esta reacción, llamada corrosión, es un proceso completamente natural que cambia las propiedades físicas y químicas del metal y puede,

con el tiempo, destruir los elementos metálicos. La corrosión es realmente la transformación del metal a su estado inicial.

La corrosión puede limitar la vida útil de un pozo así:

- Ampliación de las aberturas de la rejilla y huecos en el entubado, lo que puede causar bombeo de arena.
- Reducción en la resistencia, lo que puede ocasionar la falla de la rejilla o del entubado.
- Deposición de los productos de la corrosión, lo que bloquearía la rejilla y reduciría el rendimiento específico.
- Mala calidad del agua causada por corrosión del entubado.

La corrosión resulta de un proceso electrolítico y químico. La corrosión química ocurre cuando un componente particular está presente en el agua con suficiente concentración, para causar una remoción rápida de material, sobre las áreas expuestas. Los componentes que pueden causar corrosión son dióxido de carbono (CO_2), oxígeno (O_2), sulfuro de hidrógeno (H_2S), ácido clorhídrico (HCl), ácido sulfúrico (H_2SO_4). La corrosión química puede causar grandes daños en pozos, sin importar que existan pequeñas cantidades de los elementos antes mencionados. El número de pozos afectados por la corrosión química es pequeño, comparado con los afectados por corrosión electrolítica.

En la corrosión electroquímica, el flujo de una corriente eléctrica, facilita el ataque corrosivo en un metal. Para que esto ocurra se necesitan dos condiciones: una diferencia en potenciales eléctricos en las superficies metálicas y que el agua contenga suficientes sólidos disueltos para que pueda ser un fluido conductor (electrolito). Una diferencia de potencial puede desarrollarse entre dos metales diferentes o entre áreas separadas pero cercanas del mismo metal. Estas últimas pueden ocurrir en áreas expuestas a soldadura, cuando se unen dos tubos. El más activo de los metales en contacto, será el ánodo que suministrará átomos a la solución electrolítica, con el resultado de que el metal se carcome o se destruye. En cualquier celda de corrosión es el ánodo el que sufre los efectos corrosivos. La deposición de productos de corrosión en la rejilla es evidencia de corrosión electrolítica.

A partir de observaciones de campo se pueden hacer las siguientes aseveraciones respecto a la corrosión:

- Los elementos que soportan más esfuerzos están más expuestos a la corrosión que los que no tienen que soportar ninguno.
- Las temperaturas altas incrementan las tasas de corrosión. Esta generalmente se dobla, por cada 10 C de aumento de la temperatura.
- Las velocidades altas incrementan las tasas de corrosión en la mayoría de los casos.
- Para asegurar una duración prolongada a las rejillas de pozos, deberán emplearse en la fabricación aquellos metales que tengan una menor tendencia a la corrosión, ya que la rejilla constituye un elemento importante en la estructura del pozo. El metal Everdur (una aleación del 96% de cobre, 3% de silicio , 1% de manganeso), el acero inoxidable y el bronce rojo al silicio se usan corrientemente, porque resisten la corrosión inducida por la mayor parte de las aguas dulces y saladas.

Capítulo 13

EQUIPO DE BOMBEO

13.1. CLASIFICACION.

La perforación y terminación de un pozo sólo constituye una parte de la solución del problema de obtención de agua en cantidad suficiente donde se desee usarla. Se requiere también elevar el agua a alturas mayores que el pozo, por lo que se hace necesario la selección y montaje de una bomba apropiada.

Las bombas para pozos se clasifican en dos grandes tipos: bombas para pozos no profundos y bombas para pozos profundos. Esta clasificación tiene en cuenta la posición de la bomba en el pozo y no su profundidad.

Una bomba para pozos no profundos se instala en la superficie del terreno y la tubería de succión irá al interior del pozo. Este tipo de bomba se puede instalar dependiendo de la capacidad de succión del sistema, sin importar la profundidad del pozo. Su uso se limita a pozos muy pequeños con altos niveles estáticos y bajos abatimientos, ya que la longitud de la línea de succión está limitada en la práctica, dependiendo de la altitud del lugar y de las pérdidas locales y por fricción, a unos 6 metros.

Las bombas de pozo profundo se instalan dentro del pozo, de tal modo que la succión está sometida a presión positiva, lo que implica que la granada está sumergida, por debajo del nivel de bombeo.

Para el bombeo de aguas subterráneas, las bombas más frecuentemente utilizadas son las centrífugas. Existen muchas variantes en su diseño. Originalmente eran instaladas en el terreno o en un lugar próximo a éste, para operar por succión; pronto fueron adaptadas para colocarlas bajo el agua en los pozos, en un principio mediante largas extensiones del eje dentro de cajones sumergidos y posteriormente en la forma compacta que hoy se conoce con el nombre de bomba turbina vertical. Ver figura 13.1

Las bombas de pozo profundo se clasifican también, según la posición de su fuente de energía; si ésta está situada en la superficie del suelo, y se requiere por consiguiente la transmisión de la fuerza impulsora, a través de un eje largo, hacia la bomba en el pozo, entonces la bomba se conoce como de eje maestro vertical (bombas turbina). Estas bombas pueden

moverse indistintamente por medio de motores eléctricos acoplados directamente, figura 13.1 o por medio de motores eléctricos a través de cabezales de transmisión, figura 13.2

Cuando la fuente de energía (en este caso un motor eléctrico) está montada inmediatamente bajo la bomba y sumergida con ella en el agua, la máquina se denomina bomba sumergible, figura 13.3.

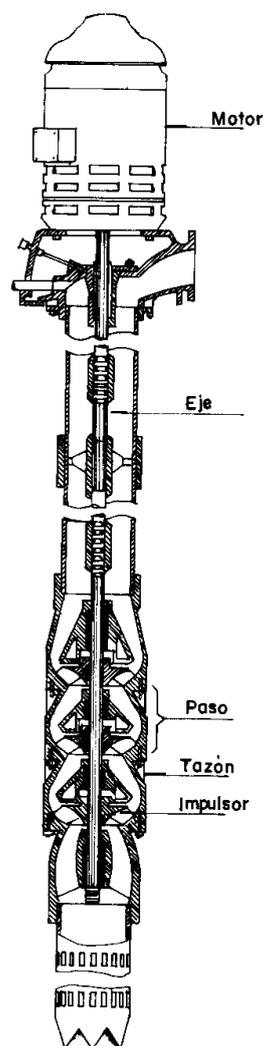


FIGURA 13.1 Bomba turbina de tres etapas.

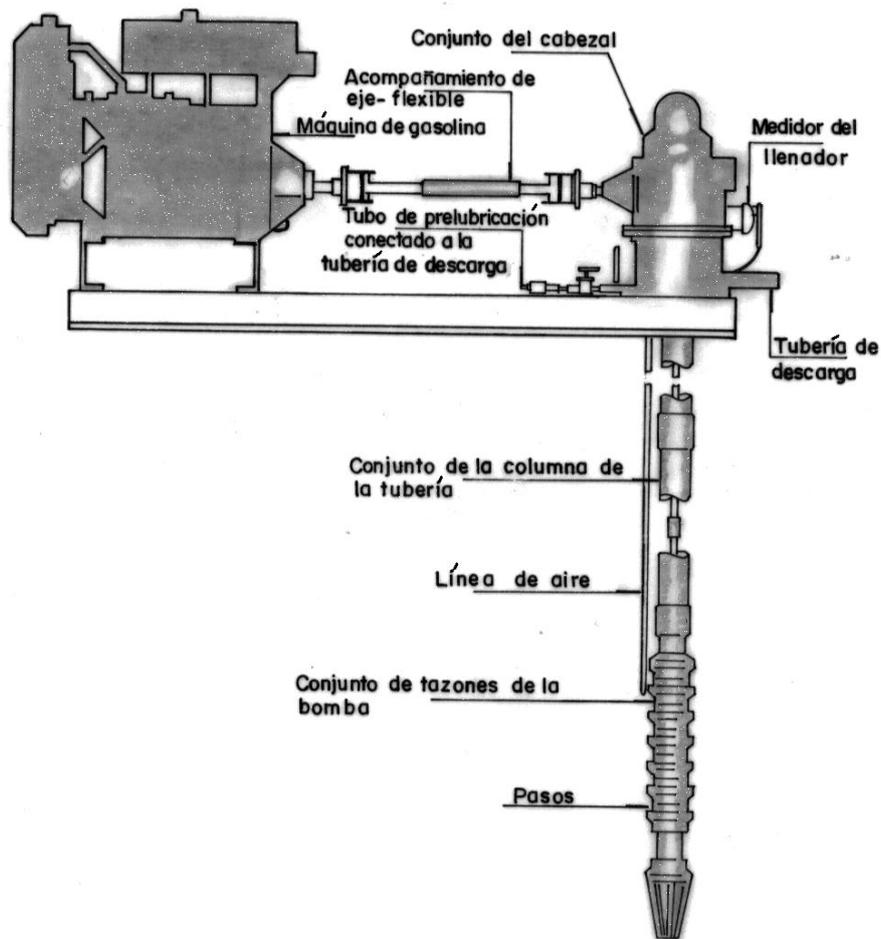


FIGURA 13.2 Bomba turbina de eje maestro, impulsada por una máquina.

Las flechas en las bombas sumergibles solamente se extienden desde el motor hundido hasta el impulsor del extremo superior. No hay eje entre la bomba y la superficie del suelo, a diferencia de las bombas turbina. Las bombas sumergibles tienen varias ventajas:

- El motor está directamente acoplado a los rotores.

- Es eliminado el ruido en la superficie.
- Puede ser montada en pozos que no sean completamente verticales.
- No es necesario instalar caseta de bombeo.

Sin embargo pueden presentarse los siguientes inconvenientes:

- Las eficiencias son generalmente bajas.
- Este tipo de bombas, no tolera bombeo de arena.
- El motor es menos accesible para reparaciones.
- No toleran fluctuaciones de voltaje, sin una adecuada protección.

13.2 PARAMETROS DE LA BOMBA.

Los siguientes parámetros, son usados para definir el desempeño de una bomba en un pozo.

1. *Capacidad (Q)*: es el caudal o descarga del pozo. Se expresa en galones por minuto (gpm) o litros por segundo l/s.
2. *Cabeza dinámica total (TDH o H)*: es una medida de la energía por unidad de peso adicionada al agua por la bomba. La cabeza desarrollada por una bomba es la suma de los cambios en cabezas de presión, elevación y velocidad entre el nivel de bombeo en el pozo y un punto cualquiera en la descarga, además de las pérdidas por fricción entre estos dos puntos. La ecuación para la altura dinámica total (TDH) es, según figura 13.4:

$$TDH = h_p + h_z + h_v + h_l \quad (13.1)$$

Donde:

h_p : cabeza de presión (metros).

h_z : cabeza de posición (metros).

h_v : cabeza de velocidad (metros).

h_l : pérdidas (metros).

3. *Nivel estático (SWL)*: es el nivel en un pozo antes de iniciar el bombeo. Es el nivel freático en acuíferos libres y la superficie piezométrica en los acuíferos confinados.

4. *Nivel dinámico (DWL)*: es el nivel en el pozo durante el bombeo.
5. *Abatimiento (s)*: es la diferencia entre el nivel estático y el nivel dinámico.
6. *Potencia hidráulica (HHP)*: es la potencia transmitida al agua. Puede ser calculada así:

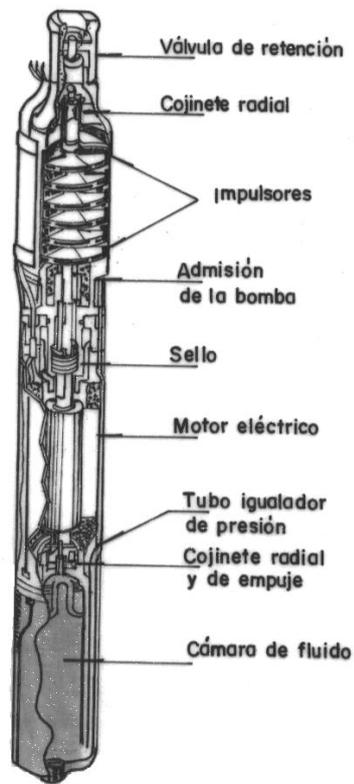


FIGURA 13.3. Vista en corte de una bomba sumergible.

$$HHP = \gamma QH \quad (13.2)$$

donde:

γ : peso específico del agua (kg/m^3).

7. *Potencia de entrada (IHP)*: es la potencia total suministrada a una bomba y a su motor. Es igual a la potencia hidráulica más las pérdidas en el motor y en la bomba.

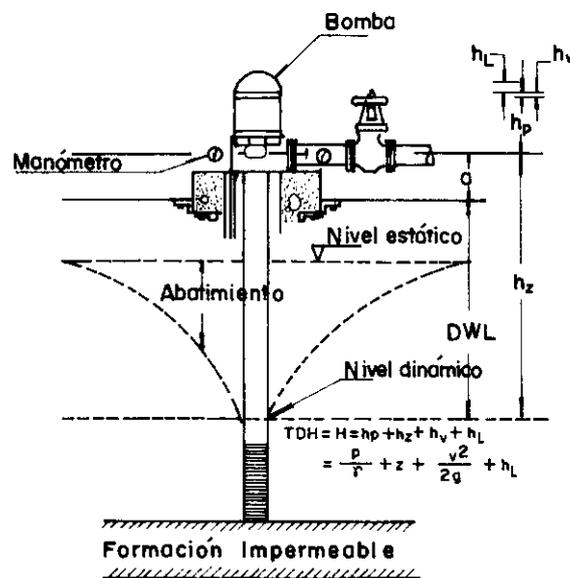


FIGURA 13.4 Cabeza dinámica total.

8. *Potencia al freno (BHP)*: es la potencia total requerida por una bomba, y es igual a la potencia hidráulica más las pérdidas de potencia en la bomba.
9. *Eficiencia de la bomba (e_p)*: es la relación entre la potencia hidráulica y la potencia al freno.

$$e_p = \frac{HHP}{BHP} \quad (13.3)$$

10. *Eficiencia del sistema de bombeo (eo)*: es la relación entre la potencia hidráulica y la potencia de entrada.

$$eo = \frac{HHP}{IHP} \quad (13.4)$$

13.3 SELECCION DE LA BOMBA.

La selección de una bomba es determinada por las características de diseño y la localización del pozo. Los principales parámetros de diseño son:

- Diámetro del pozo.
- Caudal deseado.
- Cabeza dinámica total.
- Requerimiento de potencia.
- Fuente de energía.
- Calidad del agua.
- NPSH.
- Costos a corto y largo plazo.

13.3.1 Caudal de diseño óptimo. Generalmente las bombas para pozos se seleccionan más con criterios ingenieriles que económicos, a pesar de los grandes ahorros que se obtendrían de tenerse en cuenta estos últimos. En ausencia de cualquier otro criterio, el tamaño de una bomba debería ser aquel en el cual el agua bombeada tenga el menor costo. Cada pozo produce agua a costos diferentes, porque los acuíferos y el diseño de los pozos son también distintos. El costo depende de la curva característica del pozo, definida por la ecuación 13.5, ya que a mayores caudales, mayores abatimientos y, por lo tanto, mayores costos de operación, para una formación acuífera determinada. La curva característica de un pozo es:

$$s = BQ + CQ^p \quad (13.5)$$

Donde:

s: abatimiento del pozo.

B: coeficiente que tiene en cuenta las pérdidas en la formación.

C, p: coeficientes que indican pérdidas en la zona de entrada al pozo.

Como el precio del agua no es un beneficio real (valor), pero el costo de producirla sí, el beneficio puede ser obtenido usando el método de costo alternativo. Este asume que una cantidad de agua adicional se necesita y puede obtenerse. Por ejemplo para una ciudad o para un agricultor, el costo alternativo será el costo de obtener agua de otro pozo, a menos que haya otra fuente más barata. De acuerdo a esto, la descarga que maximiza los beneficios netos ($B' - C'$), la descarga óptima, es el caudal donde la pendiente de la curva de costos y la curva de beneficios son iguales, figura 7.5. B' son los beneficios y C' son los costos. Se asume que el beneficio del agua, determinado por el método del costo alternativo, es lineal.

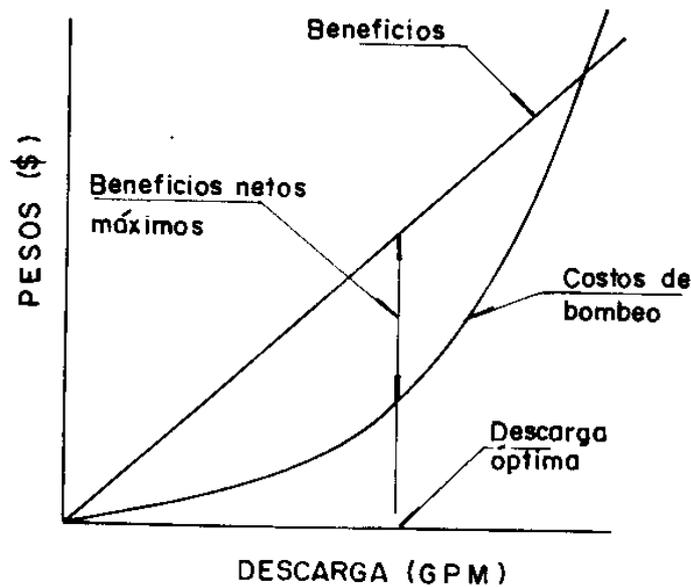


FIGURA 13.5 Descarga óptima.

13.3.1.1 Cálculo del caudal de diseño óptimo en el pozo. Debe hallarse primero el costo del agua o costo alternativo. Suponiendo que la alternativa menos costosa sea otro pozo, el beneficio es el costo de extraer agua de él. Si el costo alternativo del agua es $K1$, el beneficio, B' será:

$$B = K_1 T_1 Q \quad (13.6)$$

Donde:

K_1 : valor del agua en pesos por metro cúbico.

T_1 : tiempo de bombeo del pozo en horas.

Q : caudal en m^3 /hora.

Para calcular el costo de energía para una bomba eléctrica, los dos principales parámetros son la cabeza dinámica total, TDH y los costos de la energía. Para calcular la potencia en kilovatios (Kw) se usa la siguiente expresión:

$$K_w = \frac{Q(s + SWL + hp) \times 9.8}{eo} \quad (13.7)$$

El costo total de la energía para un período de tiempo es el costo del Kw-hora de electricidad, por la totalidad de los kilovatios consumidos durante el bombeo, según 13.7:

$$C = \frac{Q(s + swl + hp) \times 9.8 \times T_2 \times K_2}{eo} \quad (13.8)$$

Donde:

T_2 : tiempo de bombeo en horas.

K_2 : costo de la electricidad en \$/Kw-Hora.

De 13.7 y 13.8 la función objetivo para maximizar B'-C' es:

$$\text{Max} \left[K_1 T_1 Q - K_2 T_1 \frac{Q(s + SWL + hp) \times 9.8}{eo} \right] \quad (13.9)$$

Esta puede reescribirse como:

$$\text{Max} \{ K_1 T_1 Q - T_1 K_2 K_3 [Qs(Q) + Q(SWL + Hp)] \} \quad (13.10)$$

Donde :

$K_3 = 9.8/eo$ es una constante.

$s(Q) = BQ + CQ^p$ Ecuación característica del pozo.

Reemplazando y diferenciando:

$$\frac{df}{dQ} = T_1 [K_1 - 2K_2 K_3 BQ - (p-1)K_2 K_3 CQ^p - K_2 K_3 (SWL + hp) = 0] \quad (13.11)$$

Esta ecuación puede resolverse por el método de Newton o por un método gráfico.

El análisis económico está basado en el valor presente del dinero. Esto significa que los beneficios y costos deben calcularse en un mismo punto en el tiempo, antes que puedan ser sumados o restados. Se tienen para esto las siguientes expresiones de la ingeniería económica.

$$F = P(i + 1)^n \quad (13.12)$$

Donde:

P: valor presente del capital.

F: valor futuro del capital.

i: tasa de interés

n: tiempo en años.

Una serie de pagos anuales constantes, A, puede convertirse a un solo pago en el tiempo cero o en un tiempo n, usando las siguientes expresiones:

$$F = A[(1 + i)^n - 1] \quad (13.13)$$

$$P = \frac{A[(1 + i)^n - 1]}{i(1 + i)^n} \quad (13.14)$$

Las expresiones $(1 + i)^n$ y $[(1 + i)^n - 1]/i$ pueden representarse por $[F/P, i, n]$ y por $[F/A, i, n]$, respectivamente. Si G es un desembolso, que cada año se incrementa uniformemente, se utiliza la ecuación 13.15, para convertir un gradiente uniforme en una serie uniforme.

$$A = G[1/i - n/((1 + i)^n - 1)] = G[A/G, i, n] \quad (1315)$$

Ejemplo 13.1.

Dada la siguiente información, calcular los costos del agua de un nuevo pozo con el fin de determinar los costos alternativos (beneficios) del agua.

Nivel estático SWL: 14.54 m

Abatimiento s: 23.4 m

Costo de capital para el nuevo pozo: \$ 40.000.000

Caudal para el nuevo pozo: 4 m³/h, funcionando 12 horas al día

Costo de la electricidad: \$28 Kw-h

Presión del sistema hp: 33.07 m

Tasa de interés, i, 10%.

Vida útil: 25 años.

Eficiencia total eo: 0.7.

Se incluirán en el cálculo solamente los costos de capital y los costos de energía, asumiendo despreciables (no siempre es así) los costos de mantenimiento del pozo.

Solución:

1. Costos de capital.

$$\begin{aligned} \text{Costo anual de capital} &= P[A/P, 10\%, 25] \\ &= 40.000.000 \times 0.1102 \\ &= \$4.408.000 \end{aligned}$$

2. Costos de bombeo por año.

Según 13.8:

$$C' = \frac{1.1 \times 10^{-3} \times (23.4 + 14.54 + 33.07) \times 9.8 \times 4380 \times 28}{0.7}$$

$$C' = \$135.468$$

El volumen bombeado en el año son 17520 m³, por lo tanto el costo de un metro cúbico es:

$$\text{Costo } \$/\text{m}^3 = 4.543.500/17520 = \$ 259/\text{m}^3.$$

13.4 METODOLOGIA PARA LA SELECCION DE UNA BOMBA TURBINA.

Los pasos que deben seguirse para la selección de una bomba turbina son los siguientes:

1. Determinación del caudal de bombeo (óptimo). Esto puede hacerse según la metodología explicada en el numeral 13.3.1.
2. Determinación del abatimiento para el caudal óptimo, elevación por encima del pozo, presión en la descarga y pérdidas en la tubería. Todas estas medidas determinan la cabeza dinámica total, TDH.
3. Se calcula una potencia aproximada, utilizando una eficiencia supuesta del 0.7 - 0.75.
4. Con la potencia obtenida y el caudal óptimo se halla el diámetro de la columna y el eje. Cada fabricante tiene dimensiones para estos dos parámetros.
5. Se determina el modelo de bomba que pueda trabajar en un buen rango de eficiencia para el caudal óptimo. Se halla la cabeza por tazón, para el modelo deseado. Los fabricantes de bombas suministran curvas como la mostrada por la figura 13.6, en donde se pueden observar diferentes modelos de bombas..
6. Se divide TDH por la cabeza por tazón, determinándose así el número de tazonos requeridos en el bombeo.
7. La potencia total será la potencia por tazón por el número de tazonos. (Aproximados a un número entero).

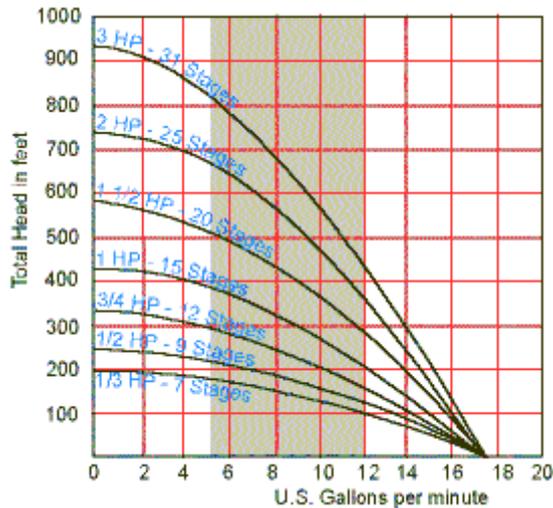


FIGURA 13.6 Curvas características

Ejemplo 13.2.

Se pretende regar por aspersión un lote, utilizando un cañón de riego, que suministra 60 l/s a una presión de 7 kg/cm². El agua se debe bombear de un pozo profundo con un nivel estático de 15 m por debajo de la superficie del terreno. El pozo está revestido de una tubería de 30 cm de diámetro y para el caudal de diseño se registra un abatimiento de 28 m.

Solución:

$$TDH = 28 + 15 + 70 = 113 \text{ m}$$

$$BPH = (60 \times 113) / (0.75 \times 75) = 120.53 \text{ HP.}$$

Observando la figura 13.7, se puede ver que para 60 l/s, se tiene una eficiencia del 82% y una cabeza de 13.3 m. El número de etapas será entonces:

$$\# \text{ de etapas} = 113 / 13.3 = 8.5$$

Si se escogen 9 etapas, el consumo de potencia será de 117 HP y el caudal realmente bombeado será 63.5 l/s.

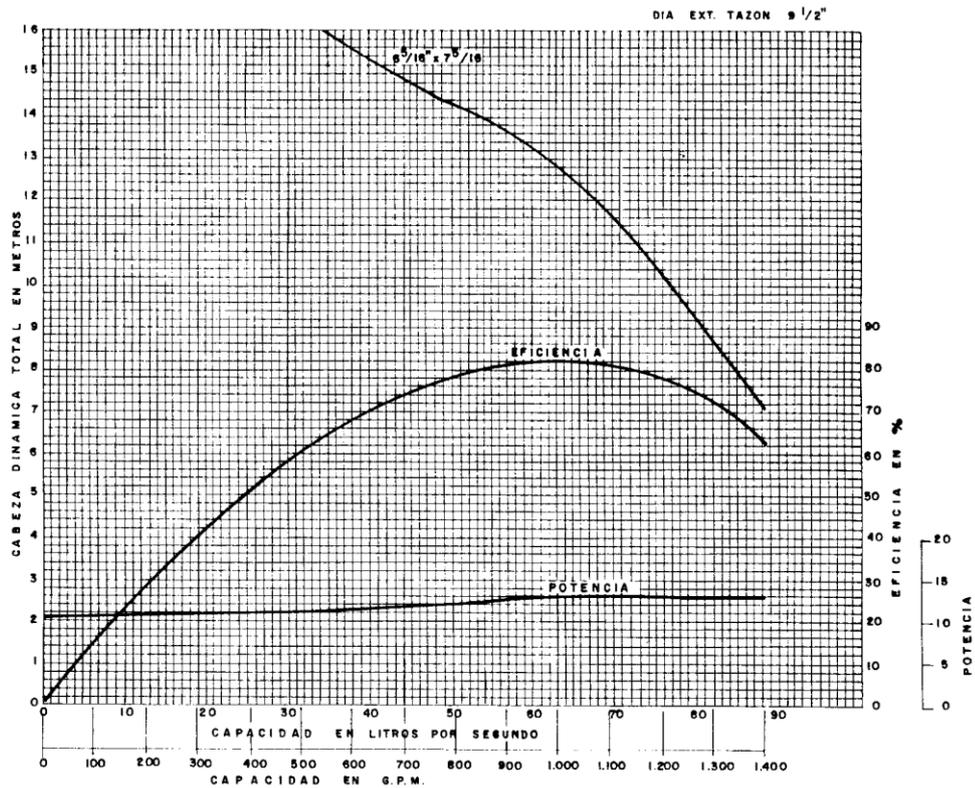


FIGURA 13.7 Curvas características de la bomba del ejemplo 13.2

13.5 REPARACION O REEMPLAZO DEL EQUIPO DE BOMBEO.

El criterio básico para establecer el tiempo cuando se deben reparar o reemplazar las bombas en un pozo es cuando los costos anuales de operación de la bomba instalada son iguales a los costos anualizados del nuevo equipo, asumiendo que el caudal bombeado es el mismo para los dos. Este no es el caso normalmente, ya que el caudal bombeado decrece con el tiempo, debido al desgaste de la bomba. Esta disminución representa beneficios menores, ya que disminuye también, la cantidad de agua facturada.

La disminución de la eficiencia significa un incremento en los costos por metro cúbico de agua, pero la disminución en cabeza y caudal, tienden también a decrecer los costos de operación y a compensar parcialmente el incremento de costos, debido a la caída de la eficiencia.

Las etapas que deben seguirse para calcular el tiempo óptimo de reparación o reemplazo de una bomba son las siguientes:

1. Encontrar los beneficios anualizados netos totales (TANB) de la bomba nueva.
2. Encontrar los beneficios netos marginales anuales, de la antigua bomba (ANB).
3. Reemplazar la antigua bomba cuando los TANB sean mayores que los ANB.

Si una bomba no es operada 24 horas por día, el tiempo de bombeo deberá incrementarse todos los años, para mantener el caudal bombeado constante. Por lo tanto los pasos anteriores se simplifican así:

1. Encontrar los costos mínimos anuales de la nueva bomba (TAC).
2. Encontrar los costos marginales anuales de la antigua bomba (AC).
3. Reemplazar cuando el mínimo TAC es menor que AC.

Ejemplo 13.3.

Un ingenio azucarero tiene un pozo equipado con una bomba, cuya descarga y cabeza dinámica total han disminuido con los años, figura 13.8. Se cree que la causa aparente es la cavitación en la bomba. El ingenio decide repararla en 1999 y reinstalarla 6 m más profunda, para evitar la cavitación.

Dados los siguientes datos, calcular el tiempo óptimo en el cual se debía haber iniciado esta reparación, si el equipo opera 12 horas diarias.

TDH (1989) = 70.1 mt

TDH (1999) = 58.5 mt

Tasa de interés: 15%

Costo de la electricidad: \$20 kw-h
Caudal y eficiencia en 1989: 1500 GPM y 73%
Caudal y eficiencia en 1999: 1150 GPM y 54%
Costo del agua: \$200/m³.

Solución:

Los costos para reemplazar y reparar el tipo de bomba existente en el pozo, son mostrados en la tabla 13.1 En este problema los beneficios permanecen constantes. Los costos anualizados (TAC) de la nueva bomba serán las amortizaciones anuales de los costos de reparación más los costos de bombeo. Como el problema de la cavitación ya fue resuelto, no se espera un deterioro tan rápido en el futuro. Sin embargo debe estimarse la vida útil del equipo nuevo o reparado. Una bomba bien operada, instalada en un pozo diseñado correctamente, puede durar unos 20 años, lo que implica que podemos asumir que el deterioro puede ser distribuido en esos años. Para encontrar los costos anualizados de la bomba reparada, se siguen las 3 etapas siguientes:

1. Encontrar los costos anualizados AC_n (amortizaciones) de la reparación de la bomba en el año n.

$$AC_n = 2.053.347[A/P, 15\%, n].$$

2. Encontrar los costos anuales del bombeo para el año n, APC_n.
Se calcula primero el incremento anual de costos. Asumiendo que este es lineal se calcula el cambio entre 1980 y 1990 y se divide por 10 años, para calcular el cambio histórico anual. Según 7.8:

$$\begin{aligned} APC_{1980} &= (1500 \times 0.00378 / 60) (70.1) (4380) (20) (9.8) / 0.73 \\ &= \$7.790.353 \end{aligned}$$

Nota: se necesitan 4.380 horas/año para producir 3.942.000 galones a una tasa de 1500 gpm.

$$\begin{aligned} APC_{1990} &= (1150 \times 0.00378 / 60) (5713) (20) (58.1) (9.8) / 0.54 \\ &= \$8.788.622 \end{aligned}$$

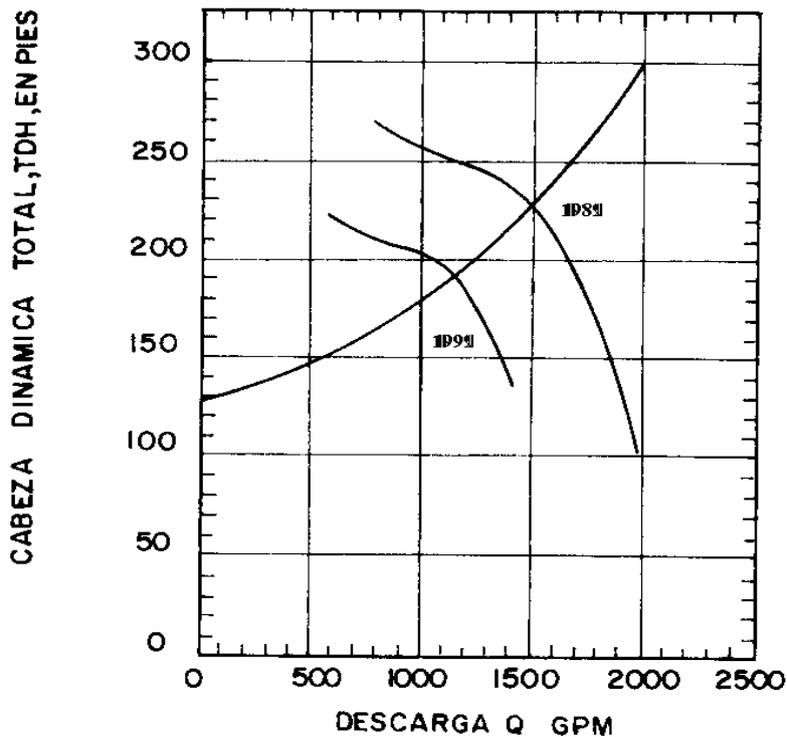


FIGURA 13.8 Decrecimiento en cabeza y descarga para una bomba usada

Lo anterior quiere decir que se necesitan 5.713 horas anuales para producir el mismo volumen de agua a una tasa de 1150 gpm.

El incremento anual ha sido de \$ 99.826.

El incremento proyectado anual será (la mitad del histórico) de \$49.913.

El costo anual del bombeo APCn, es el costo anual del bombeo cuando fué instalada la bomba \$7.790.353, mas los incrementos anualizados de los costos, causados por el deterioro.

$$APCn = 7.790.353 + 49.913 [A/G, 15\%, n].$$

El costo anual mínimo en el año n, TACn, para la nueva bomba es :

$$\text{Min TACn} = \text{Min}(ACn + APCn)$$

La tabla 13.2 muestra los resultados de estos cálculos. Se deben encontrar los costos (marginales) anuales de la antigua bomba. Estos serán los costos anuales de bombeo APC. La tabla 13.3 muestra estos costos para los últimos 10 años.

TABLA 13.1. Costos de reparación y/o reemplazo de la bomba

ITEM TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Remoción de la bomba e Instalación de una nueva de 4 etapas 1400 GPM	\$2.053.347	
Reparación de la bomba (cambio de los álabes)		
	No	
Remoción e instalación Álabes nuevos	\$152.928 4	\$600.000 \$611.712
Longitud adicional de columna		\$197.532
Cojinetes	\$12.744 4	\$50.976
Anillos	\$13.806 4	\$55.224
Mano de obra		\$223.030
COSTO TOTAL REPARACION		\$1.738.464

TABLA 13.2. Costos mínimos anuales.

Año	[A/P,15%, n]	ACn	[A/G,15%,n]	APCn	TACn
1	1.15	2361349	0	7.790353	10151702
2	0.6151	1263014	0.465	7813563	9076577
3	0.438	899366	0.907	7835624	8734990
4	0.3503	719287	1.326	7856538	8575835
5	0.2983	612513	1.723	7876353	8488866
6	0.2642	542494	2.097	7895021	8437515
7	0.2404	493624	2.450	7912640	8406264
8	0.2229	457691	2.781	7929161	8386852
9	0.2096	430382	3.092	7944684	8375066
10	0.1993	407179	3.383	7959209	8366388

TABLA 13.3 Costos anuales de bombeo para la bomba antigua, APCn.

AÑO	APCn
1	7.790.353
2	7.890.179
3	7.990.005
4	8.089.831
5	8.189.657
6	8.289.483
7	8.389.309
8	8.489.135 *
9	8.588.961
10	8.688.787

Según los resultados, el tiempo óptimo para reparar la bomba era el año octavo, cuando los costos anuales APC de la bomba antigua, exceden los costos totales anualizados TAC de la bomba nueva (o de la reparación). Cuando la bomba está operando 24 horas diarias, debido a su deterioro normal, la descarga decrece y por lo tanto los beneficios también.

Ejemplo 13.4.

Asumir los mismos datos que el ejemplo anterior, excepto que el deterioro de la bomba se da en un plazo de 20 años y el equipo opera las 24 horas diarias. El beneficio (costo alternativo) del agua es el mismo del ejemplo 13.1, \$259/m³. La disminución de los beneficios netos es la misma para el equipo nuevo y el antiguo.

Solución:

El costo anualizado de la reparación, es según la tabla 13.1:

$$ACn = \$ 1.738.464 [A/P, 15\%, n]$$

Los beneficios netos anuales, son los beneficios netos realizados en el primer año, menos el decrecimiento anualizado en los beneficios netos (asumiendo que los costos de mantenimiento han sido incluidos en los beneficios netos anuales).

$$ANB_n = ANB_1 - \text{decrecimiento [A/G, 15\%, n]}$$

El decrecimiento anual en los beneficios netos, se calcula hallando los beneficios netos en el año 1, substrayendo los beneficios en el año 20 y dividiendo por 20.

$$\begin{aligned} B1' &= (\text{Caudal})(\$/\text{m}^3)(\text{seg}/\text{año}) \\ B1 &= (1500 \times 0.00378 / 60)(259)(31536000) \\ B1 &= \$771.859.368. \end{aligned}$$

Costos para el año 1, según ecuación 13.8:

$$\begin{aligned} C1' &= 9.8 \times (1500 \times 0.00378 / 60)(8760)(20)(70.1) / 0.73 \\ C1' &= \$15.580.706 \end{aligned}$$

$$ANB_1 = 771.859.368 - 15.580.706 = \$ 756.278.662$$

Beneficios y costos en el año 20:

$$\begin{aligned} B20' &= (1150 \times 0.00378 \times 60 \times 24 \times 365 \times 259) \\ &= \$591.758.849 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C20' &= (1150 \times 0.00378 / 60) \times 8760 \times 20 \times 58.5 / 0.54 \\ &= \$13.475.990 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ANB_{20} &= 591.758.849 - 13.475.990 \\ &= \$578.282.859 \end{aligned}$$

Decrecimiento anual de los beneficios netos :

$$\begin{aligned} &= (756.278.662 - 578.282.859) / 20 \\ &= \$ 8.899.790 \end{aligned}$$

Encontrar los beneficios netos anuales TANB_n (de la reparación).

Según la tabla 13.1 el costo de ésta es \$1738464.

$$TANB_n = 756.278.662 - 1738464 [A/P,15\%,n] - 8.899.790 [A/G,15\%,n].$$

Los valores calculados se observan en la tabla 13.4

TABLA 13.4 Beneficios totales netos anuales TANB, para la bomba reparada.

Año	[A/P,15%,n] (1)	Costo anualizado de reparación \$1738464x(1)	[A/g,15%,n] (3)	Decrecimien to Anualizado (4) \$	TABN (5)\$
1	1.15	1999234	0	0	754279428
2	0.6151	1063071	0.465	4138402	751077189
3	0.4380	761447	0.907	8072110	747445105
4	0.3503	608984	1.326	11801122	743868556
5	0.2983	518584	1.723	15334338	740425740
6	0.2642	459302	2.097	18662860	737156500

Se encuentran luego los beneficios (marginales) anuales netos (ANB) de la bomba antigua, substrayendo las pérdidas anuales de beneficios, \$8.899.790 de ANB1, ver tabla 13.5.

TABLA 13.5 Beneficios netos anuales ANBn de la antigua bomba (sin reparar).

AÑO	ANBn \$
1	756.278.662
2	747.378.872
3	738.479.082
4	729.579.292
5	720.679.502

El año en el cual, los beneficios totales netos anuales, de la bomba reparada, TANB, llegan a ser mayores que los beneficios netos anuales ANB, de la bomba antigua, es el óptimo para reparar la bomba. En este caso ocurre al segundo año.

Capítulo 14

PROSPECCION DE AGUAS SUBTERRANEAS

Como el agua subterránea es un recurso “escondido”, que difícilmente se puede observar, es necesario realizar para su detección programas de exploración dirigidos no sólo a encontrar agua, sino también, a obtener estimativos confiables sobre la cantidad y calidad del recurso.

El grado de detalle de un programa de exploración de aguas subterráneas dependerá esencialmente del objetivo del estudio, el tamaño del área y la información previa existente. La información que se recoge durante la etapa de perforación de un pozo es necesaria no solo para su diseño, sino también, para implementación de programas de manejo óptimo del agua subterránea. En el caso de un área donde ya exista este tipo de información la fase de exploración consistirá básicamente en ensamblar la información derivada de pozos cercanos al sitio de interés.

Cualquier proyecto de exploración de aguas subterráneas debe contestar fundamentalmente tres preguntas (Roscoe,1990):

De donde viene el agua?

Hacia donde va ésta?

Cuál es la naturaleza del entorno geológico?

Las etapas principales de un proyecto de prospección de aguas subterráneas se pueden observar en la figura 14.1

Cada etapa debe estar justificada por la que la precede y la decisión de continuar o terminar el programa se toma al terminar cada fase. En algunos casos algunas etapas de la exploración se pueden omitir, pero el proceso de exploración es *continuo* en el tiempo de tal forma que se pueda incorporar, en un área de estudio, información y registros en cualquier momento

Los objetivos de una primera fase de exploración son:

- a) Determinar la hidrogeología de la zona.
- b) Estudiar la recarga anual en el área.
- c) Evaluar los posibles problemas de calidad de aguas.
- d) Planear el trabajo de campo necesario.

Para desarrollar estas etapas se requieren mapas geológicos, inventarios de pozos y puntos de agua y balances hídricos preliminares. La información se procede luego a refinarse por medio de fotografías aéreas, imágenes de satélite y geofísica.

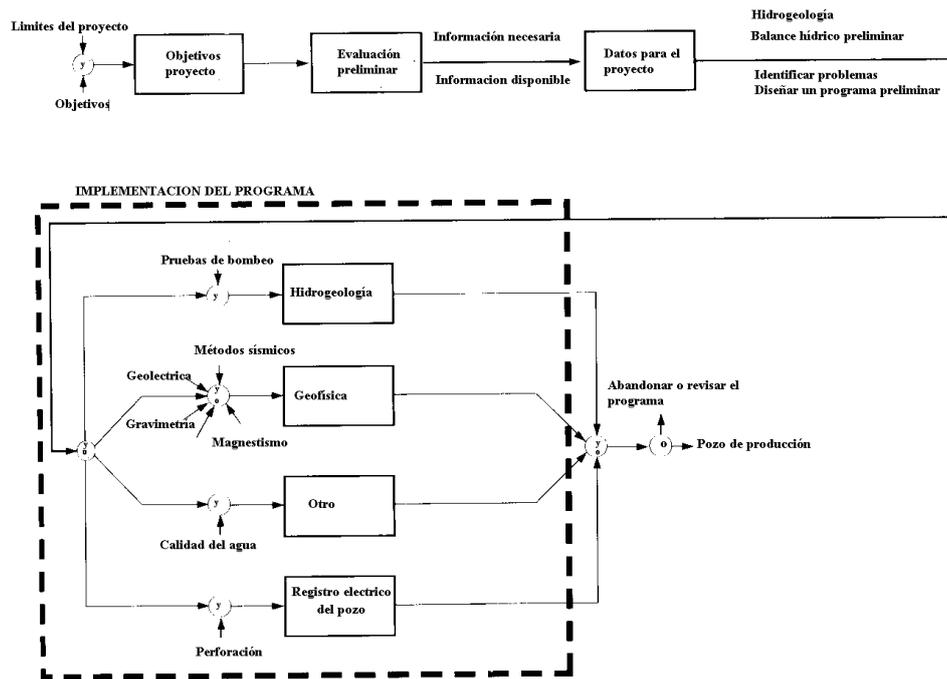


FIGURA 14.1 Etapas en un proceso de exploración de aguas subterráneas (Roscoe, 1990)

14.1 MAPAS GEOLOGICOS

Los mapas geológicos, sobre todo de las formaciones superficiales, son indispensables para determinar, de manera preliminar, la existencia de zonas acuíferas y sus principales parámetros tales como espesor, extensión, potencia acuífera, etc.

En Colombia existen muy pocos mapas de formaciones superficiales, donde ocurren los principales procesos que controlan la existencia de las aguas subterráneas: evaporación, infiltración y recarga. La figura 14.2 muestra el mapa de las formaciones superficiales de una zona del oriente antioqueño.

14.2 INVENTARIO DE POZOS Y PUNTOS DE AGUA

El principal objetivo de esta actividad es realizar una caracterización hidrogeológica preliminar del área en aspectos tales como definición de superficies piezométricas y sistema de flujo, reconocimiento de unidades acuíferas captadas e identificación de zonas de recarga y descarga.

El reconocimiento se inicia con una visita que permita identificar los principales puntos de agua, pozos, aljibes y manantiales existentes en la región. Estos puntos se identifican por sus coordenadas geográficas y su altura piezométrica, lo que permite la realización de mapas de isopiezas como el mostrado en la figura 14.3, para la misma zona del oriente antioqueño.

Con los mapas de isopiezas es posible definir direcciones de flujo, profundidad de las zonas acuíferas y sobre todo permiten definir una posible ubicación de pozos libres de problemas de contaminación.

14.3 ESTIMACIÓN DE LA RECARGA

La estimación precisa de la recarga es de vital importancia para el manejo sostenible de los acuíferos. La recarga de un acuífero puede darse naturalmente debido a la precipitación, a través de ríos o lagos, por irrigación, fugas de redes de acueducto o alcantarillado o infiltraciones de embalses. Existen diversas técnicas para estimar la recarga de un acuífero, su escogencia depende de parámetros como la confiabilidad, los intervalos de tiempo y la disponibilidad de recursos, tanto logísticos como económicos. Lo ideal es obtener estimativos obtenidos por diversas técnicas, que generalmente proporcionan valores diferentes, ya que de esta manera se tiene alguna idea de la confiabilidad de los resultados. Por ejemplo las técnicas basadas en datos de aguas

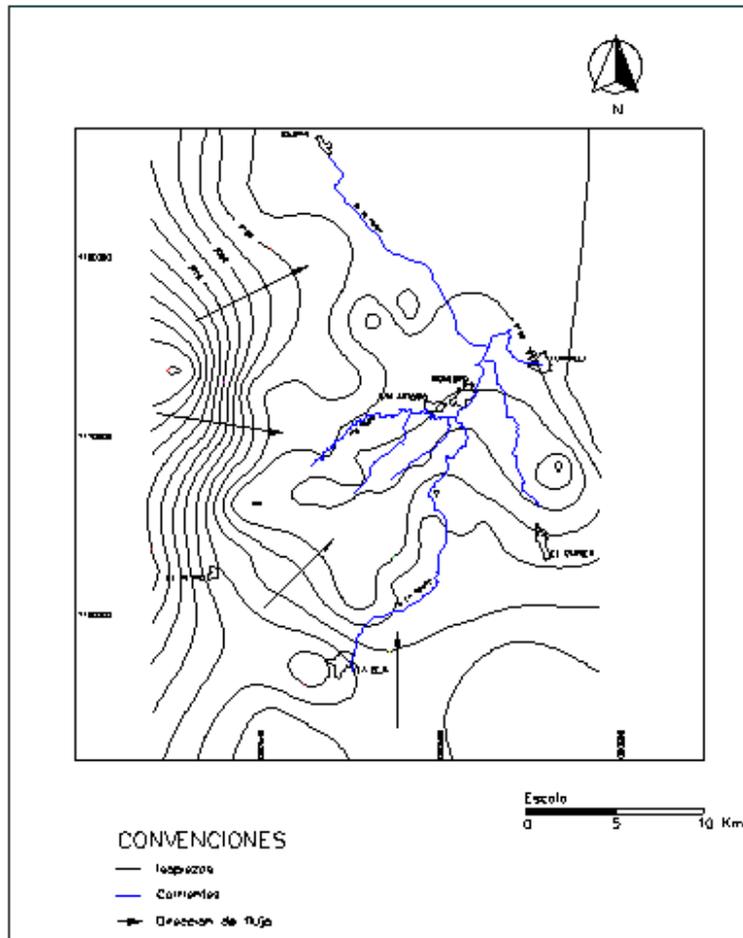


FIGURA 14.3 Mapa de isopiezas Valle de San Nicolás(Universidad Nacional, 1997)

superficiales y zona no saturada proporcionan estimaciones del potencial de recarga, mientras que las basadas en datos de aguas subterráneas proporcionan estimaciones de recarga reales (Scanlon et al, 2001). Se presentan aquí algunas técnicas comunes para estimar la recarga.

14.3.1 Técnicas de balance de agua. El balance hídrico tal como se presentó en el capítulo 2, consiste en la aplicación del principio de conservación de masa a una región definida. Para un intervalo de tiempo, la diferencia entre entradas y salidas debe ser igual al cambio en la cantidad de agua almacenada en el volumen de control. En la ecuación de balance, algunos valores como la precipitación, se pueden medir directamente, otros como la evapotranspiración real y la escorrentía superficial directa se estiman por medio de fórmulas y ecuaciones semiempíricas. Esto constituye la mayor dificultad para aplicar esta metodología, sin embargo es un método bastante flexible, que puede aplicarse a la cuenca en general, incluyendo tanto las aguas superficiales como las subterráneas.

14.3.2 Métodos de medición directa. Están basados en la utilización de lisímetros. Los lisímetros son recipientes llenos del suelo que se quiere caracterizar, que permiten medir directamente todas las componentes del balance hidrológico. La figura 14.4 presenta un esquema de funcionamiento de estos medidores.

Los lisímetros pueden cubrir áreas de 100 cm^2 – 300 m^2 , con profundidades de 10-20 m.

Si la base del lisímetro no es más profunda que la zona de raíces de la planta que se esté caracterizando, se corre el riesgo de sobrestimar las tasas de recarga. La recarga con lisímetros se puede estimar en escalas de tiempo que varían de minutos a años (Scanlon et al 2002).

14.3.3 Ley de Darcy. En este caso se asume que el flujo es permanente y que no hay extracción de agua ni por evapotranspiración o por pozos de bombeo. Se calcula el caudal, q , a través de una sección transversal de acuífero, con un área A . Ese caudal se iguala a la recarga, R , sobre el área contribuyente, S , así:

$$qA = RS$$

Para determinar las secciones transversales de flujo se usan mapas de isopiezas. Se debe disponer también de valores de conductividades

hidráulicas. Estos generan la mayor incertidumbre del método debido a su gran variabilidad espacial.

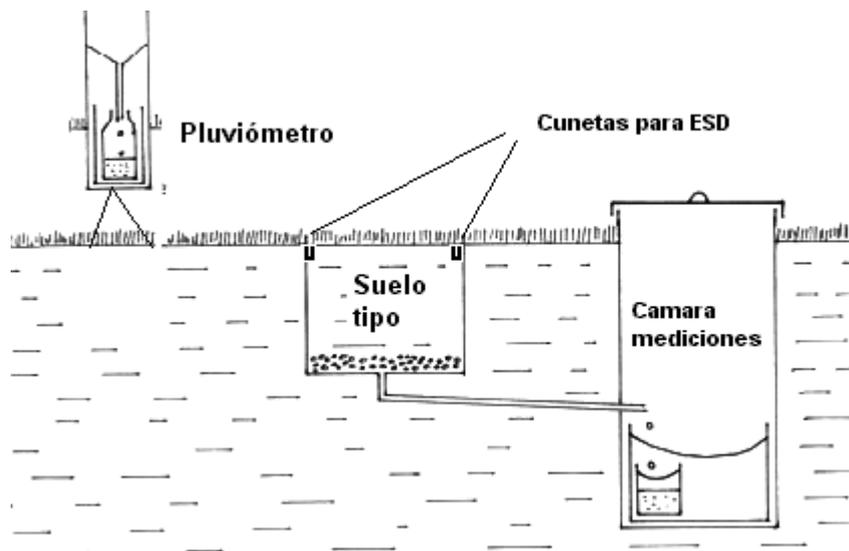


FIGURA 14.4 Lisímetro

14.3.4 Trazadores. Los trazadores son sustancias que ya se encuentran naturalmente en el agua o pueden añadirse deliberadamente. Su detección puede hacerse por medios analíticos o químicos. Los isótopos ambientales se utilizan bastante en estudios de recarga, principalmente ^3H , ^{14}C , ^{18}O , ^{15}N , ^2H , ^{13}C y Cl.

Los trazadores ambientales proporcionan el valor de la recarga durante períodos largos de tiempo(años).

El contraste entre los contenidos isotópicos de aguas subterráneas y aguas superficiales, se puede utilizar para determinar el flujo base de una corriente utilizando hidrogramas. Si se toman muestras del contenido isotópico del caudal antes de una tormenta, δ_{FB} , del agua lluvia, δ_{ESD} y del caudal durante la tormenta, δ_{T} , utilizando una ecuación de balance de masas se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} Q_T &= Q_{FB} + Q_{ESD} \\ Q_T \delta_T &= Q_{FB} \delta_{FB} + Q_{ESD} \delta_{ESD} \end{aligned} \quad 14.1$$

Donde, Q_{FB} es el caudal base y Q_{ESD} es el caudal de escorrentía superficial directa. Resolviendo simultáneamente las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$Q_{FB} = Q_T \frac{(\delta_T - \delta_{ESD})}{(\delta_{FB} - \delta_{ESD})} \quad 14.2$$

Fluctuación de los niveles piezométricos. El método se basa en la premisa que las variaciones de los niveles freáticos en acuíferos libres son debidas a la recarga. La recarga se calcula como:

$$R = S_y \frac{dh}{dt} = S_y \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad 14.3$$

Donde S_y es el almacenamiento específico, h es la altura piezométrica y t es el tiempo. Se debe tener la certeza que las fluctuaciones en los niveles solo son debidas a la recarga y no a cambios producidos por bombeo o irrigación, por ejemplo.

Otros métodos. Existen métodos empíricos que relacionan la recarga con otras variables hidrológicas. Se sugieren porcentajes de la precipitación (15-30%) como tasas de recarga (Rushton et al, 1979)

14.4 MAPAS TOPOGRAFICOS

Los mapas topográficos son una importante fuente de información para la prospección de aguas subterráneas. La presencia de agua subterránea en zonas fracturadas puede detectarse por cambios abruptos en el alineamiento de los valles y patrones de flujo. Estos últimos pueden dar una idea del tipo de roca presente en la zona de estudio; la figura 14.5 muestra los diferentes patrones de flujo que se pueden presentar en la naturaleza.

Los patrones rectangular y ramificado son indicios de que existen rocas sedimentarias fracturadas, que son altamente favorables para acuíferos

de gran rendimiento. El drenaje contorneado es típico en rocas estratificadas , donde pueden existir fracturas y planos de estratificación, favorables a la circulación y almacenamiento del agua.

El drenaje paralelo se desarrolla ,generalmente en zonas con fallas y diques, que también favorecen la circulación del agua subterránea. El drenaje anular distingue las zonas donde hay domos volcánicos o intrusivos, donde el agua circula a lo largo de las fracturas.

Los mapas topográficos también suministran información acerca de la vegetación, posibles fuentes de contaminación y facilidades de acceso a posibles sitios de perforación.

14.5 ANALISIS DE TRAZAS DE FRACTURAS

Las trazas de fracturas son características topográficos naturales creadas por la presencia del agua en fracturas o zonas fracturadas. Estas características se detectan a partir del análisis de fotografías aéreas; algunas de ellas son las siguientes:

- a) *Cambios bruscos en el alineamiento de ríos y quebradas:* el agua siempre circula por los caminos que le ofrezcan menos resistencia al flujo, formándose por esta razón meandros y cambios de alineamientos graduales. Un cambio brusco significa que el agua está siguiendo el camino de menos resistencia, creado en este caso, por una falla.
- b) *Incremento del contenido de humedad:* el contenido de humedad en una zona fracturada se aumenta por la acumulación de agua en las depresiones del terreno y en las raíces de las plantas. En las fotografías aéreas se pueden ver patrones de vegetación, por ejemplo, especies que requieren grandes cantidades de agua generalmente aparecen en zonas
- c) fracturadas. También la mayor densidad y tamaño de la vegetación es un indicio de presencia de agua.
- d) *Cambios en el color:* un cambio en el contenido de humedad del suelo, produce cambios en las tonalidades del suelo en las fotografías

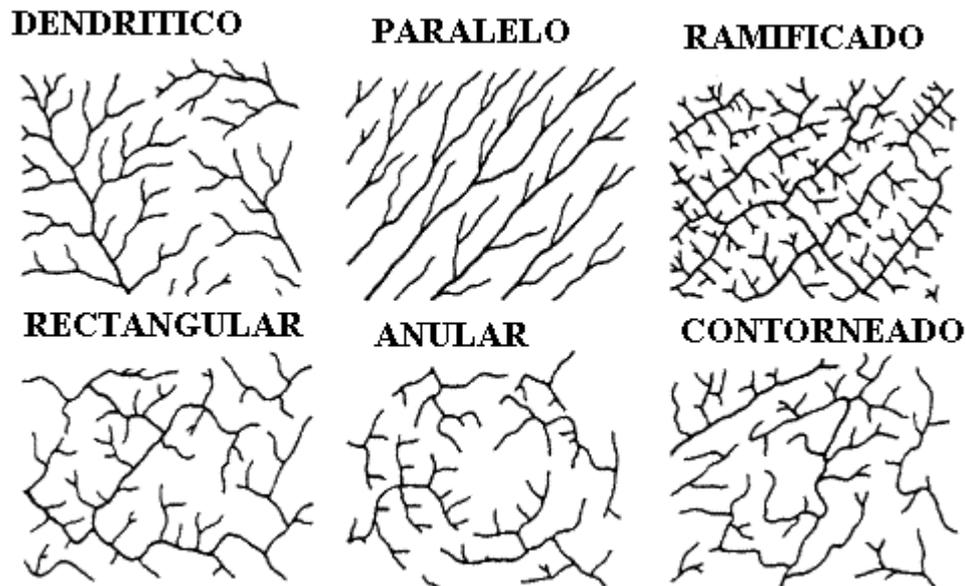


FIGURA 14.5 Patrones de drenaje

Las trazas de fracturas se determinan a través del análisis estereoscópico de las fotografías aéreas, ojalá a escalas de 1/20000 o menores.

Siempre se debe verificar en el campo el análisis hecho a partir de las fotografías aéreas, ya que se pueden producir falsas apreciaciones causadas por ejemplo por tuberías, caminos, etc.

14.6 METODOS GEOFISICOS

La geofísica mide características físicas a través de las cuales se hacen inferencias sobre las características de los estratos rocosos. Las medidas se hacen en la superficie de la tierra o en pozos. Los métodos geofísicos se pueden dividir en métodos activos y métodos pasivos.

Los métodos pasivos son aquellos métodos en los que se miden las perturbaciones causadas a un campo físico natural (fuerza de la gravedad) o artificial (resistividad). En los métodos pasivos el tiempo no interviene como variable en el proceso de medición. En los métodos

activos se envía un estímulo al suelo y se mide la respuesta y el tiempo en que esta se produce. En estos el tiempo siempre aparece como variable en las ecuaciones de campo. Un ejemplo de método activo es la sísmica.

Para poder aplicar métodos geofísicos a la prospección de aguas subterráneas es necesario que se presenten dos condiciones (Overmeeren,1987):

Existen contrastes significativos, detectables y medibles (anomalías)

Que estos contrastes se puedan correlacionar con la constitución geológica del suelo

La tabla 14.1 muestra varios métodos usados en la prospección de aguas subterráneas. Los métodos geofísicos se usan para estimar:

- Extensión y litología de rocas no consolidadas.
- Profundidad del nivel freático.
- Localización de fallas.
- Profundidad del basamento.
- Localización de acuíferos salobres.
- Espesor y extensión de zonas acuíferas.

TABLA 14.1 Contrastes físicos para varios métodos geofísicos

	Contraste físico	Principio
Resistividad Electrica	Resistividad (arcilla-arena)	Ley de Ohm $\mathbf{R} = \frac{\Delta\mathbf{V}}{\mathbf{I}}$
Refracción sísmica	Velocidad de ondas sísmicas (depósitos secos - depósitos saturados)	Ley de Snell $\frac{\mathbf{V}_1}{\mathbf{V}_2} = \frac{\mathbf{seni}}{\mathbf{senr}}$
Gravimetría	Densidad (relleno- basamento)	Ley de Newton $\mathbf{F} = \mathbf{G} \frac{\mathbf{m}_1\mathbf{m}_2}{\mathbf{r}^2}$

Hay que tener en cuenta las limitaciones de los métodos geofísicos: en ocasiones hay falta de contraste, no hay una única solución y puede presentarse ruido. Esto hace que para un estudio en particular sea muy conveniente la utilización de múltiples métodos, pues uno sólo puede no dar resultados contundentes. En la figura 14.6 se puede apreciar las diferencias de contraste entre varios métodos para diferentes tipos de roca.

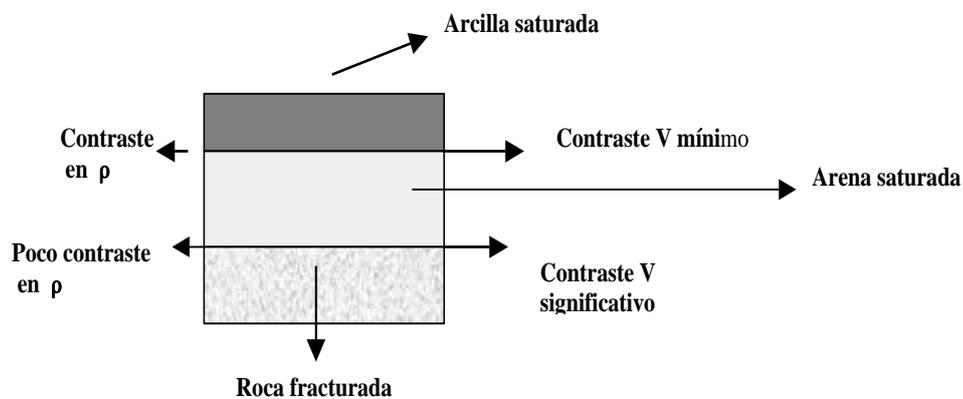


Figura 14.6 Contrastes geofísicos para diferentes tipos de roca

Si se tiene dos estratos contiguos de arcilla saturada y arena saturada la sísmica no daría buenos resultados pues el contraste entre las velocidades de onda sería muy poco, mientras que el contraste en la resistividad eléctrica es significativo.

14.6.1. Resistividad. Este es el método más usado en hidrogeología. Se basa en la Ley de Ohm, enunciada por el científico del mismo nombre en 1927. De la figura 14.7 se establece:

$$V = RI \quad (14.4)$$

Donde:

V: diferencia de potencial en voltios

I: intensidad de la corriente en amperios

R: constante de proporcionalidad dada en voltios/amperios, cuyas unidades se llaman ohms.

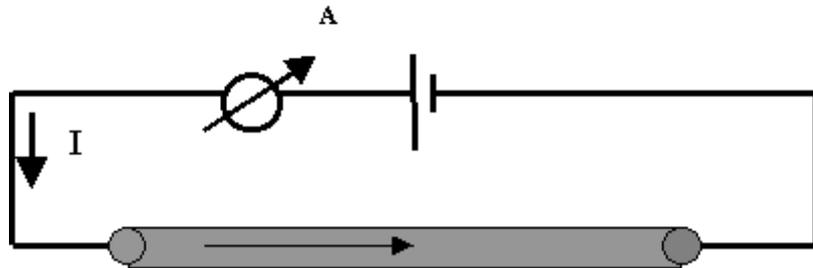


FIGURA 14.7 Circulación de la corriente eléctrica

Surgen entonces, dos preguntas, la primera es como relacionar la resistencia con las propiedades de que está hecho el hilo conductor y la segunda es como aplicar esta ley para determinar las propiedades eléctricas de los materiales que componen la tierra. La resistencia depende no solamente del material del hilo conductor, sino también de su geometría. Al aumentar la longitud y disminuir el diámetro del cable la resistencia aumenta. Se quiere definir, entonces una propiedad independiente de los factores geométricos, que describa la “habilidad” del material para transmitir la corriente eléctrica. Esta propiedad es llamada *resistividad* y se denota por ρ .

Si se observa la figura 14.8 se tiene:



$$\rho = \frac{RA}{L}$$

FIGURA 14.8 Resistividad de un hilo conductor

R es directamente proporcional a la longitud, L, e inversamente proporcional al área, A, lo que permite establecer la siguiente ecuación:

$$R = \rho \frac{l}{A} \quad (14.5)$$

La constante ρ es la resistividad y es una propiedad del material independiente de su geometría. Cada material tiene valores distintos y específicos con unidades ohm-m. Valores altos de la resistividad implican que el material es altamente resistente al fluido eléctrico y valores bajos, significan que transmite la electricidad fácilmente

De las ecuaciones 14.4 y 14.5 se tiene:

$$\rho = \frac{A \Delta V}{l I} \quad (14.6)$$

Si se instala en el terreno el dispositivo mostrado por la figura 14.9 donde, la corriente eléctrica se introduce en el suelo por medio de electrodos de corriente y se mide la diferencia de potencial entre otros dos electrodos; se tiene entonces que la resistividad es $\rho = K \frac{\Delta V}{I}$, donde

K depende de las distancias entre los electrodos o dispositivo electródico. La disposición de los electrodos se hace de dos maneras Schlumberger y Wenner. Ambos dispositivos son rectilíneos y los 4 electrodos están alineados y tienen un centro común de AB y MN. Sin embargo existen dos diferencias esenciales entre estos dispositivos:

- 1) En el dispositivo Schlumberger, la distancia entre los electrodos de potencial MN es pequeña: siempre $MN \leq 1/5 AB$. En el dispositivo Wenner siempre $MN = 1/3 AB$.
- 2) Al efectuar un sondeo eléctrico vertical con el dispositivo Schlumberger, los electrodos de potencial se cambian de lugar sólo algunas veces, mientras que en el Wenner se cambian los electrodos M y N después de cada lectura.

La figura 14.10 muestra la disposición de los electrodos para este tipo de arreglos.

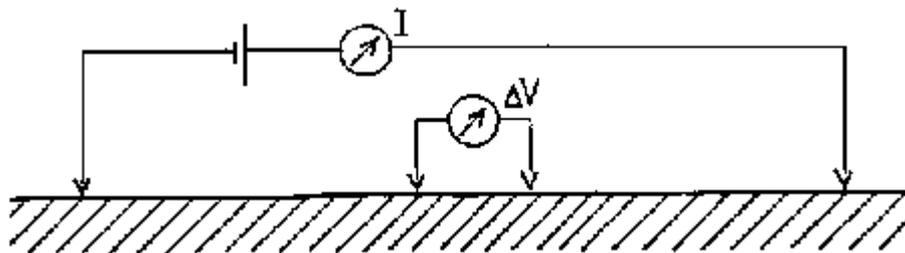


FIGURA 14.9 Determinación de la resistividad de un suelo

La corriente fluye radialmente y las superficies equipotenciales serán semiesferas concéntricas, ver Figura 14.11.

Igualando la resistencia R , obtenida con las ecuaciones 14.4 y 14.5 se obtiene:

$$\Delta V = \rho \frac{I}{A} \quad (14.7)$$

La diferencia de potencial entre dos equipotenciales, separadas una distancia dr es

$$dV = \rho \frac{dr}{A} I \quad \text{Si el área de la semiesfera es } 2\pi r^2 \rightarrow dV = \rho \frac{dr}{2\pi r^2} I$$

Al integrar esta última expresión se obtiene:

$$\int dV = \frac{\rho I}{2\pi} \int \frac{dr}{r^2} \rightarrow V = \frac{\rho I}{2\pi r} \quad (14.8)$$

Con la ecuación 14.8 se halla el potencial en un punto a una distancia r del electrodo. Teniendo en cuenta que el circuito es de dos electrodos, por superposición se debe sumar el efecto del otro electrodo así:

$$V^P = V^P_A + V^P_B = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{r_A} - \frac{1}{r_B} \right) \quad (14.9)$$

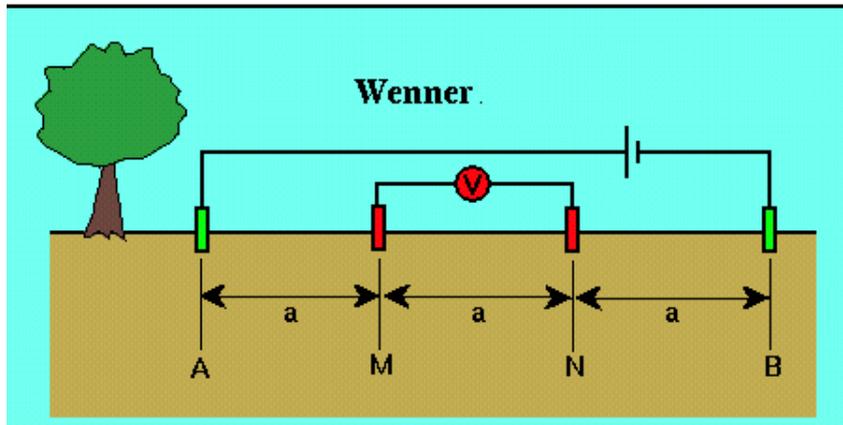
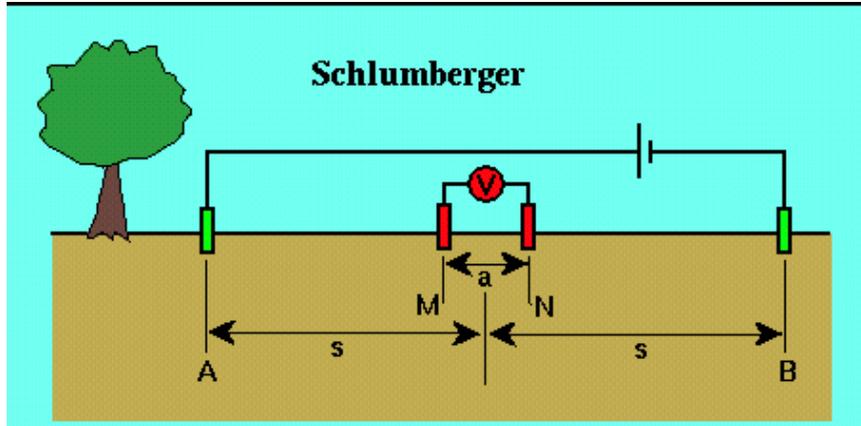


FIGURA 14.10 Dispositivos Schlumberger y Wenner (Boyd, 1999)

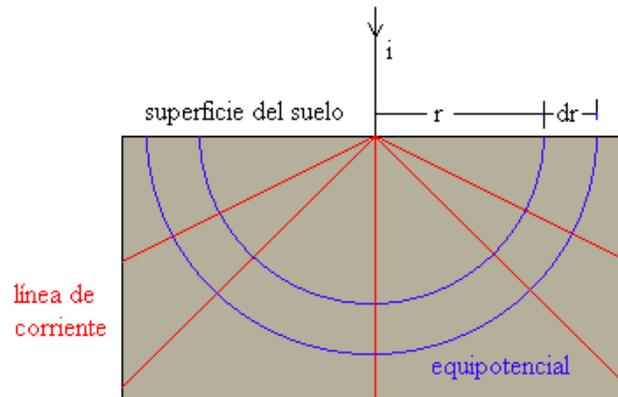


FIGURA 14.11 Forma de líneas de corriente y equipotenciales

Partiendo de la expresión (14.9) para hallar el potencial en cualquier punto P generado por dos electrodos, se tiene:

$$V^P = V^P_A + V^P_B = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{r_A} - \frac{1}{r_B} \right) \quad (14.10)$$

La diferencia de potencial será entonces:

$$\Delta V = V_M - V_N = \left(V_M^A + V_M^B \right) - \left(V_N^A + V_N^B \right) \quad (14.11)$$

Lo que implica:

$$\Delta V = \rho \frac{I}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right) - \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right) \right] \quad (14.12)$$

El valor de la constante K será:

$$k = \frac{2\pi}{\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{BN}} \quad (14.13)$$

Las rocas actúan generalmente como materiales aislantes de la electricidad. Sin embargo el agua contenida en poros, fracturas y fallas puede cambiar las condiciones eléctricas de las rocas, ya que el agua es excelente conductora de la corriente eléctrica. El rango de resistividades de las rocas es bastante amplio; las arcillas tienen muy bajas resistividades, mientras que rocas secas, consolidadas presentan valores altos de este parámetro, sin embargo si existe agua en las fisuras y fracturas de estas rocas la resistividad tiende a bajar. La tabla 14.2 presenta los valores de resistividad de algunos tipos de rocas.

Una anotación importante desde el punto de vista hidrogeológico es la siguiente: **las rocas secas tienen una resistividad más alta que las rocas húmedas del mismo tipo, ya que la humedad incrementa la habilidad del suelo para permitir el paso de la corriente eléctrica. Además la grava tiene una mayor resistividad que el limo o la arcilla**

en condiciones similares de humedad, porque las partículas finas son mejores conductoras de la electricidad. En prospección de aguas subterráneas se está interesado en separar las capas permeables (como las arenas) de las capas poco permeables o impermeables (arcillas y rocas ígneas); también se desea conocer la salinidad del agua subterránea. Esto se puede determinar por el método de la resistividad eléctrica, siendo por esta razón el más utilizado en prospección de aguas subterráneas. La interpretación se hace con base en las variaciones de la resistividad con la profundidad, empleando cualquiera de los arreglos anteriormente mencionados.

El sondeo eléctrico vertical, SEV, establece la curva de variación de la resistividad (aparente) de un terreno con la profundidad a través de mediciones en superficie. La profundidad de investigación se regula variando la distancia entre los electrodos de corriente A y B. La figura 14.12 muestra como las líneas de corriente penetran tanto o más, cuanto mayor sea la distancia entre A y B.

TABLA 14.2 RESISTIVIDADES DE ALGUNAS ROCAS Y DEL AGUA

Material	Resistividad (Ohm-metro)
Arenas arcillosas	10-50
Arcillas	2-20
Cuarzo	$4 \times 10^{10} - 2 \times 10^{14}$
Calcita	2×10^{12}
Mica	$9 \times 10^{12} - 1 \times 10^{14}$
Agua subterránea	0.5 - 300
Agua marina	0.2
Diabasa	$20 - 5 \times 10^7$
Limolita	$50 - 1 \times 10^7$
Arenisca	$1 - 6.4 \times 10^8$
shale	$20 - 2 \times 10^3$
Gabro	$1 \times 10^3 - 1 \times 10^6$
Basalto	$10 - 1.3 \times 10^7$
Dolomita	$3.5 \times 10^2 - 5 \times 10^3$
Arenas con aguas dulces	50-500
Arenas con aguas saladas	5-45
Arenas secas	$1 \times 10^3 - 1 \times 10^4$

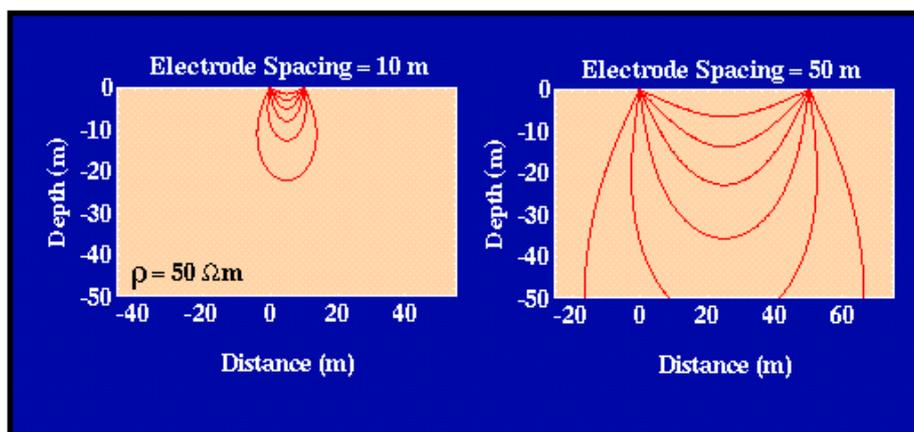


FIGURA 14.12 Efecto de la variación en el espaciado de los electrodos (Boyd, 1999)

Las variaciones de la resistividad ρ con la distancia $AB/2$ se grafica en un papel logarítmico, tal como se muestra en la figura 14.13. Se comparan los resultados obtenidos en el campo con curvas estándar disponibles, para diferentes arreglos de capas y materiales.

En la figura 14.13 Al principio y al final las resistividades aparentes se aproximan a los valores ρ_1 y ρ_2 respectivamente.

Para hacer sondeos eléctricos verticales se exigen dos condiciones importantes:

- Estratificación horizontal
- Estratos eléctricamente homogéneos e isotrópicos.

En la interpretación de los SEV se parte de las siguientes simplificaciones (Overmeeren, 1987):

- 1) ρ cambia sólo con la profundidad; no hay variaciones laterales.
- 2) ρ cambia sólo de una capa a otra: cambios bruscos.

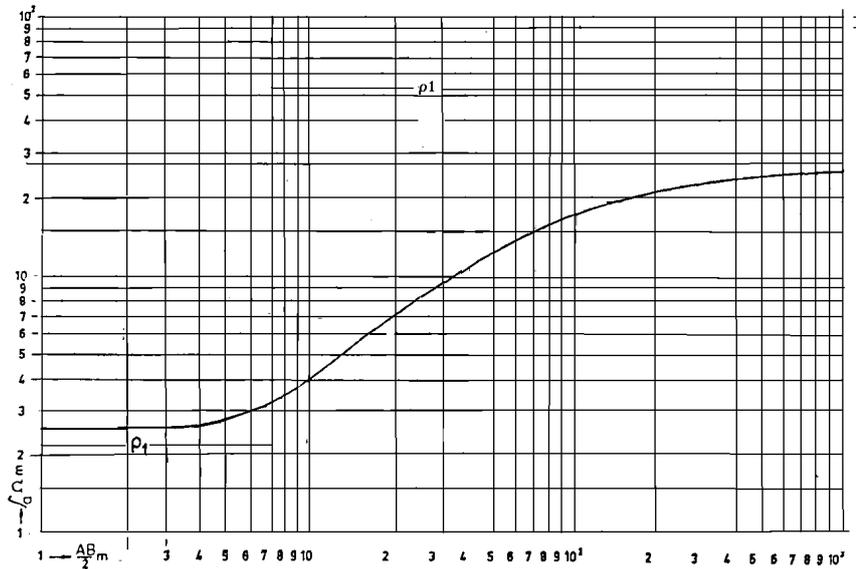


FIGURA 14.13 Resistividades para un arreglo de dos capas.

14.6.2 Métodos sísmicos. El método de refracción sísmica está basado en contrastes en la velocidad de propagación de ondas elásticas en las distintas rocas del subsuelo. Hay variaciones en velocidad entre sedimentos secos y saturados y entre rocas no consolidadas y consolidadas. La base del método es la ley de Snell, ver figura 14.14.

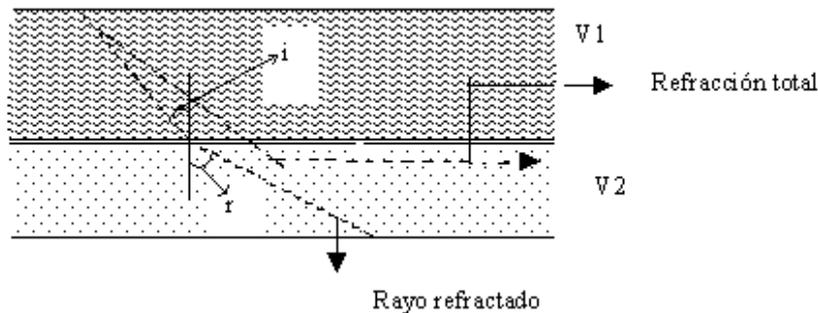


FIGURA 14.14 Ley de Snell

Si i es el ángulo de incidencia y r el ángulo de refracción la ley de Snell se expresa como:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{\text{sen } i}{\text{sen } r} \quad (14.14)$$

Hay refracción total cuando $i=i_c$ y $r=90^\circ$ siendo i_c el ángulo de incidencia crítico; en estas condiciones la ley de Snell se escribe como:

$$\frac{V_1}{V_2} = \text{sen } i$$

expresión que es válida sólo si $V_2 > V_1$

Las velocidades se miden con el “geófono”, mediante el registro de tiempos de primeras llegadas de ondas. Estos tiempos se grafican contra la distancia, figuras 14.15 y 14.16

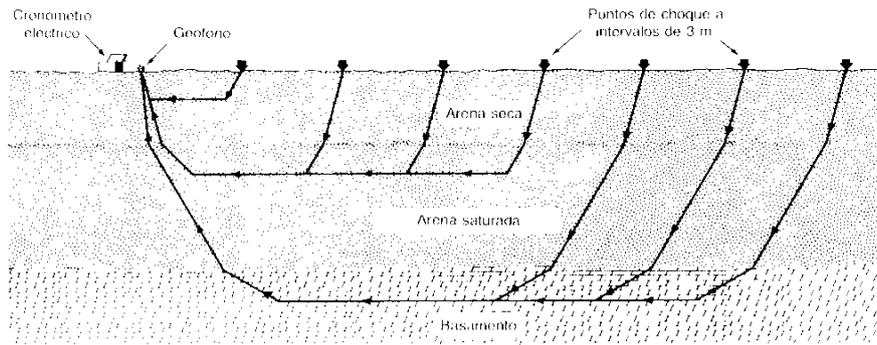


FIGURA 14.15 Propagación de las ondas sísmicas (Jhonson, 1975)

La figura 14.15 muestra las trayectorias probables para el tiempo mínimo de recorrido, en la condición geológica supuesta. El impulso que llega primero desde el punto de impacto más cercano, es el que pasa a través de la capa superior. La ruta más rápida para los impulsos provenientes de los puntos de impacto dos, tres y cuatro, es hacia abajo por el estrato superior, enseguida por el lado superior de la arena acuífera y luego hacia la superficie. Para analizar los resultados de un

ensayo sísmico, se llevan a una gráfica los tiempos de llegada de la primera onda de choque de cada uno de los puntos mencionados y sus respectivas distancias. Se obtiene una figura como la 14.16.

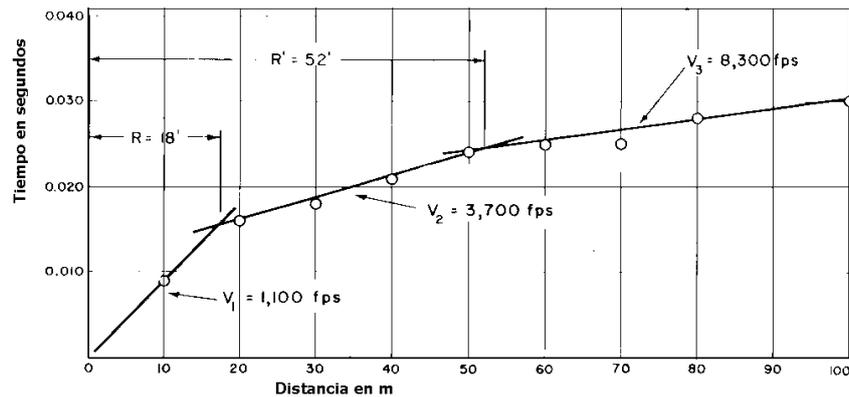


FIGURA 14.16 Distancia vs tiempo (Jhonson 1975)

Las pendientes de éstas líneas rectas indican la máxima velocidad correspondiente a cada distancia entre el punto de impacto y la distancia horizontal. Por medio de la siguiente expresión se calcula el espesor de la capa superior:

$$D = \frac{R}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (14.15)$$

Donde:

D: profundidad del basamento

V_1 : velocidad de la onda de choque en el estrato 1 en m/s

V_2 : velocidad de la onda de choque en el estrato 2 en m/s

R: distancia en metros al cambio de velocidad indicado por la gráfica

Las velocidades de ondas sísmicas en algunos tipos de rocas se muestran en la tabla 14.3. La refracción sísmica se puede aplicar para:

- Determinación del nivel freático en depósitos aluviales gruesos.
- Estimar la geometría de paleocauces y estructuras geológicas.
- Detección de fallas asociadas a características cársticas.

- Encontrar zonas de baja velocidad en las rocas, aptas para fundaciones de grandes estructuras, como presas.
- Estimar la porosidad con base en las velocidades de propagación de las ondas.

14.6.3 Gravimetría. La aceleración de la gravedad varía suavemente de un lugar a otro debido a las diferencias existentes entre la superficie y el centro de la tierra y a las densidades diferentes de las rocas que componen la corteza terrestre. En geofísica el valor absoluto de la gravedad no tiene importancia, en su lugar, lo que importa son las variaciones relativas de este parámetro entre un punto determinado y otro tomado como referencia. La unidad para medir estas diferencias relativas es el $g_u=10^{-6} \text{ m/s}^2$. Sin embargo en hidrogeología éste método es muy poco empleado ya que la interpretación de los resultados es difícil y consume gran cantidad de tiempo, además de que se obtiene sólo información con un nivel bajo de precisión.

TABLA 14.3 Velocidades de ondas sísmicas en algunos materiales

Material	Velocidad en km/s
Aire	0.33
Agua	1.45
Capa superficial no consolidada y seca	0.2-0.6
Aluviones secos	0.6-1.2
Aluviones húmedos	1.6-1.4
Arenisca	2-3.5
Limo seco	0.5-1
Limo saturado	1.5-2
Roca plutónica y metamórfica	3-6
Arcilla seca	1-2

14.6.4 Registros geofísicos en pozos. Las perforaciones dan información sobre la geología y litología de las capas atravesadas. Sin embargo esta información no es suficiente ya que las muestras extraídas del lodo de perforación están muchas veces incompletas, mezcladas y

frecuentemente, no se tienen muestras de algunos estratos. Estos problemas llevaron al desarrollo de métodos geofísicos para pozos.

Con los métodos de prospección geofísica de superficie es posible obtener información sobre la estratificación del suelo, lo que permite localizar el sitio óptimo para las perforaciones. Con los registros geofísicos en pozos se halla información más precisa de la litología, geología, calidad del agua, porosidad y otros parámetros importantes, tales como la permeabilidad y contactos agua dulce-agua salada.

Los registros más comunes en pozos son la resistividad en dispositivo normal, el potencial espontáneo y la radiación gamma.

En general los registros eléctricos se realizan en perforaciones no entubadas y llenas de agua o lodo, ya que un tubo metálico o de plástico perturba las mediciones.

14.6.4.1 Resistividad en dispositivo normal. La arena y la arcilla, cuando están secas, tienen resistividades muy altas. Como el agua es buena conductora de la electricidad al saturarlas, su resistividad se reduce en forma diferente para cada formación. La magnitud de su descenso depende de la cantidad de minerales disueltos en el agua.

El agua de saturación de las arcillas es altamente mineralizada, por lo que éstas presentan resistividades muy bajas, contrario a las formaciones arenosas saturadas con agua dulce, que tiene resistividades muy altas, ya que el agua tiene, generalmente, pequeñas cantidades de minerales. Sin embargo las formaciones arenosas saturadas de aguas saladas, muestran resistividades tan bajas como las de las arcillas, lo que hace imposible distinguir un estrato de arena con agua salada de uno arcilloso, utilizando solamente la curva de resistividad o perfil eléctrico.

Para realizar el registro eléctrico se utilizan varios tipos de electrodos, el más común es el dispositivo normal que se muestra en la figura 14.17.

Una corriente de valor constante se pasa entre los electrodos A y B, donde A es el emisor y B el receptor. La diferencia de potencial se mide

entre los electrodos M y N. La relación entre corriente y voltaje se puede expresar como:

$$V_M = \frac{\rho I}{4\pi AM} \quad (14.16)$$

Donde:

V_M : diferencia de potencial en voltios

ρ : resistividad de la formación en ohm-m

I: corriente en amperios

AM: espaciamiento de los electrodos en m.

Si I y AM permanecen constantes, M es proporcional a ρ . La profundidad de la penetración de la corriente es directamente proporcional al espaciamiento de los electrodos

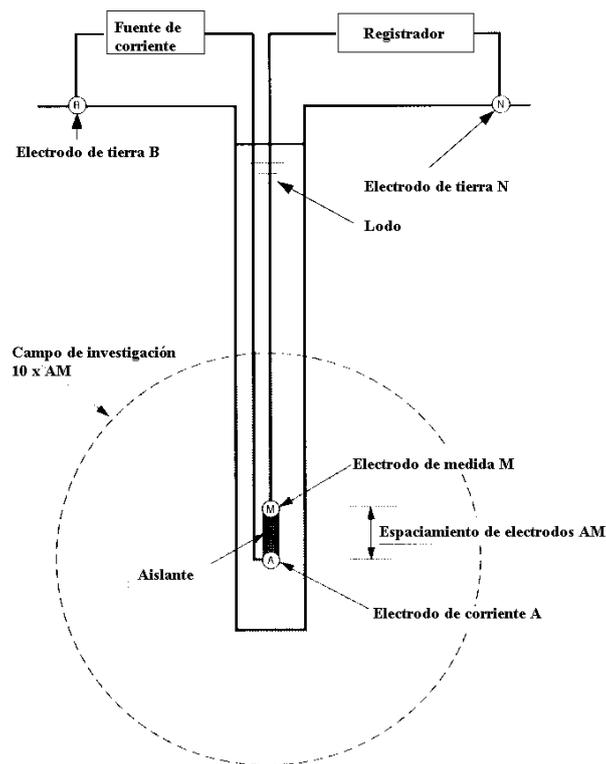


FIGURA 14.16 Diagrama esquemático de la distribución de electrodos en modo normal (Roscoe, 1990)

14.6.4.2 Potencial espontáneo. El contacto entre formaciones de diferente composición mineralógica y diferencias de salinidad entre los líquidos de la formación y el lodo de perforación, causan una serie de “potenciales espontáneos”. Los potenciales originados en la columna de lodos se miden por medio de un electrodo que se baja en el pozo. Sus valores se determinan mediante un electrodo de referencia colocado en la piscina de lodo. El potencial espontáneo es importante porque indica la presencia de lentes delgadas de arcilla y zonas de agua salada, que no pueden ser detectados claramente con los registros de resistividad.

14.6.4.3 Rayos gamma. El registro mediante rayos gamma se basa en la medición de la radiación natural de rayos gamma, proveniente de elementos existentes en la formación como torio, uranio y potasio. Los más altos niveles de radiación corresponden a las arcillas y los más bajos a las formaciones sin arcillas; en las rocas se encuentran algunos lentes de arcillas, que dan valores intermedios en el registro de rayos gamma.

Los registros de un pozo deben correlacionarse con la columna litológica levantada con las muestras extraídas durante la perforación y con los registros de velocidad de penetración de la broca que debe llevar el perforador en su bitácora. La figura 14.18 muestra estos registros para un pozo.

14.7 UTILIZACIÓN DE ISÓTOPOS

La composición isotópica del agua puede dar buena cuenta de los procesos hidrológicos que se desarrollan en una cuenca particularmente si se utilizan isótopos como ^{18}O , ^2H , y ^3H que son parte integrante de las moléculas de agua que caen como precipitación y hacen parte del ciclo hidrológico. Los isótopos se aplican en hidrología para:

- Identificación de mecanismos generadores de caudal.
- Determinar áreas de recarga
- Patrones de circulación de aguas subterráneas
- Tiempo de residencia
- Edad del agua subterránea

- Verificación de balances hídricos
- Identificación de fuentes de solutos en sistemas contaminados .
- Ciclo biológico de nutrientes en un ecosistema

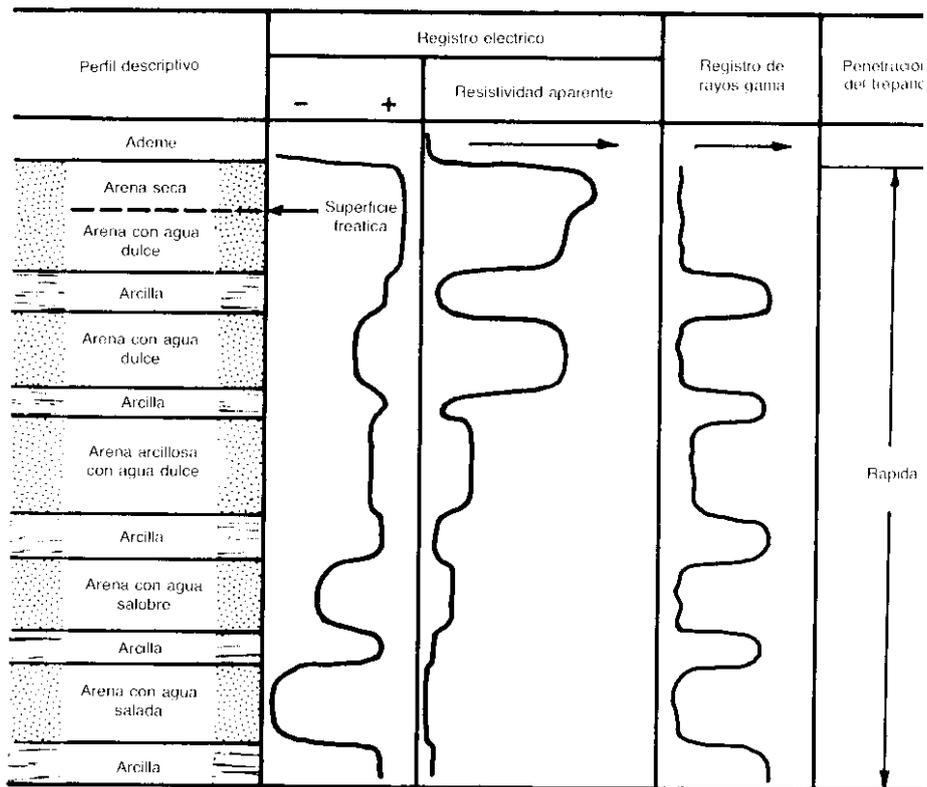


Figura 14.18 Registro de un pozo.(Jhonson, 1975

Se entiende como **isótopo** un elemento que tiene el mismo número atómico, pero diferente masa, figura 14.19. El número atómico del elemento está fijado por el número de protones. Los isótopos de un mismo elemento tienen el mismo número de protones. Por ejemplo, el deuterio, D (^2H), tiene un protón y un neutrón, mientras que el tritio, ^3H , tiene 2 neutrones. Si la relación entre el número de neutrones, N, y protones, Z, no cambia se dice que se tiene un **isótopo estable**; estos

isótopos son los de masa atómica menor en la tabla periódica. El decaimiento radioactivo ocurre cuando cambios del número de protones y neutrones de un elemento inestable provoca la transformación del núcleo del elemento en otro núcleo más estable. Se dice cuando esto pasa que se **tienen isótopos inestables o radioactivos**. Esta transformación se da por medio de emisiones conocidas como radioactividad.

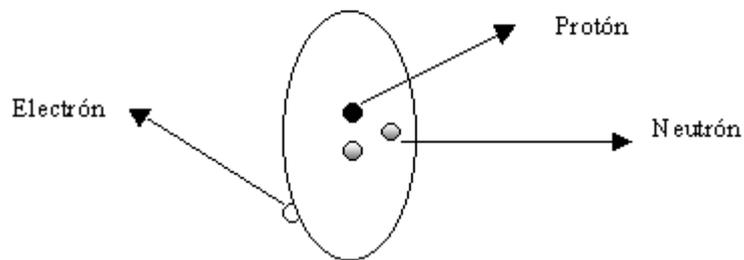


Figura 14.19 Representación esquemática del átomo

Este proceso llamado decaimiento radioactivo es espontáneo y no puede ser modificado por influencias externas. Obedece a una ley exponencial de la forma:

$$\frac{-dN}{dt} = \lambda N$$

donde:

N: número de átomos presentes

T: tiempo

λ : constante de decaimiento

Integrando para $t=0 \rightarrow N = N_0$:

$$N = N_0 e^{-\lambda t} \quad (14.18)$$

Durante el proceso de desintegración los radioisótopos emiten partículas alpha o beta y algunas veces rayos gamma. En la ecuación anterior el

tiempo requerido para que la actividad original decaiga a la mitad, independiente del número de átomos iniciales, se llama vida media de un elemento y es característico de cada isótopo.

Los isótopos más interesantes desde el punto de vista hidrológico son los llamados isótopos ambientales que existen en forma natural en el medio ambiente y no pueden ser controlados por el hombre. Los principales son:

1. Isótopos del hidrógeno:

- H^1 : estable
- H^2 : deuterio, estable
- H^3 : Tritio, radioactivo

2. Isótopos del oxígeno:

- O^{16} : estable
- O^{17} : inestable
- O^{18} : estable

3. Isótopos del carbono

- C^{12} : estable
- C^{13} : estable
- C^{14} : inestable, usado para datar edades. Tiene una vida media de 5730 años.

La molécula de agua tiene 9 combinaciones diferentes de H y O que constituyen moléculas de agua estables con masas que van de 18 a 22. La más abundante $^1H^1O^{16}$, es la menos pesada y tiene una mayor presión de vapor que la más pesada, $^2H^1O^{18}$. Durante cambios de estado de líquido a gas, las más pesadas tienden a permanecer en el líquido.

El Tritio H^3 , es un isótopo inestable con una vida media de 12.4 años. El Tritio está en la atmósfera y entra a las aguas subterráneas proveniente de la precipitación: antes de 1953 el agua lluvia tenía menos de 10 unidades de Tritio (TU). Después de 1953, empezaron las pruebas nucleares y se aumentó el Tritio en la atmósfera y por tanto en el agua

subterránea. El H^3 ha sido usado como trazador para determinar contaminación de aguas subterráneas por desechos nucleares, también, se puede usar para datar el agua subterránea de manera cualitativa:

- Si se tiene agua con contenidos de tritio entre 2-4TU, esto significa que ha estado fuera de la circulación atmosférica desde antes de 1953
- Si tiene contenidos entre 10-20 TU, el agua ha estado en la atmósfera desde 1953.

14.7.1 Propiedades de los isótopos. Los diferentes isótopos de un elemento tienen propiedades químicas y físicas diferentes debido a su diferencia de masas. Para elementos de número atómico bajo, estas diferencias de masas son suficientes para que muchos procesos físicos, químicos o biológicos “fraccionen” (to fractionate) o cambien las proporciones de los diferentes isótopos de un elemento en varios compuestos. Como resultado del proceso de “fraccionamiento”, el agua y sus solutos desarrollan composiciones isotópicas (relaciones de isótopos pesados/isótopos livianos) únicas que pueden ser indicativas de su procedencia o de los procesos que los formaron

Con un espectrómetro de masas se determinan las relaciones de isótopos en una muestra de agua:

$$O^{18}/O^{16} - H^2/H^1$$

Estas relaciones se miden en unidades delta tal como se expresa en la ecuación 14.13, en la que SMOW: Standar Mean Ocean Water, es la muestra patrón que se encuentra en el Instituto de Energía Atómica en Viena.

$$\delta O^{18}O/00 = \left[\frac{(O^{18}/O^{16})_{\text{muestra}}}{(O^{18}/O^{16})_{\text{SMOW}}} - 1 \right] 10^3$$

$$\delta H^2O/00 = \left[\frac{(H^2/H^1)_{\text{muestra}}}{(H^2/H^1)_{\text{SMOW}}} - 1 \right] 10^3$$

(14.19)

Para la interpretación de las diferentes relaciones que puedan darse en la naturaleza, se tienen en cuenta las variaciones producidas en ellas, por parámetros como la latitud, cercanía a las costas, altitud y cantidad de lluvia.

A medida que se aleja del Ecuador, a latitudes altas, la lluvia está menos “enriquecida” o sea que tiene menor contenido de isótopos pesados que el agua del mar. Este es llamado el **efecto de latitud**. Los valores de $\delta^{18}\text{O}$ and δD decrecen con la latitud.

Las moléculas más livianas tienen una mayor probabilidad de salir de la masa de agua en procesos de evaporación o mantenerse en la masa de vapor en los procesos de condensación.

Efecto de la altitud: Los valores de $\delta^{18}\text{O}$ and δD de la precipitación decrecen con la altura. Gradientes de -0.15 -0.15 ‰ por cada 100 m para el ^{18}O y de -1.5 -4 ‰ por cada 100m para el deuterio son típicos. Estos patrones pueden diferir en los valles la interior de montañas. Hay una relación lineal inversa entre los valores del contenido isotópico del agua lluvia y la cota del lugar donde ocurre la precipitación. El agua lluvia presenta un contenido menor de isótopos pesados a medida que la precipitación ocurre a alturas mayores

Efecto Continental : Los valores de $\delta^{18}\text{O}$ and δD decrecen a medida que se aleja de las líneas de costa.

Efecto Cantidad: Mientras mayor es la cantidad de lluvia menores serán los valores de $\delta^{18}\text{O}$ and δD .

Los cuerpos de agua superficiales pueden presentar un contenido particularmente elevado de isótopos pesados.

Para las precipitaciones continentales se encuentra:

$$\delta^2\text{H} = \delta\text{O}^{18} + 10 \quad (14.20)$$

Conocida como la **línea de agua meteórica**, figura 14.20. Precipitaciones que caen en áreas con baja temperatura o altas latitudes tienen más bajos valores de δH^2 . Agua que cae en la línea se asume que ha sido originada en la atmósfera. Desviaciones de la línea son causadas por:

- Interacciones agua –roca (sólo para O)
- Reacciones H_2S (sólo para H)
- Evaporación de cuerpos de agua
- Condensación

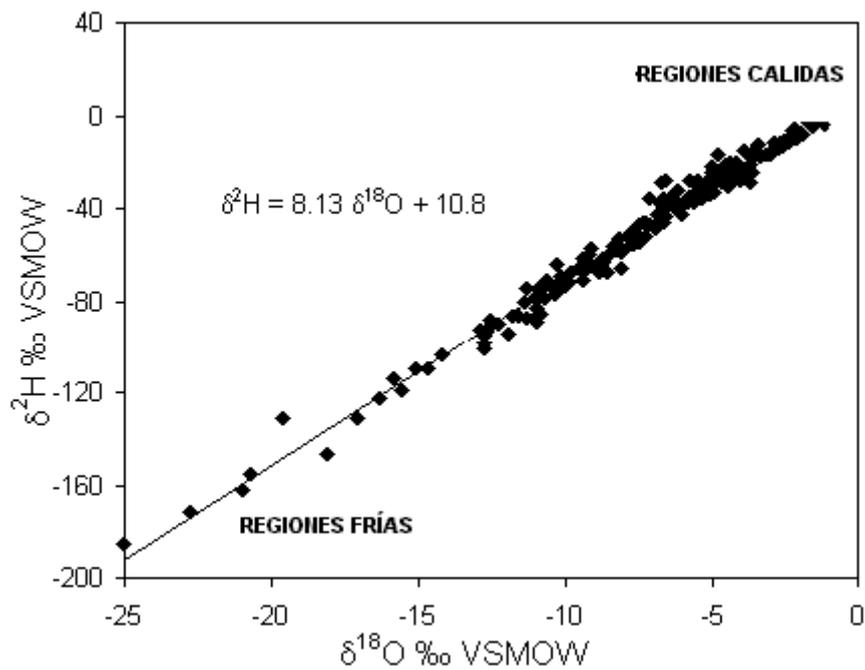


Figura 14.20. Recta meteórica mundial (MWL)

Capítulo 15

***CALIDAD DEL AGUA Y CONTAMINACIÓN DE
ACUÍFEROS***

En prospección de aguas subterráneas la calidad del agua es tan importante como la cantidad. Las características fisicoquímicas y bacteriológicas del agua determinan su uso potencial para consumo doméstico, industrial y agrícola.

El análisis químico de las aguas subterráneas incluye la determinación de las concentraciones de varios constituyentes inorgánicos . Se incluye también la determinación de pH, temperatura, color, turbiedad y sabor. El análisis bacteriológico se hace a través de pruebas que determinan la presencia de coliformes en el agua.

Las aguas naturales nunca son puras, ellas contienen pequeñas cantidades de sólidos y gases disueltos y su concentración depende de una gran cantidad de factores, que incluyen los tipos de minerales con los que el agua está en contacto, el tiempo de residencia y los procesos biológicos que actuaron sobre ella. El agua subterránea es una agua natural cuya composición química depende de la meteorización y descomposición de las rocas con las cuales entra en contacto, en el tiempo y en el espacio. Por ello los estudios geoquímicos de estas aguas pueden mostrar diferencias entre la calidad de agua de diferentes acuíferos, que servirán posteriormente para dar pautas para un buen uso del este recurso.

Las sustancias minerales presentes en el agua se disocian en forma de partículas cargadas eléctricamente, llamadas iones; los de carga positiva se llaman cationes y los de carga negativa aniones. Los iones que más comunes en las aguas subterráneas son los siguientes:

CATIONES

Calcio, Ca
Magnesio, Mg
Sodio, Na
Potasio, K
Hierro, Fe

ANIONES

Bicarbonato, HCO_3
Sulfatos, SO_4
Cloruros, Cl
Nitratos, NO_3
Fluor, F
Silicatos, SiO_2

Se presentan con menos frecuencia manganeso, boro, estroncio.

En algunos aguas puede haber trazas de arsénico, cadmio y cromo. Existen además otros parámetros que pueden dar pautas sobre la calidad del agua como:

1. *La conductividad*: es la “habilidad” de una solución a dejar pasar corriente eléctrica. La electricidad es un flujo de electrones y este es proporcional al número de iones presentes en la solución. La conductividad de una solución se incrementa con la temperatura. Puede medir indirectamente el grado de contaminación en el agua. Como la conductividad es el inverso de la resistencia y esta se expresa en ohm, la unidades para expresar la conductividad es el mho que es el inverso del ohmio ($1/\Omega$). Dado que para el agua dulce el mho es una unidad excesivamente grande se utiliza el μmho que es una millonésima parte del primero. La tabla 15.1 muestra valores de conductividad para diferentes tipos de aguas.

Tabla 15.1. Valores de conductividad para algunas muestras.

Muestra	C (μmho)
Agua pura	0.055
Agua destilada	0.5-5
Agua lluvia	5-30
Agua subterránea potable	30-2000
Ríos y Quebradas	1
Salmuera	>100000
Agua de mar	50000

2. *Los Sólidos Disueltos Totales (TDS)*: Son una medida de la concentración total de iones. Estan relacionados con la Conductividad Eléctrica mediante la expresión:

$$\text{TDS} = \text{C.E.} \times 700$$

donde CE es la conductividad eléctrica en (mmhos/cm). Una clasificación muy preliminar de la calidad del agua, basada en este parámetro, es la siguiente:

TIPO	TDS (mg/l)
Fresca	0-1000
Salobre	1000-10000
Salina	10000-100000
Salmuera	>100000

Es importante anotar también que valores elevados de TDS no necesariamente significan que el agua presente problemas para la salud humana, pero si que el agua puede tener problemas de sabor, olor y en general malas condiciones estéticas.

3. *Dureza*: La dureza mide la capacidad de un agua para consumir jabón o producir incrustaciones. Así, mientras los elementos que causan la dureza no se hallan eliminado al combinarse con el jabón, no se producirán espumas en el agua dura (Pérez P, 1997). Las definiciones usuales de la dureza están asociadas al contenido de iones Ca^{++} y Mg^{++} , sin embargo Fe y Mn también contribuyen a la dureza del agua. Por ello la dureza se relaciona directamente con la alcalinidad. El valor admisible está entre **30 y 150 mg/l** según el Ministerio de Salud mientras que la WHO sugiere un valor recomendado de 15 a 25 mg/l para el consumo humano. El agua que contiene una dureza menor de 50 mg/l se considera suave; una dureza de 50 a 150 mg/l carece de importancia en la mayoría de los casos.

15.1 ANÁLISIS QUÍMICO DE LAS MUESTRAS DE AGUA

Como el agua que fluye en un acuífero tiene una composición química que depende de su relación con la litología, es muy útil, representar gráficamente los principales aniones y cationes presentes en el agua, como son el Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Cl^- , CO_3^{--} , HCO_3^- y SO_4^{--} . Una técnica conocida es el diagrama de Stiff. En este diagrama se grafican polígonos a partir de 4 ejes paralelos ortogonales cuyos lados se extienden a lado y lado a partir de un eje vertical. Las concentraciones de los cationes se dibujan al lado izquierdo del eje en miliequivalentes por litro y los aniones, en las mismas unidades se dibujan la lado derecho, tal como se muestra en la Figura 15.1 Los diagramas de Stiff son útiles para hacer comparaciones rápidas entre agua proveniente de varias fuentes. Mientras mayor es el área del polígono mayores serán las concentraciones de los iones presentes en el agua.

Otra manera de representar las concentraciones son los llamados diagramas de Piper o triangulares, figura 15.2. En los dos triángulos equiláteros se leen los porcentajes de los iones y cationes fundamentales, mientras que en la superficie rómbica aparece la representación combinada del conjunto de tales iones.

La tabla 15.1 da los parámetros que debe tener un agua para consumo humano según el decreto 475/98 del Ministerio de Salud de Colombia.

15.2 CONTAMINACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

Las fuentes de contaminación de acuíferos y el tipo de contaminantes son muy numerosos. Tres importantes atributos son característicos de las fuentes de contaminación:

- *Localización*: puede ser puntual o difusa. Una fuente puntual se presenta por el escape de un tanque, un relleno sanitario o una laguna. Cuando se produce una contaminación proveniente de puntos de difícil localización, como es el caso de contaminación por pesticidas, fertilizantes, etc, se dice que se tiene una fuente *difusa*.
- *Inyección del contaminante*: puede ser continua o en forma de pulsos.
- *Tipo de contaminante*: puede ser sustancias radioactivas, metales trazas, nutrientes, sustancias orgánicas o inorgánicas, contaminación de tipo biológica.

Todos los contaminantes son potencialmente dañinos para la salud humana y muchas veces los niveles de tolerancia son muy pequeños.

Las plantas nucleares para generar energía son las principales fuentes de sustancias radiactivas. Los metales trazas son componentes naturales de las aguas subterráneas y representan gran parte de elementos de la tabla periódica. Pueden provenir también de efluentes de los procesos de minería, desechos industriales, fertilizantes, escorrentía urbana, combustibles fósiles. Según la E.P.A (U.S Enviromental Protection Agency) los trece metales traza más contaminantes son: Ag, As, Be, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, Sb, Se, Tl, Zn.

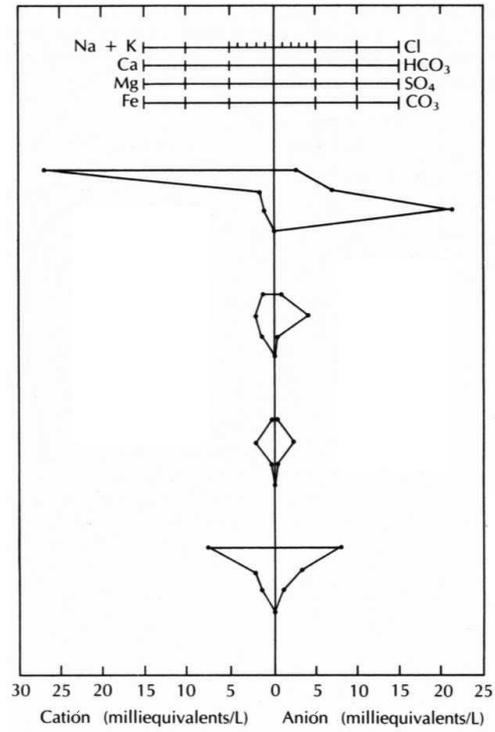


Figura 15.1 Representación gráfica del método de Stiff (Fetter 1988)

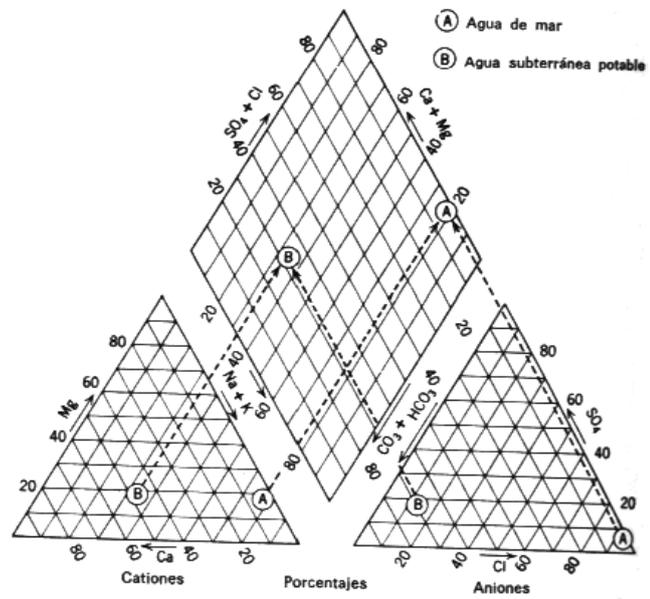


Figura 15.2 Diagrama de Piper (Tomada de Davis-Wiest 1966)

**Tabla 15.1. NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA POTABLE,
SEGÚN EL DECRETO 475/98**

Características	Valor máximo Admisible
Coliformes totales UFC/100 cc	0
Escherichia coli UFC/100 cc	0
pH	6.5 – 9.0
Turbiedad UNT	5
Color verdadero – UC	15
Conductividad US/cm	50 – 1.000
Sustancias flotantes	Ausentes
Olor y sabor	Ninguno
Fenoles totales – mg/L	0.001
Grasas y aceites– mg/L	Ausentes
Aluminio – mg/L	0.20
Nitratos – mg/L	10
Nitritos – mg/L	0.1
Antimonio – mg/L	0.005
Arsénico – mg/L	0.01
Bario– mg/L	0.5
Cadmio – mg/L	0.003
Cianuros totales – mg/L	0.1
Cobre – mg/L	1.0
Cromo hexavalente – mg/L	0.01
Mercurio – mg/L	0.001
Níquel – mg/L	0.02
Plomo – mg/L	0.01
Selenio – mg/L	0.01
Sustancias activas al azul de metileno– mg/L AB5	0.5
Trihalometanos totales– mg/L	0.1
Alcalinidad total – mg/L	100
Acidez – mg/L	50
Dureza total– mg/L	160
Calcio– mg/L	60
Magnesio– mg/L	36
Cloruros– mg/L	250
Sulfatos – mg/L	250
Hierro total– mg/L	0.3
Manganeso	0.1
Fosfatos	0.2
Zinc	5
Fluoruros (mg/L)	1.2

Los nutrientes son iones y compuestos que contienen nitrógeno y fósforo. En aguas subterráneas los iones dominantes de este tipo son NO_3^- y en menores cantidades NH_4^+ . El fósforo es menos importante

como contaminante debido a su baja solubilidad y su tendencia a ser reabsorbido por el suelo. Las principales fuentes de nitrógeno y fósforo son la agricultura con uso de fertilizantes y los efluentes de aguas servidas.

Los compuestos orgánicos contaminantes son derivados de la industria del petróleo y de productos manufacturados por el hombre.

Los contaminantes biológicos más importantes son las bacterias patógenas, los virus y los parásitos. Este tipo de contaminación proviene de fosas sépticas, redes de alcantarillado y rellenos sanitarios.

Los acuíferos tienen una cierta capacidad de autodepuración, mayor o menor según el tipo de roca y otras características. Las sustancias contaminantes, al ir el agua avanzando entre las partículas del subsuelo, se filtran y dispersan y también son neutralizadas, oxidadas, reducidas o sufren otros procesos químicos o biológicos que las degradan. De esta manera el agua va limpiándose.

Cuando la estructura geológica del terreno facilita una zona amplia de aireación, los procesos de depuración son más eficaces. También es muy favorable la abundancia de arcillas y de materia orgánica. En cambio en los depósitos aluviales o las zonas kársticas la purificación del agua es mucho más difícil y este tipo de acuíferos son mucho más sensibles a la contaminación.

Es muy importante, de todas formas, tener en cuenta que las posibilidades de depuración en el acuífero son limitadas y que el mejor método de protección es, por tanto, la prevención. No contaminar, controlar los focos de contaminación para conocer bien sus efectos y evitar que las sustancias contaminantes lleguen al acuífero son los mejores métodos para poder seguir disfrutando de ellos sin problemas.

Cuando un acuífero está contaminado y hay que limpiarlo el proceso es muy difícil y muy costoso. Se han usado procedimientos que extraen el agua, la depuran y la vuelven a inyectar en el terreno, pero no siempre son eficaces y consumen una gran cantidad de energía y dinero.

15.3 PERÍMETROS DE PROTECCIÓN DE POZOS

Una manera bastante eficaz de prevenir la contaminación de los acuíferos es evitando que determinadas actividades como industrias contaminantes, infraestructuras, etc. se localicen en aquellas zonas de recarga de los acuíferos. Es decir, con el objetivo de evitar la entrada de contaminantes en el acuífero, se alejaran en la medida de lo posible los focos contaminantes de las captaciones, realizando una correcta ordenación del territorio en la que intervenga esta variable medioambiental.

Esta distancia de protección dependerá las características del acuífero a estudiar, como permeabilidad, coeficiente de almacenamiento, capacidad de auto depuración, dirección del flujo subterráneo. También dependerá del tipo de actividad que pueda generar este contaminante: riesgo de que ocurra el vertido, gravedad del mismo, posibilidad de reparación del daño, etc. Por último influirán unas variables socioeconómicas que son las que permitirán (o no) realizar el perímetro de protección con las dimensiones que deberían ser las correctas, como el costo de creación y mantenimiento del perímetro, expropiaciones, etc.

La E.P.A (1993) divide el área de protección del pozo, tal como muestran las figuras 15.3 y 15.4. Como se observa en ellas el área de influencia o cono de abatimiento de un pozo se denomina *zona de influencia*(ZOI). El área de protección es la superficie total que recarga el pozo que incluye toda o parte del ZOI y se denomina zona de contribución, ZOC o “zona de captura del pozo”. Los contaminantes que se introduzcan en esta zona alcanzarán probablemente el pozo. El método de la EPA para definir zonas de protección determina tres áreas dentro de la zona de captura así:

Zona 1: es la zona para prevención de accidentes o sanitaria; es un área altamente protegida alrededor del pozo o estructura de captación. Su función es evitar la introducción de cualquier sustancia contaminante proveniente de rellenos sanitarios, escorrentía o escapes de tanques. Debe ser monitoreada constantemente.

Zona 2: o zona de atenuación se establece para proteger al pozo del contacto con virus o bacterias que pueden provenir por ejemplo de

efluentes de tanques sépticos. Esta zona suministra un período de tiempo de tal manera que se puedan implementar medidas de desinfección y limpieza.

Zona 3 : se define como la zona de remediación y se diseña para proteger al pozo de contaminantes químicos que puedan viajar hacia él. Incluye la mayor área de la zona de recarga o zona de contribución y es lo suficientemente grande para proporcionar un tiempo que permita tomar medidas de contingencia ante una posible contaminación, incluyendo el desarrollo de fuentes de abastecimiento alternativas.

Existen decenas de métodos para calcular la forma y extensión de los perímetros de protección, si bien aquí únicamente se mencionaran los considerados más importantes.

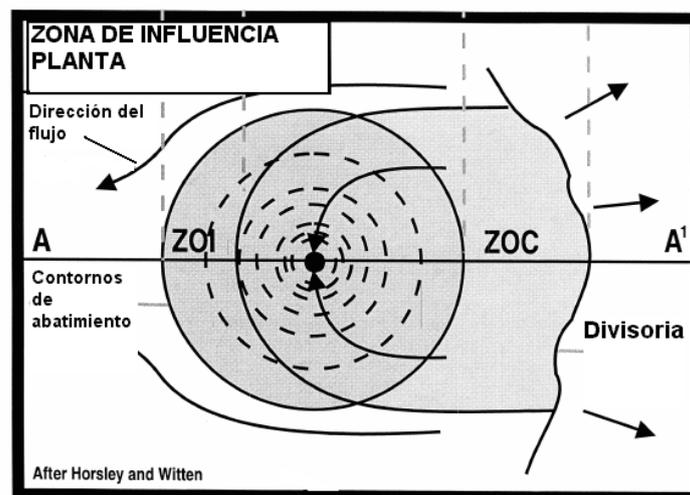


FIGURA 15.3 Zona de protección, planta (Adaptado de E.P.A,1993)

La extensión de estos perímetros depende de la permeabilidad, coeficiente de almacenamiento, etc., mientras que la forma de este perímetro dependerá de la isotropía del acuífero, es decir, la variabilidad de las propiedades en función de la dirección. Si el acuífero es isótropo, el perímetro tendrá forma circular, mientras que si no lo es, tendrá forma ovalada con el eje mayor siguiendo la dirección del flujo subterráneo. La forma también depende de la existencia, dirección y sentido del gradiente hidráulico.

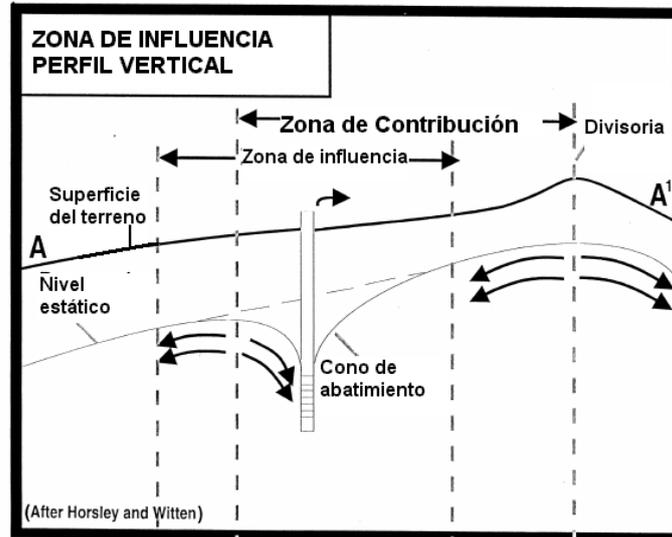


FIGURA 15.4 Zona de protección, perfil (Adaptado de E.P.A, 1993)

Los distintos métodos para fijar este perímetro son los siguientes:

- Criterios arbitrarios
- Criterios gráficos y analíticos
- Métodos numéricos
- Poder auto depurador del terreno
- Otros

15.3.1 Criterio arbitrario: se basa en estudios similares para fijar un perímetro de protección realizados en otros acuíferos. Debido a la complejidad de la naturaleza, se debe ser muy cuidadoso a la hora de aplicar este método, pues a no ser que las características del acuífero sean muy similares, se obtendrán perímetros muy poco ajustados a la realidad (con sobreprotección o con falta de ella).

15.3.2 Métodos analíticos de resolución de la ecuación diferencial de flujo: Se utilizan las distintas soluciones analíticas de la ecuación general de flujo y se define el tiempo de tránsito, como el tiempo que tarda el contaminante en llegar desde el punto de vertido a la captación. Como criterio general utilizado en la mayoría de los países, los distintos

perímetros de protección se calculan en función de los siguientes tiempos de tránsito:

- Para la zona cercana = 1 día
- Para la zona próxima = 60 días
- Para la zona alejada = 10 años

Posteriormente este tiempo de tránsito debe transformarse en distancia desde el foco contaminante hasta la captación. Es obvio que acuíferos con distintas permeabilidades tendrán por tanto distintos perímetros de protección, tanto mayor cuanto mayor sea la permeabilidad.

15.3.3 Métodos Hidrogeológicos: Se cartografían superficialmente las distintas unidades geológicas que por su permeabilidad y coeficiente de almacenamiento puedan comportarse como acuífero. Se delimitaran estas zonas en el mapa como zonas restringidas, en función de la distancia al acuífero. Este método es de gran utilidad en acuíferos heterogéneos y que no cumplen leyes de continuidad e isotropía, tales como los acuíferos cársticos y se implementa en el modelo una variable geológica, necesaria para aumentar la precisión del modelo

15.3.4 Poder auto depurador del terreno: Este método se fundamenta en la capacidad del suelo de ir disminuyendo la concentración del contaminante de manera natural debido a fenómenos físico, químicos y biológicos. La capacidad de auto depuración depende de:

- Textura y estructura de los materiales
- Porosidad y permeabilidad del acuífero
- Contenido en materia orgánica, condiciones redox, pH
- Interacción del contaminante con el terreno

Para implementar este método son necesarias medidas de laboratorio, intentando reducir el acuífero de estudio a una escala más pequeña pero suficiente para conocer la capacidad de auto depuración del acuífero, expresada por cada metro de terreno recorrido por el contaminante. Con ello podremos calcular la longitud necesaria para disminuir la concentración de un determinado contaminante y reducirla a un mínimo permitido para su uso o consumo humano

15.3.5 Modelos Matemáticos de flujo y transporte: se basan en la resolución numérica de la ecuación diferencial de flujo. Con este método se pueden implementar nuevas variables como: anisotropía direccional (existencia de discontinuidades orientadas como familias de diaclasas, superficies de sedimentación, etc.), morfología del acuífero en profundidad (ya no es necesario que sea infinito lateralmente o que tenga una barrera vertical impermeable), límites entre acuíferos, etc.

Mediante estos modelos se realiza una simulación del flujo subterráneo y para estudiar el transporte de contaminantes, tiempos de recorrido, dilución, etc.

15.4 VULNERABILIDAD A LA CONTAMINACIÓN

El término vulnerabilidad a la contaminación de un acuífero, se usa para representar las características intrínsecas que determinan la susceptibilidad de un acuífero a ser adversamente afectado por una carga contaminante (Foster 1987). El riesgo a la contaminación resulta de dos factores: la carga contaminante y la vulnerabilidad natural a la contaminación. La carga contaminante se puede controlar pero la vulnerabilidad no. La contaminación del agua subterránea puede ocurrir por accidente o por negligencia. La mayoría de los incidentes de contaminación se dan por sustancias dejadas en la superficie de los acuíferos, ya sea que se almacenen en ella o que caigan accidentalmente. Hay cuatro maneras para que la contaminación llegue a los acuíferos : infiltración, recarga, migración directa o intercambio entre acuíferos .

Los principales factores que inciden en la vulnerabilidad del acuífero son: el tipo de suelos de la zona vadosa o no saturada, el tipo de acuífero, la recarga, profundidad de los niveles freáticos, la topografía y la conductividad del acuífero. La determinación de la vulnerabilidad de un acuífero, sirve como base para implementar políticas de protección de las aguas subterráneas y para un manejo óptimo del recurso.

La construcción de mapas de vulnerabilidad, es una de las técnicas existentes para identificar, dentro de un área, las zonas más susceptibles a la contaminación. Estos mapas se construyen con base en índices cualitativos cuyos valores dependen de los parámetros mencionados

anteriormente, que más influyen en la vulnerabilidad. Una de las técnicas más conocidas es el DRASTIC, (Aller et al, 1987). La palabra DRASTIC es un acrónimo de los siete factores, utilizados para dar valores relativos a la vulnerabilidad de un acuífero a la contaminación, ellos son:

- Profundidad del nivel freático, **De** (Depth to Ground Water)
- Recarga (Recharge rate) **Rs**
- Medio acuífero (Aquifer media) **Ar**
- Tipo de suelo (Soil media) **Sr**
- Topografía (Topography) **Tr**
- Impacto de la zona vadosa (Impact on vadose zone) **Ir**
- Conductividad hidráulica (Conductivity) **Cr**

Cada uno de estos parámetros tiene un valor base en un sistema de clasificación desarrollado por Aller et al (1987). Estos factores se multiplican por un factor de peso y luego se suman, para calcular el índice DRASTIC, así:

$$\text{Indice DRASTIC} = D_r D_w + R_r R_w + A_r A_w + S_r S_w + T_r T_w + I_r I_w + C_r C_w \quad (15.1)$$

Los subíndices r y w se refieren a rangos y factores de peso respectivamente. El DRASTIC se basa en 4 hipótesis principales:

- El contaminante se introduce por la superficie del terreno
- El contaminante fluye hacia las aguas subterráneas por medio de la precipitación
- El contaminante tiene la movilidad del agua
- El área evaluada es mayor de 0.4 km²

Aunque estas hipótesis han sido muy criticadas, la ventaja del DRASTIC reside en que considera la mayoría de los factores que controlan la vulnerabilidad de un acuífero a la contaminación. Tiene sin embargo algunas limitaciones, no considera el impacto de la actividad humana en la contaminación del agua subterránea, no considera los efectos de parámetros tan importantes como fallas o fracturas, tampoco tiene en cuenta la intensidad de la precipitación y la duración de las tormentas, diferencias en la movilidad de los contaminantes, dilución, etc. No obstante todas estas limitaciones es una buena herramienta para predecir la vulnerabilidad de un acuífero a la contaminación y servir como

herramienta de manejo del recurso agua subterránea. Para la construcción de los mapas para hallar el índice DRASTIC, Aller propone una clasificación mostrada en las Tablas 15.2a 15.10

TABLA 15.2. Profundidad del nivel freático (D)

Profundidad (Pies)	Rango de clase D_i
0-5	10
5-15	9
15-30	7
30-50	5
50-70	3
75-100	2
>100	1
Tipo	Factor de Ponderación D_w
No Pesticida	5
Pesticida	5

TABLA 15.3. Recarga (R)

Recarga (Pulgadas)	Rango de clase R_i
0-2	1
2-4	3
4-7	6
7-10	8
>10	9
Tipo	Factor de Ponderación R_w
No Pesticida	4
Pesticida	4

TABLA 15.4. Medio Acuífero (A)

Tipo de Acuífero	Rangos de Clase, A_r	Rango de Clase Típico, A_r
Shale Masivo	1-3	2
Igneas Metamórficas	2-5	3
Igneas Metamórficas meteorizadas	3-5	4
Morrenas	4-6	5
Secuencias de areniscas, limolitas y shale	5-9	6
Arenisca Masiva	4-9	6
Limolita Masiva	4-9	6
Arenas y Gravas	4-9	8
Basalto	2-10	9
Caliza Cársticas	9-10	10
Tipo	Factor de Ponderación A_w	
No Pesticida	3	
Pesticida	3	

TABLA 15.4. Tipo de suelo (S)

Tipo de Medio	Rango de Clase, S_i
Delgado o ausente	10
Grava	10
Arena	9
Turba	8
Agregados de arcilla	7
Franco Arenoso	6
Franco	5
Franco Limoso	4
Franco Arcilloso	3
Mack	2
Arcilla no compactada	1
Tipo	Factor de Ponderación S_w
No pesticida	2
Pesticida	5

TABLA 15.5. Topografía (T)

Pendiente (%)	Rango de clase T_i
0-2	10
2-6	9
6-12	5
12-18	3
>18	1
Tipo	
No Pesticida	1
Pesticida	3

TABLA 15.6. Impacto de la Zona Vadosa (I)

Tipo de Acuífero	Rangos de Clase, A_r	Rango de Clase Típico, A_r
Capa confinada	1	1
Sedimentos arcillosos	2-6	3
Shale	2-5	3
Calizas	2-7	6
Areniscas	4-8	6
Secuencias de areniscas, limolitas y shale	4-8	6
Arenas y gravas con fracciones importantes de Arcillas	4-8	6
Rocas ígneas y metamórficas	2-8	8
Arenas y gravas	6-9	9
Basalto	2-10	10
Calizas Cársticas	8-10	
Tipo	Factor de Ponderación A_w	
No Pesticida	5	
Pesticida	4	

TABLA 15.7 Conductividad Hidráulica (K)

Conductividad Hidráulica. (gpd/ft ²)	Rango de clase C _i
1-100	1
100-300	2
300-700	4
700-1000	6
1000-2000	8
>2000	10
Tipo	Factor de Ponderación C _w
No Pesticida	3
Pesticida	2

Mientras más alto sea el índice obtenido, más probabilidades hay de que ocurra alguna contaminación en esa área.