

**ETS de I de Minas
DMAMI**

Curso de Doctorado

**HIDRODINÁMICA
HIDROGEOLOGÍA**

SUBTERRÁNEA

Y

MODELOS

EN

Prof. Alfredo Iglesias López

Abril de 2006

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN Y ESTADO DEL ARTE

1. FORMACIONES GEOLÓGICAS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA. FUNCIONAMIENTO DE ACUÍFEROS. NIVEL PIEZOMÉTRICO
2. PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS EN SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA. PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS. POROSIDAD TOTAL. POROSIDAD CINEMÁTICA. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO POR LIBERACIÓN ELÁSTICA. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO POR DESATURACIÓN. PERMEABILIDAD EFECTIVA. PERMEABILIDAD INTRINSECA. TRANSMISIVIDAD
3. FLUJO. LEY DE DARCY. ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL FLUJO EN MEDIOS POROSOS: LAPLACE, POISSON Y ECUACIÓN GENERAL DEL FLUJO TRANSITORIO
4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS. ENSAYOS DE BOMBEO, ENSAYOS DE INYECCIÓN Y ENSAYOS CON TRAZADORES
5. MÉTODOS DE RESOLUCIÓN. MÉTODOS ANALÍTICOS, REDES DE FLUJO Y MÉTODOS DE SIMULACIÓN

BIBLIOGRAFÍA CITADA

BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA

FIGURAS Y TABLAS

LISTA DE SIMBOLOS

INTRODUCCIÓN Y ESTADO DEL ARTE

Comúnmente se entiende por "hidráulica de pozos", el estudio del movimiento del agua subterránea hacia pozos de bombeo, en el seno de un acuífero.

La hidráulica de pozos es una rama de otra disciplina mucho más amplia, que suele ser denominada "hidrodinámica subterránea" y que estudia el movimiento de un fluido en el seno de una formación permeable, en atención a las causas que lo producen.

La hidrodinámica subterránea dentro del campo de actividades de la hidrogeología, pretende estudiar el movimiento del agua en general, en el seno de una formación geológica permeable sujeta a una geometría definida y a unas condiciones de borde impuestas.

Estudia en definitiva, el flujo de agua subterránea en atención a los gradientes piezométricos que los originan y teniendo en cuenta las particulares características internas del medio físico; principalmente su potencialidad para almacenar y transmitir el agua.

La hidráulica de pozos, como parte concreta de la hidrodinámica subterránea ha centrado su estudio en el movimiento del agua hacia pozos de captación de aguas subterráneas, a consecuencia de los gradientes producidos por una extracción (sumidero) puntual en el pozo. Trata de relacionar el caudal de bombeo, con la distribución espacial y temporal de descensos en el acuífero y todo ello, en función de los parámetros hidrogeológicos significativos de dicho acuífero.

En función de lo dicho, debe admitirse que fue DARCY (22), al establecer la ley de su nombre en su trabajo de 1856 sobre las fuentes públicas de la ciudad de Dijon, el precursor y punto de partida de la hidrodinámica subterránea:

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{dh}{dr} \quad \text{DARCY}$$

Donde Q es el caudal que es capaz de atravesar un medio poroso de sección A y permeabilidad K, sometido a un gradiente de cargas dh/dr.

Adaptaciones y generalizaciones de esta ley, permiten definir la velocidad del flujo como:

$$v = -K \cdot \frac{dh}{dr}$$

o bien, generalizando:

$$v_x = -K_{xx} \frac{\delta h}{\delta r} \quad v_y = -K_{yy} \frac{\delta h}{\delta y} \quad v_z = -K_{zz} \frac{\delta h}{\delta z}$$

Admitiéndose en este caso una permeabilidad anisótropa donde Kxx, Kyy y Kzz serían componentes del tensor de permeabilidad.

$$v = -K \cdot \text{grad } h$$

La ley de DARCY sólo es, rigurosamente aplicable, en presencia de régimen laminar, pudiendo conducir a importantes errores cuantitativos su aplicación en régimen turbulento.

Otro investigador, DUPUIT, 1863 (29), publicó por estos años, trabajos relativos a estudios teóricos y prácticos sobre el movimiento del agua desde canales abiertos a través de terrenos permeables.

El régimen se consideraba en equilibrio y se quedaron implícitamente sentadas las bases de un primer e incipiente tratamiento de acuíferos libres.

En 1906, THIEM (117) en su "Hidrologische Methodem", sintetiza la formulación de la hidráulica de pozos en régimen permanente y se establecen las bases de ensayos de bombeo para acuíferos confinados y régimen de equilibrio.

Estos métodos, cuyas expresiones básicas se sintetizan a continuación, relacionan los descensos en un punto, que se sitúa a una distancia r de un pozo

de bombeo, con el caudal Q en dicho pozo, la transmisividad T ó permeabilidad K y el radio de influencia del acuífero.

$$H_0 - H = \frac{Q}{2\pi T} L \frac{R}{r} \quad \text{THIEM (acuífero confinado)}$$

$$H_0^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi K} L \frac{R}{r} \quad \text{DUPUIT (acuífero libre)}$$

H₀ = nivel inicial

H = nivel de equilibrio en un punto de observación

r = distancia pozo bombeo - punto de observación

Q = caudal bombeado

T = transmisividad

K = permeabilidad

R = radio de influencia

Hay que resaltar en este punto, que la hidráulica de pozos ha seguido dos caminos en la utilización de sus fórmulas y ecuaciones básicas. Un primer camino pretende conocer flujos de drenaje y alturas piezométricas del agua, frente a unas condiciones impuestas y unos determinados parámetros del acuífero, mientras que, el segundo camino lo que pretende es, frente a unas condiciones prefijadas observadas y medidas, calcular los parámetros que permitan el funcionamiento del sistema según ha sido observado (problema inverso).

En este segundo camino, es donde ha ido integrándose poco a poco la parte más importante de la hidráulica de pozos: los ensayos de bombeo.

Los ensayos de bombeo son, sin lugar a dudas, el método más extendido, de más fácil aplicación y mayor garantía en sus resultados, que se usa tradicionalmente al objeto de conocer las características hidrogeológicas de los acuíferos, así como el

grado de perfección del acabado de las captaciones de aguas subterráneas que en ellos se ubica.

Los métodos de THIEM y DUPUIT permiten el cálculo de parámetros como: transmisividad o permeabilidad, radio de influencia e incluso pérdidas de carga en el pozo, cuando la realidad física del sistema respeta las siguientes condiciones:

Acuífero homogéneo, isótropo e infinito

Flujo radial y régimen laminar

No existen recargas exteriores

Penetración total de la formación permeable

Caudal de bombeo constante sin infiltración

Pozo de diámetro cero

Régimen permanente con niveles en equilibrio

THIEM se aplica además a acuíferos confinados, mientras que DUPUIT es de aplicabilidad a acuíferos libres.

La hidrodinámica subterránea fue acotándose a medida que los diversos autores y publicaciones fueron sintetizando las ecuaciones diferenciales capaces de gobernar el flujo de agua en el seno de una formación permeable.

Estas ecuaciones se obtienen por aplicación conjunta de la ley de DARCY y la ley de continuidad.

Así se tiene:

Ecuación de LAPLACE. Flujo en régimen permanente en ausencia de fuentes y sumideros. Acuífero homogéneo e isótropo:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

LAPLACE

Ecuación de POISSON. Flujo en régimen permanente en presencia de fuentes o sumideros. Acuífero homogéneo e isótropo:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = -\frac{R}{T} \quad \text{POISSON}$$

Donde R es el valor de una recarga ajena al sistema y T la transmisividad.

Ecuación general del flujo en régimen transitorio. Acuífero homogéneo e isótropo con existencia de fuentes y sumideros:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\delta h}{\delta t} \quad \text{Ecuación General del Flujo}$$

Donde S es el coeficiente de almacenamiento.

El análisis, en régimen transitorio, de la evolución de descensos causada en una formación por efecto de un sondeo, empezó a gozar a partir de aquí, del privilegio de un gran número de modelos analítico-interpretativos, consecuente con las aportaciones de otros tantos técnicos e investigadores.

La proliferación de métodos ha sido causa directa de la gran diversidad de comportamientos a que pueden dar lugar las variadas gamas de sistemas físicos existentes en la naturaleza. En este sentido resulta evidente que, el éxito final en la interpretación depende en esencia, de lo adaptable que sea el método analítico utilizado al binomio físico-operaciones de ensayo.

En este sentido cabe indicar que cuanto más fácil es la configuración de la naturaleza, entendida como permanencia de las características del medio físico en un ámbito espacial, mayor es la posibilidad de encontrar modelos interpretativos disponibles capaces de reproducir analítica o numéricamente el problema planteado.

La mayor parte de los métodos de análisis existentes parte, emulan o modifican el trabajo de C. V. THEIS de 1935 (115), que sentó las bases de la moderna hidráulica de pozos en régimen transitorio.

El método es únicamente válido, para acuíferos confinados ideales con liberación elástica de agua.

THEIS partió de la ecuación general del flujo en régimen transitorio, considerando dos dimensiones y la no existencia de recargas verticales.

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\delta h}{\delta t}$$

que fue expresada en coordenadas polares frente a la existencia de flujo radial.

$$\frac{\delta^2 h}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta h}{\delta r} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\delta h}{\delta t}$$

la integración la realizó mediante el cambio de variable

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

pudiendo llegar a la solución:

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{U} dU$$

siendo:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{U} dU$$

la denominada, función de pozo para acuífero confinado y que fue posteriormente tabulada.

En síntesis:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{THEIS (acuífero confinado)}$$

donde: T = transmisividad

S = coeficiente de almacenamiento

t = tiempo

Las relaciones de THEIS fueron deducidas asumiendo fuertes limitaciones en la realidad física del acuífero ensayado:

Acuífero homogéneo, isótropo e infinito

Flujo radial y régimen laminar

Ausencia de recargas exteriores

Pozo totalmente penetrante y de diámetro cero

Caudal de bombeo constante, que produce un inmediato descenso de nivel

Años después, este método pudo ser simplificado para tiempos largos y distancias cortas, según el extendido y universalmente utilizado, método de JACOB de 1940 (65).

Este investigador, a la vista de la función en serie de la función de pozo

$$W(u) = 0.577216 - lu + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

comprobó que, para valores de $u < 0.03$ (en la práctica habitual $u < 0.01$), era suficiente tomar únicamente dos términos del desarrollo, quedando simplificada la función de pozo a:

$$W(u) = L \frac{2.25Tt}{r^2S} \quad \text{y por tanto} \quad h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} L \frac{2.25Tt}{r^2S}$$

ó lo que es lo mismo:

$$d = 0.183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2.25Tt}{r^2S} \quad \text{JACOB (acuífero confinado)}$$

Los métodos analíticos - interpretativos de Theis y Jacob han sido los más utilizados a lo largo del tiempo. El primero, con su metodología de superposición y

coincidente con curvas patrón y el segundo, con su ajuste lineal en gráfico semilogarítmico.

Resulta evidente las limitaciones que presentan estos métodos para su aplicación a acuíferos reales, al menos desde el punto de vista conceptual.

Sin embargo hay que admitir lo universal que ha sido su uso y -en muchas ocasiones su abuso- dando resultados que, en general, han podido aceptarse y que han servido de base a la hora de fijar parámetros de los acuíferos. Estos métodos pueden, incluso, aplicarse a acuíferos libres, si se admiten dos nuevos grupos de limitaciones a la realidad física.

El acuífero es rígido, liberándose agua por desaturación instantánea

La depresión es baja frente al espesor saturado inicial

Para ello es preciso aplicar, no los descensos observados, sino los corregidos obtenidos restando a los primeros la relación entre el cuadrado de los mismos y el doble del espesor saturado inicial. Esta corrección suele ser conocida como, corrección de Dupoit a pesar de ser debida a Jacob, 1963 (68).

Quedaba aún una "asignatura pendiente", dentro del tratamiento del régimen permanente: la aplicación a acuífero semiconfinado. DE GLEE, 1930 y 1951 (24 y 25), resuelve la ecuación del flujo en régimen permanente, en presencia de fuentes y sumideros (Poisson).

Se plantea un sistema con acuífero superior bien alimentado, un paquete semipermeable constituido por un acuífero (semiconfinante) y un acuífero inferior. El flujo vertical del acuífero superior a inferior, consecuente al gradiente piezométrico creado por un bombeo en la formación acuífera (inferior), se introducía en el término de recargas F/T de la fórmula de Poisson en polares.

$$\frac{\delta^2 h}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta h}{\delta r} = -\frac{F}{T}$$

condicionando dicho término, según la ley de DARCY, 1856 (22).

La solución de DE GLEE, venía dada por:

$$h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad \text{DE GLEE (acuífero confinado)}$$

donde $K_0(r/B)$ es la función modificada de Bessel, de segunda especie y orden cero, B es el denominador factor de goteo:

$$B = \sqrt{\frac{T \cdot b'}{K'}}$$

donde: T = transmisividad del acuífero inferior

b' = espesor del paquete semiconfinante

K' = permeabilidad vertical del paquete semiconfinante

La función $K_0(r/B)$ puede simplificarse para determinados casos. Así, para $r/B < 0.1$:

$$h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} L \frac{1.12B}{r} \quad \text{DE GLEE (acuíferos semiconfinados)}$$

Todos los métodos hasta aquí señalados fueron el principio y la base, en sentido amplio, de la hidráulica de pozos, siendo a partir de la década de los 50 y hasta principios de la de los 70, el período en el que se desarrollan diversos métodos analítico - interpretativos.

Cada modelo correspondía a un modelo físico bien diferenciado, como la existencia de bordes impermeables y de recarga (método de las imágenes), estudio de relaciones acuífero-río. JENKINS, 1968 (72 y 73), pozos de gran diámetro PAPADOPULOS, 1967 (95) y otros muchos relacionados con drenaje vertical en acuíferos semiconfinados, penetración parcial, o drenaje con almacenamiento en el acuícludo.

Muchos de estos métodos fueron desarrollados por un investigador particularmente significativo: M. S. HANTUSH, que entre 1956 y 1967 (37 a 48) cubrió la, seguramente, más importante parte de la investigación en hidráulica de

pozos. Una parte de sus más importantes investigaciones se recogen en su singular obra "Hydraulics of Wells", 1964 (48).

La aportación más popularizada de las investigaciones de HANTUSH fue sin duda, la resolución de la ecuación general del flujo para régimen transitorio y acuífero semiconfinado.

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad \text{HANTUSH (acuífero semiconfinado)}$$

donde:

$$W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad \text{Función de pozo en acuífero semiconfinado}$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad \text{Variable auxiliar}$$

$$B = \sqrt{\frac{T \cdot b'}{K'}} \quad \text{Factor de goteo}$$

b' y K' = espesor y permeabilidad vertical del paquete semiconfinado.

De un modo análogo al de THEIS, era posible la obtención de los parámetros T y S, además de K' por el método de superposición y coincidencia entre las curvas de campo y las curvas patrón.

El siguiente paso que la historia científica de la hidráulica de pozos debía dar, era hacer frente al efecto de drenaje diferido asociado a los acuíferos libres.

Este efecto supone que al bombear una captación, queda retenida agua en el cono de bombeo, que va bajando por gravedad, lentamente, hasta el nivel dinámico.

Se supone que se produce una desaturación o liberación de agua retrasada. El fenómeno fue analíticamente estudiado por varios investigadores, aunque puede atribuirse la primera aproximación analítica a N.S. BOULTON, 1954 y 1963 (6 a

9), siendo también de particular consideración las aportaciones de T.D. STRELTSOVA (111 a 113), algunas en publicación conjunta con el anterior (10).

El efecto del drenaje diferido conduce a que, las curvas descensos-tiempo muestren tres fases bien diferenciadas WALTON, 1960 (129).

Estos tramos son analizables en su conjunto a través de los ábacos de PRICKETT, 1965 (102).

La solución de la ecuación general del flujo para este caso, viene dada por:

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad \text{PRICKETT (Acuífero libre con drenaje diferido)}$$

Siendo:

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

$$D = \sqrt{\frac{T}{\alpha S'}}$$

donde: S = Coeficiente de almacenamiento como acuífero confinado

S' = Porosidad eficaz

$1/\alpha$ = Índice de retraso

el índice de retraso es un parámetro que trata, de alguna manera, de orientar sobre la facilidad del agua para moverse gravíficamente en un medio detrítico. Este índice es obviamente más alto, cuanto menor es la granulometría del medio considerado.

El fenómeno del drenaje diferido asociado a los acuíferos libres, también estudiados por otros autores como DAGAN, 1967 (21), seguía teniendo limitaciones principalmente derivadas de no haber tratado el problema tridimensionalmente y en consecuencia, no poder admitirse descensos de nivel piezométrico significativos, frente al espesor saturado inicial.

Por último, el modelo de NEUMAN, 1972 (88 y 88a) da, tal vez, el más adecuado tratamiento a los acuíferos libres, considerándolos como un medio homogéneo y anisótropo, el cual está caracterizado por dos permeabilidades; una representante de la dirección vertical y otra generalizada por todas las direcciones horizontales.

NEUMAN, da un tratamiento tridimensional a la ecuación del flujo y estudia conjuntamente la liberación elástica y la liberación por desaturación, pudiendo ser posible el análisis en condiciones de penetración total o pozo parcialmente penetrante. El método analítico - interpretativo, vio la luz, en 1975 (88b).

En todo este tiempo, el estudio de la hidrodinámica de pozos, aplicada a medios fracturados puros, tiene también sus notables representaciones, pudiendo destacarse, BARENBLATT, 1969 (4), WARREN-ROOT, 1963 (134), BOULTON-STRELTSOVA, 1977 (10) y otros como DUGUIND, 1977 (28), KAZEMI, 1969 (75) y ROSENSHEIN, 1984 (107).

La hidráulica de captaciones disponía ya de un importante desarrollo, siendo frecuente en las dos últimas décadas la aparición de textos competos que trataron el problema, como TODD, 1959 (119), BENITEZ, 1963 (5), CASTANY, 1971 (14), DAVIS, 1971 (23), WALTON, 1970 (131), KRUSEMAN, 1970 (77), LOHMAN, 1972 (80), CUSTODIO, 1976 (19), FREEZE, 1979 (34), VILLANUEVA-IGLESIAS, 1984 (125) y encabezados todos ellos, como no, por la singular publicación "Hydraulics of Wells" de M.S. HANTUSH, 1964 (42).

Verdaderamente, una muy importante gama de los sistemas que pueden presentarse en el medio físico, queda representada en todos los métodos hasta aquí expuestos. En el Congreso de Cambridge de 1985, organizado por la Internacional Asociación of Hydrogeologist, se presentó una comunicación debida a G. VAN DER KAMP, 1985 (124), que propone un modelo hidrogeológico conceptual consistente en un sistema de tres capas, con un único acuífero que tiene dos acuitardos, de espesores arbitrarios a techo y muro. El espesor del acuitardo superior, puede tomar cualquier valor, incluso cero, por lo que pueden cubrirse con este modelo una amplia gama de casos, desde acuíferos cautivos profundos, hasta acuíferos libres.

En estas condiciones, la ecuación general que rige los descensos, vendrá dada por:

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} f\left(u_A, u_B, \beta, \frac{r}{D}, \eta\right) \quad \text{VAN DER KAMP (Sistema múltiple)}$$

Donde la función f, representa en este caso, una función de pozo genérica, que para cada caso particular, se reduce a una función conocida, siendo:

u_A = Variable auxiliar de Theis. Con S, coeficiente de almacenamiento

u_B = Idem. Con S', porosidad eficaz

β = Variable auxiliar de Hantush

r/D = Variable auxiliar de Boulton

η = Variable auxiliar de Neuman.

Todo el prolijo desarrollo, que a través del tiempo, ha tenido la hidráulica de pozos en sus aspectos tendentes al estudio de los parámetros de los acuíferos, no ha guardado ningún paralelismo con los estudios realizados y métodos desarrollados, cara al conocimiento de las características y eficiencia del pozo.

El método tradicional para estos estudios, fue expuesto por RORABAUGH, 1953 (106), donde establecía que las pérdidas de carga en el pozo eran de la forma:

$$P_c = B \cdot Q^n$$

donde B era el denominado coeficiente de pérdidas de carga y n el exponente significativo de la existencia de régimen laminar o turbulento en la afluencia de agua al pozo.

El descenso total en un pozo se compondría, en consecuencia, de un sumando lineal con el caudal (JACOB) y el correspondiente a pérdidas de carga:

$$d = AQ + BQ^n$$

La propuesta para el cálculo de A, B y n, era efectuar un mínimo de tres bombeos, escalonados en caudal, que permitieran obtener tres pares de valores (d,Q), para particularizar la ecuación dada y resolver el sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas.

LENNOX, 1966 (78), analiza y profundiza la aplicabilidad de éste método. Pero a pesar de lo universal de su uso, no se muestra verdaderamente eficaz, salvo en casos específicos.

Tal vez, la primera denuncia crítica al método de bombeos escalonados, fue realizada por MOOG, 1968 (86), y replicada al siguiente año por el mismo LENNOX, 1969 (79).

Un método gráfico, particularmente interesante, fue puesto a punto por CUSTODIO, 1979 (19). De alguna manera se basaba en las hipótesis de RORABAUGH. No aportó nuevas soluciones, pero la falta de consistencia de los parámetros considerados, puso de manifiesto, una vez más, lo poco fiable del método.

VILLANUEVA-IGLESIAS, 1984 (125), señalaron en el oportuno capítulo de su libro "Pozos y Acuíferos", que el método de los bombeos escalonados tenía una sensibilidad excesiva. Pequeñas variaciones sobre los datos de entrada (descensos-caudales de cada escalón), producían grandes variaciones en los resultados (coeficiente de pérdidas B y exponente n). Su uso, en consecuencia, no era útil en todos los casos.

A pesar de las pocas herramientas técnicas disponibles, el estudio de los descensos, ocasionados por pérdidas en los pozos de bombeo, no ha dejado de preocupar, por su incidencia en el costo de energía debido a mayores e innecesarias elevaciones.

Existen cantidades increíbles de artículos con recomendaciones y "recetas" de cómo llevar a cabo las operaciones de perforación, instalación y acabado, pero no existen artículos que cuantifiquen.

En el Congreso de Cambridge de 1985, la comunidad científica internacional, mostró su preocupación y particular interés por el estudio de los descensos por pérdidas en el pozo, una vez que los estudios de descensos teóricos se habían ido completando a lo largo del tiempo.

Se presentaron dos comunicaciones, especialmente significativas. La primera, debida a CHEN YU-SUN, 1985 (15), establecía una formulación de descensos en acuífero confinado en el que se incluían las pérdidas de carga, en base a un minucioso estudio matemático del efecto de empuje del agua sobre la rejilla (aplicado a un tipo especial de rejilla china). La segunda, debida a AHMAD, 1985 (1), era una experimentación en el campo de pozos de "South Sari" en Libia, con 417 sondeos equipados con filtro de alambre continuo y de fibra de vidrio. Llegó a una serie de conclusiones, una vez más muy parciales y que pueden ser rebatidas con los ábacos de interpretación propuestos por IGLESIAS-VILLANUEVA, 1988 (62).

Hay, en consecuencia, una gran laguna de conocimientos referidos a la cuantificación analítica o numérica de las pérdidas de carga.

De otra parte, los métodos numéricos en hidrodinámica, en general, también han tenido un notable desarrollo que prácticamente se inicia con la década de los años setenta.

Los métodos numéricos aplicados a los modelos de simulación, se utilizan para la configuración de sistemas complejos con condiciones de contorno específicas (simulación de sistemas acuíferos con bombeos y recarga, con relaciones acuífero-río, emergencias, etc.). Cabe destacar, muy en primer lugar, el modelo de PRICKETT, 1971 (103), realizado en diferencias finitas y que, seguramente, ha sido el iniciador de ésta técnica a gran escala y el más utilizado en el mundo.

Modelos de simulación del flujo, cada vez más perfectos, con mayores y más cómodas posibilidades de configuración del sistema, fueron saliendo en años sucesivos, pudiendo destacarse los de TRESKOTT, 1975, 76, 77 (120 a 123), y McDONALD, 1984 (84b).

Estos modelos tuvieron sus precursores menos desarrollados, en artículos de descripción de técnicas de diferencias finitas aplicadas al caso, como FREZE, 1966, 67, 68 (35, 35^a y 35b), PRICKETT, 1975 (104).

Paralelamente a estos modelos de flujo, bi y tridimensionales en diferencias finitas, se fueron desarrollando otros en elementos finitos, aunque prioritariamente de corte vertical, NEUMAN, 1970, 71, 73 y 76 (91 a 94) y ELORZA-FERRAGUT, 1986 (26a). Teniendo este último la particularidad de disponer de un algoritmo válido tanto en régimen lineal, como en no lineal.

En realidad no se han desarrollado modelos en elementos finitos, cara a la simulación del flujo en problemas de gestión de recursos, que hayan tenido suficiente éxito, cara a su utilización general, pero el tema ha sido tratado por diversos autores como, ZIENKIEWICZ, 1965 (136), PINDER, 1972 (100), WANG, 1977 (132), CHENG, 1978 (16) y FAUST, 1980 (30 y 31).

Existen en la bibliografía, trabajos que comparan el método de las diferencias finitas, con el de los elementos finitos, como GRAY, 1976 (36) y WANG, 1977 (132). Claramente se llega a la conclusión que favorecen a los elementos finitos en el sentido de mayor precisión y mejor discretización espacial del sistema, pero las diferencias finitas son suficientes en ambos aspectos y requieren un menor conocimiento numérico, por lo que su uso entre los hidrogeólogos, es común y generalizado.

Sólo muy recientemente, los modelos en elementos finitos se están desarrollando con carácter aparentemente insustituible, en la modelización de vertederos de residuos radiactivos, con fugas potenciales de radio-nucleidos, donde la configuración de sistemas complejos y muy detallados, se muestra como absolutamente necesaria.

La aplicación de toda esta modelización, al flujo de agua hacia pozos y al estudio de las pérdidas de carga, puede considerarse no existente.

Como se ha visto, el excelente desarrollo y abundancia de métodos analítico-interpretativos, no han justificado un desarrollo de los métodos aproximados en

este campo, pudiendose citar únicamente a HUYARKORN, 1973 (56 y 57) como investigador, con dos artículos específicos internos del Water Research Laboratory. Australia (citados por PEREZ FRANCO, 1982 (98) y HERNANDEZ VALDES, 1979 y 1983 (49 y 50)).

Existen, sin embargo, libros teóricos sobre desarrollos numéricos, con particular énfasis a su aplicación en problemas de flujo de aguas subterráneas, como HUNTOON, 1974 (55), HUEBNER, 1975 (53), BREBBIA, 1977 (11), WANG, 1982 (133), KINZELBACH, 1986 (76) y otros, que aún no estando particularmente dedicados al flujo, deben ser citados por su aportación en cuanto a métodos numéricos exclusivamente; FORSY-THE, 1960 (33), CARNAHAN, 1969 (13), ZIENKIEWICZ, 1977 (135), DESAY, 1979 (27) y MICHAVILA-GAVETE, 1985 (85).

Dentro del marco de investigación descrito en éste "estado del arte", se desarrolla la presente tesis, encaminada prioritariamente, al estudio del flujo hacia pozos y al diseño, equipado y desarrollo de éstos, cara a la optimización económica y mecánica en la explotación, haciendo uso de métodos analíticos y prioritariamente numéricos.

1. FORMACIONES GEOLÓGICAS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA. FUNCIONAMIENTO DE ACUÍFEROS. NIVEL PIEZOMÉTRICO

1.1. LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS FRENTE AL AGUA

Los acuíferos deben ser entendidos como estructuras geológicas subterráneas permeables, susceptibles de almacenar y transmitir el agua. Así admitido, cabe indicar que existe en la naturaleza una amplia gama de formaciones con capacidades muy diversas para almacenar y transmitir el agua y por ello, desde el punto de vista hidrogeológico, estas formaciones suelen dividirse en cuatro grupos principales:

Acuíferos. Formaciones capaces de almacenar y transmitir el agua desde el punto de vista de sus posibilidades de utilización en una aplicación concreta del agua (gravas, arenas, caliza, etc.). Son formaciones en las que se pueden perforar pozos y sondeos con fines de dejar satisfechas necesidades humanas: abastecimiento, agricultura, industria, ganadería, etc. Su capacidad de drenaje es alta.

Acuitardos. Capaces de almacenar el agua en cantidades muy importantes, pero la transmiten con dificultad. Son incapaces de transmitirla para una utilización económica o ecológica concreta. Se suelen denominar con frecuencia semipermeables (limos, arenas limosas, arenas arcillosas, etc.). No son de interés para obtención de caudales que puedan servir a alguna necesidad hídrica, pero en la naturaleza juegan un papel muy importante como elementos transmisores del agua en recargas verticales a través de grandes superficies. Su capacidad de drenaje es media a baja.

Acuicludos. Pueden almacenar el agua en grandes cantidades, pero no tienen la posibilidad de transmitirla. Se drenan con mucha dificultad. El agua se encuentra encerrada en los poros de la formación y no puede ser liberada (arcillas, arcillas plásticas, limos arcillosos, etc.). En hidrogeología clásica, se les asume como impermeables, pero en ingeniería geológica este concepto se hace menos preciso pues drenajes muy limitados pueden presentar problemas en determinadas obras.

Acuifugos. Los constituyen las formaciones incapaces de almacenar y de transmitir el agua. Están muy bien representados en las rocas compactas, como granito y gneis, y a veces incluso calizas muy compactas sin carstificar. Se muestran como impermeables salvo pequeñas fracturas que pueden permitir flujos.

LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS FRENTE AL AGUA

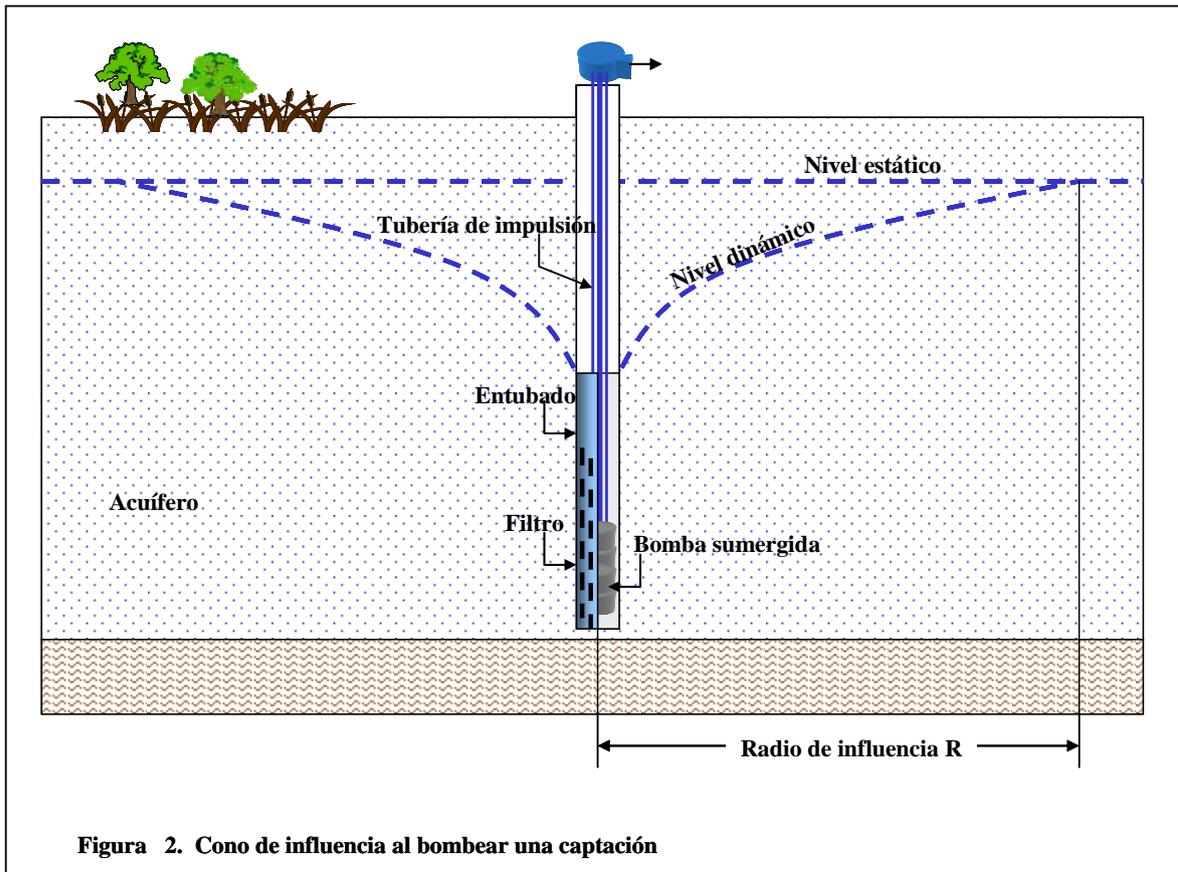
	<i>CAPACIDAD DE ALMACENAR</i>	<i>CAPACIDAD DE DRENAR</i>	<i>CAPACIDAD DE TRANSMITIR</i>	<i>FORMACIONES CARACTERÍSTICAS</i>
ACUÍFEROS	ALTA	ALTA	ALTA	Gravas, arenas, calizas
ACUITARDOS	ALTA	MEDIA/BAJA	BAJA	Limos, arenas finas y arcillosas
ACUICLUDOS	ALTA	MUY BAJA	NULA	Arcillas
ACUIFUGOS	NULA	NULA	NULA	Granitos, Neis, mármoles

Figura 1. Formaciones geológicas frente al agua

1.2. TIPOS DE ACUÍFEROS Y SU COMPORTAMIENTO

Ante todo conviene indicar, para fijar algunos puntos de referencia, que cuando se bombea un pozo, baja el nivel del agua en el mismo, y en toda la porción de acuífero circundante a él. El descenso de nivel es más pronunciado en el pozo y aminora, a medida que aumenta la distancia al mismo.

La distancia existente entre el pozo de bombeo y la zona del acuífero, en la que la influencia puede considerarse nula, es el llamado radio de influencia. En la Figura 2 se esquematiza gráficamente.



En definitiva, se forma en torno al pozo un gran cono de bombeo, cuya superficie es la superficie piezométrica dinámica, y el valor del nivel de agua en un punto de dicha superficie es el llamado nivel dinámico. El nivel estático es el que existía en el acuífero antes de empezar el bombeo.

Hechas estas consideraciones iniciales, se pasa a comentar los tipos de acuíferos que existen en la naturaleza, su modo de reaccionar en los diferentes casos hidráulicos y estructurales, y su comportamiento frente al bombeo.

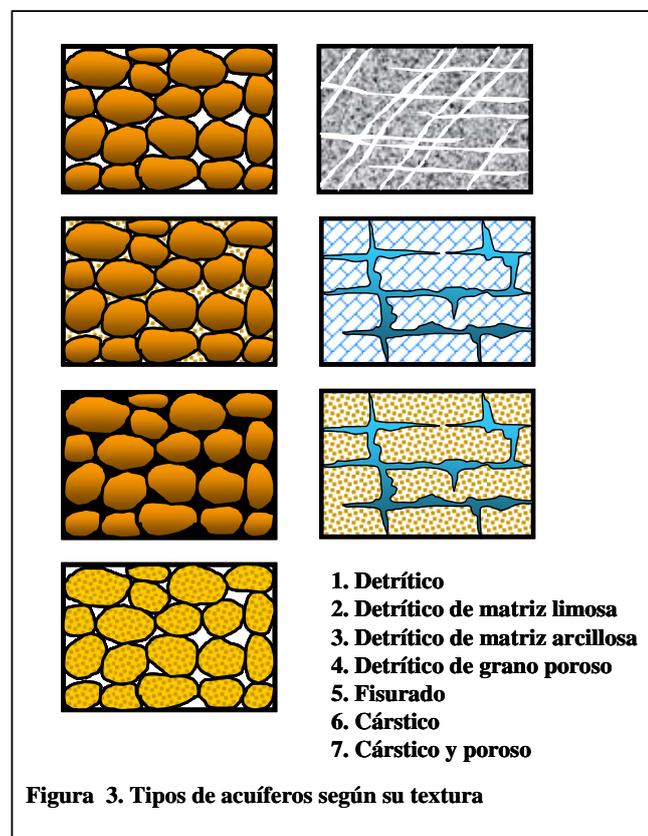
Desde el punto de vista de su textura, existen fundamentalmente tres tipos de materiales acuíferos, que se representan para su mejor comprensión en la Fig. 3:

Aquellos cuya permeabilidad es debida a su porosidad intergranular. Son los denominados acuíferos porosos y se encuentran entre ellos: las gravas, arenas, arcosas, etc., y en general, todos los materiales detríticos con tamaño de grano de arena como mínimo. La textura del medio está constituida por granos permitiendo que el agua se almacene y circule por los huecos intergranulares.

Dichos huecos, pueden estar rellenos de material granular muy fino disminuyendo las características del medio para el almacén y transporte de agua o incluso estar rellenos de materiales arcillosos dejando prácticamente anuladas estas características.

En ocasiones, los mismos granos están constituidos por material poroso que les conforma, incluso, mejores propiedades como almacén de agua.

Los medios granulares, dadas su génesis formacional, suelen ser muy homogéneos a escalas reducidas.



Aquellos cuya permeabilidad es debida a grietas y fisuras, tanto de origen mecánico como de disolución. Forman en conjunto los acuíferos cársticos y fisurados, y se encuentran entre ellos las calizas, dolomías, granitos, basaltos, etc., siendo los dos primeros los tipos más importantes.

La carstificación es un proceso de disolución que acontece por acción del agua en formaciones carbonatadas previamente fisuradas. Los acuíferos cársticos son

poco homogéneos a pequeña escala pero suelen presentarse más homogéneos si la escala de trabajo es suficientemente amplia.

Por último, están los acuíferos cuya permeabilidad es debida a un conjunto de las dos anteriores causas, y se tienen así los acuíferos cársticos y porosos. Son típicas las calcarenitas.

En general, los acuíferos porosos son más homogéneos, aún dentro de la heterogeneidad que hay que admitir a todos los acuíferos. Tanto éstos como los cársticos-porosos son capaces de almacenar gran cantidad de agua por unidad de volumen de acuífero y, por tanto, son en general acuíferos lentos que reaccionan con inercia a los bombeos. Los radios de influencia suelen ser más cortos que en los cársticos.

Los cársticos sin embargo, son menos homogéneos y suelen ser más dispares los resultados de los ensayos. Tienen menor capacidad para almacenar agua y pueden ser considerados, por ello, acuíferos rápidos, en los que los radios de influencia son más largos que en los restantes acuíferos.

De otra parte, estos acuíferos, según sus circunstancias hidráulicas y estructurales, pueden reaccionar de tres distintas formas:

Acuíferos libres. Son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. Liberan agua por desaturación. Es decir; el agua que ceden es el agua que tienen almacenada en sus poros. Este volumen de agua es alto en comparación con los acuíferos que se comentan a continuación, y por ello tienen bastante inercia. Los conos de bombeo suelen ser esbeltos, es decir, con elevados descensos de nivel en el pozo y corto radio de influencia.

TIPOS DE ACUÍFEROS SEGÚN SU ESTRUCTURA Y FUNCIONAMIENTO

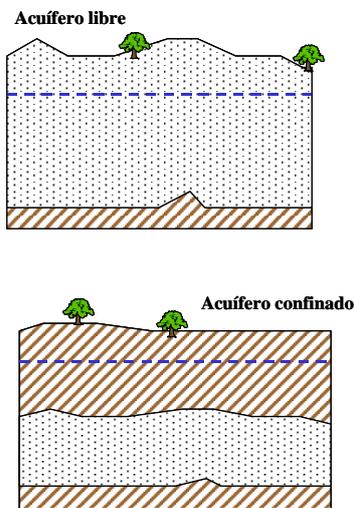
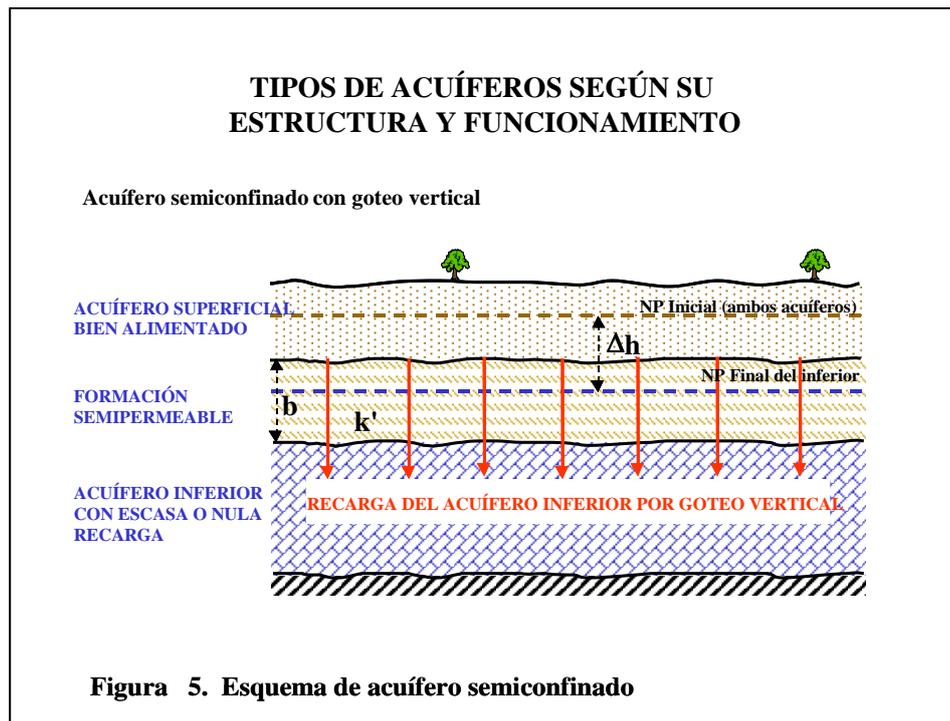


Figura 4. Esquemas de acuíferos libre y confinado

Acuíferos cautivos o confinados. Son aquellos que están absolutamente aislados en el subsuelo, es decir, rodeados de materiales impermeables por todos sus lados. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo de dicho material acuífero. En realidad, están a presión o en carga, debido al peso de los materiales superiores. El agua que ceden procede de la descompresión de estas capas superiores, cuando se produce la depresión en el acuífero. En rigor, no existen en la naturaleza acuíferos cautivos puros, dado que no existen materiales absolutamente impermeables capaces de aislarlos, aunque a efectos prácticos muchos podrán considerarse como tales, entre otros, aquellas formaciones permeables que permanecen cautivas en una gran extensión y afloran en superficie por alguno de sus extremos. Se consultará más adelante este caso. Son acuíferos rápidos, con muy poca inercia debido a su baja capacidad de almacenar agua, que reaccionan, o transmiten enseguida las influencias de un bombeo puntual. Los conos de bombeo suelen ser de menor altura que en los libres, pero con radios de influencia largos.

Acuíferos semiconfinados. En ellos los materiales que los rodean no son todos impermeables. Así, el paquete superior o semiconfinante lo constituyen formaciones semipermeables, que permiten el paso del agua de otros acuíferos

superiores al inferior semiconfinado. Consecuentemente, la velocidad de reacción de estos acuíferos ante un bombeo es más moderada que en los cautivos y los radios de influencia tienen valores medios entre libres y cautivos. En realidad un acuífero semiconfinado es un sistema físico integrado por un acuífero superior bien alimentado, un paquete semipermeable o acuitardo y un acuífero inferior semiconfinado. La diferencia de niveles entre el acuífero superior e inferior acarrea una transferencia de agua vertical que alimenta el acuífero inferior.



En la Figura 6. se sintetiza el tipo de acuíferos existentes en la naturaleza, según se estructura y funcionamiento.

TIPOS DE ACUÍFEROS SEGÚN SU ESTRUCTURA Y FUNCIONAMIENTO

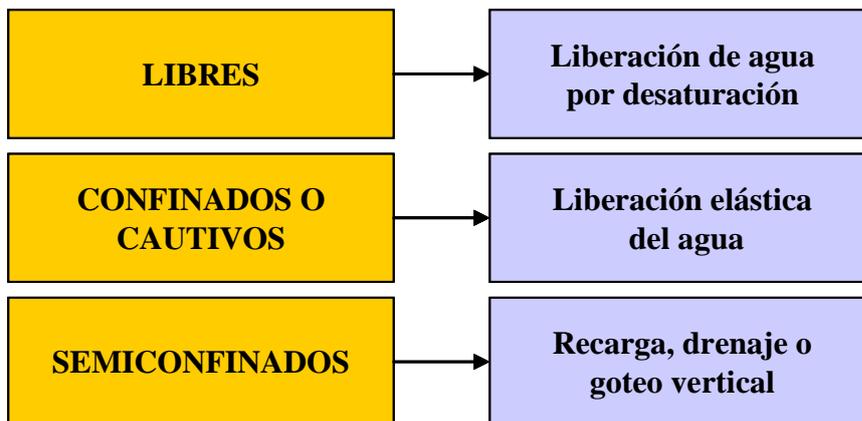


Figura 6. Tipos de acuíferos según su estructura y funcionamiento

De acuerdo con lo expuesto, se puede tener una idea cualitativa de la forma de los conos de influencia y de la velocidad de reacción de los diversos acuíferos ante un bombeo. Por ejemplo, los acuíferos más lentos, es decir, los que transmiten con menor velocidad las influencias de los bombeos y que además tendrán conos de influencia profundos, pero de radios cortos, serán aquellos de textura porosa granular cuando trabajan como libres. Recíprocamente, los acuíferos que acusarán con mayor velocidad los efectos de un bombeo puntual, con conos de bombeo poco profundos y radio de influencia largos, serán los cársticos, cuando trabajan como cautivos.

1.3. NIVEL PIEZOMÉTRICO

El movimiento del agua en las formaciones geológicas está condicionado por la capacidad de realizar trabajo de sus partículas elementales, es decir, de su

energía. La energía depende, de una parte, del campo de fuerzas a que está sometido el fluido y del agente sensible a dicho campo, y de otra, del tipo de energía en sí o forma en que el cuerpo tenga almacenada su capacidad de desarrollar trabajo.

Los tres tipos de energía que pueden incidir sobre el agua que se mueve en el seno de una formación permeable, asumiendo que no van a existir cambios de calor, son las siguientes:

$$\text{Energía potencial (E}_h\text{)} = m \cdot g \cdot Z$$

$$\text{Energía cinética (E}_c\text{)} = 1/2 m \cdot v^2$$

$$\text{Energía de presión (E}_p\text{)} = p \cdot V$$

Donde g representa la intensidad del campo gravitatorio y m la masa o agente sensible al campo gravitatorio. Los restantes símbolos se refieren a:

Z - Altura respecto a una referencia

v - Velocidad del fluido (agua)

p - Presión a que está sometido el fluido

Por el principio de conservación de la energía, ésta va a permanecer constante a lo largo de una línea de corriente y por tanto:

$$E = E_h + E_c + E_p = Cte.$$

o bien:

$$m \cdot g \cdot Z + \frac{1}{2} m \cdot v^2 + pV = Cte.$$

sacando $m \cdot g$ factor común:

$$m \cdot g \left(Z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} \right) = Cte.$$

Ante un mismo fluido y un mismo campo gravitatorio, el terrestre, se tiene:

$$Z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} = Cte.$$

que no es más que la expresión del teorema de Bernoulli y en la que todos sus términos tienen dimensiones de longitud.

$$[Z] = L$$

$$\left[\frac{v^2}{2g} \right] = \frac{L^2 T^{-2}}{L T^{-2}} = L$$

$$\left[\frac{p}{\rho g} \right] = \frac{MLT^{-2}L^{-2}}{ML^{-3}LT^{-2}} = L$$

En consecuencia, a los términos de la ecuación se les denomina alturas, con la siguiente denominación:

$Z \rightarrow$ altura de posición

$\frac{v^2}{2g} \rightarrow$ altura de velocidad

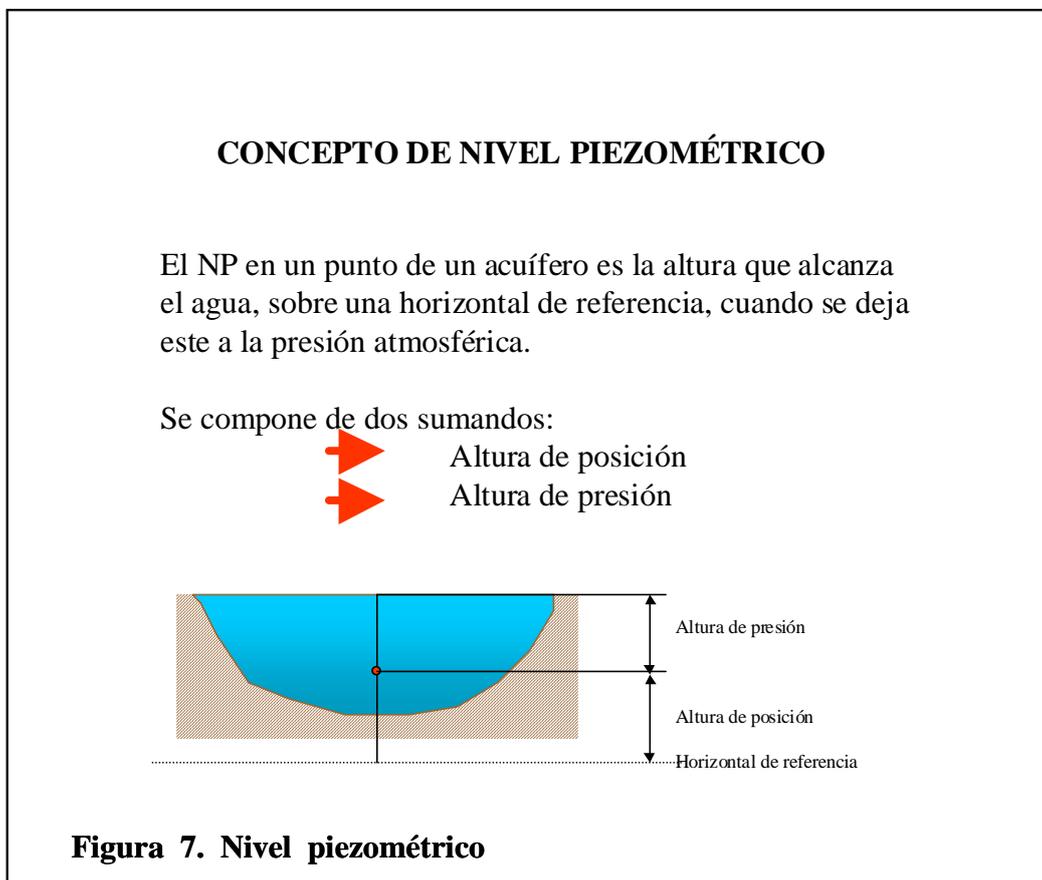
$\frac{p}{\rho g} \rightarrow$ altura de presión

El término $v^2/2g$, o altura de velocidad, en el caso del movimiento del agua en el seno de un medio permeable, puede ser despreciado frente a la altura de presión y la altura de posición dado lo bajo del valor de la velocidad del agua en dichos medios y por tanto, la capacidad para realizar trabajo por parte del agua en un punto A de un acuífero, vendrá dada por su nivel piezométrico o suma de las alturas de posición y presión.

$$h_A = Z_A + \frac{p_A}{\gamma}$$

Al nivel piezométrico en el punto A, p_A , se le suele también llamar, altura piezométrica, cota piezométrica o carga hidráulica.

El nivel piezométrico se mantiene constante en la vertical de un almacenamiento de agua libre o en la vertical de un medio permeable saturado cuando este es homogéneo e isótropo.



Tal y como se ve en la Figura 7, el punto A, está a la presión atmosférica y por tanto su nivel piezométrico h_A , es igual a su altura de posición Z_A . El punto B tiene un nivel piezométrico h_B que se quiere comparar con h_A .

Sea p_B la presión en el punto B y Z_B su altura de posición:

$$h_A = Z_A$$

$$h_B = Z_B + \frac{p_B}{\gamma} = Z_B + \frac{(Z_A - Z_B)\gamma}{\gamma} = Z_A = h_A$$

es decir, el nivel piezométrico es el mismo en los puntos A y B.

En consecuencia, el nivel piezométrico en un punto de un acuífero puede definirse como el valor de la cota respecto a una referencia que alcanza el agua cuando dicho punto se libera a la presión atmosférica. Esta altura, se compone de dos sumandos; la altura de posición del punto respecto a una referencia y la altura de presión equivalente a la altura que alcanzaría el agua sobre el punto al dejar este libre a la presión atmosférica.

Un término muy usado, principalmente en geotecnia es el de “nivel freático”. En la mayoría de las publicaciones y trabajos técnicos, se puede deducir una confusión en el uso de la palabra. Partiendo de la base de que un concepto es una unidad de pensamiento, y que suele poder sintetizarse con el uso de una, o muy pocas palabras, el verdadero motivo de la confusión proviene de que los diversos técnicos asocian a las palabras “nivel freático” distintos significados.

Con frecuencia se habla de la profundidad a que se encuentra el agua en una excavación, pozo o sondeo. Sin embargo este concepto no resulta útil, dado que no suministra una idea de la capacidad de realizar trabajo de una partícula de agua en un punto. La medida entre la superficie y el punto en que se encuentra el agua en una obra no es comparable con la altura que alcanza el agua sobre una referencia cuando se libera el punto a la presión atmosférica. Otros muchos técnicos, conceptualizan “el freático” como el nivel piezométrico asociado a acuíferos libres, pero con frecuencia se refieren únicamente a la “superficie del agua”, es decir; a la parte superior del tramo saturado en el acuífero libre. El

término también se hace insuficiente, sobre todo para trabajos de ingeniería geológica, pues basándose en este concepto, exclusivamente, no sería posible el cálculo de subpresiones en los zócalos de las obras. El problema suelen obviarlo sustituyendo el término “freático” y asociando acto seguido el concepto de “carga hidráulica” asimilable al de nivel piezométrico. En muchas ocasiones, los técnicos y autores utilizan indistintamente “freático” y “piezométrico” dándoles el mismo significado.

Lo más recomendable es usar el término nivel piezométrico con su concepto asociado y cada vez que se vea utilizar la palabra “freático” en trabajos y publicaciones, deberá, el lector, deducir el significado, que el autor correspondiente pretendía darle.

1.4. MOVIMIENTO DEL AGUA EN LOS ACUÍFEROS

En el suelo y el subsuelo existen varias zonas donde el movimiento del agua tiene características propias y leyes particulares de gobierno. Se pueden distinguir cuatro zonas: suelo, zona no saturada, zona capilar y zona saturada. En la Figura 8 y 9, quedan representadas estas zonas y una orientación de los niveles piezométricos relativos en cada una de ellas.

Movimiento del agua en el suelo

En la parte más superficial de las formaciones acuíferas, y en contacto con la atmósfera, se encuentra una zona húmeda, según estaciones, caracterizada, en general por su alta porosidad y abundancia de materia orgánica. Es comúnmente conocida por el “suelo” y en el, el movimiento del agua está caracterizado por los fenómenos de almacenamiento, evaporación y transpiración. El suelo puede almacenar una cantidad de agua o reserva de agua almacenada por las plantas que depende de su capacidad de campo (humedad máxima que puede almacenar), punto de marchitez permanente (humedad mínima necesaria para que las plantas puedan vivir), profundidad radicular media y densidad aparente. La precipitación, cuando acontece, va rellenando esta reserva. Si la reserva se

llena, es decir; el suelo se satura existe un excedente, que o bien discurre por la superficie, o bien desciende gravitatoriamente a la zona saturada en el proceso de infiltración. Si no llueve, las plantas en su ciclo vital consumen por evapotranspiración el agua de la reserva, hasta agotarla y marchitarse o hasta que llegan nuevas aportaciones de lluvia, que rellenan de nuevo la reserva. Es una zona donde existe absorción y por tanto, debido a las presiones negativas el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

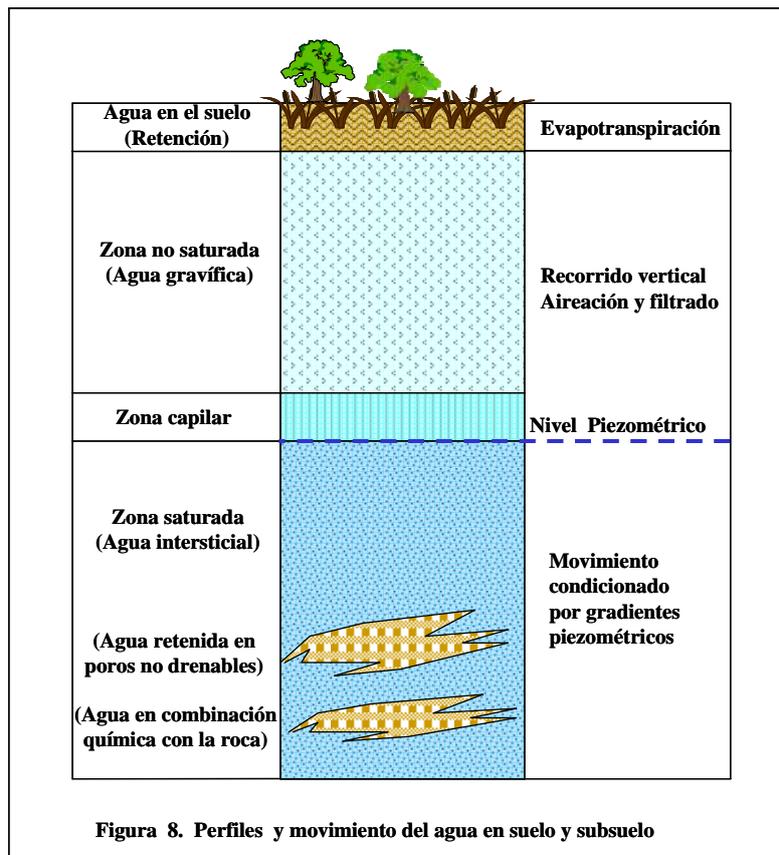


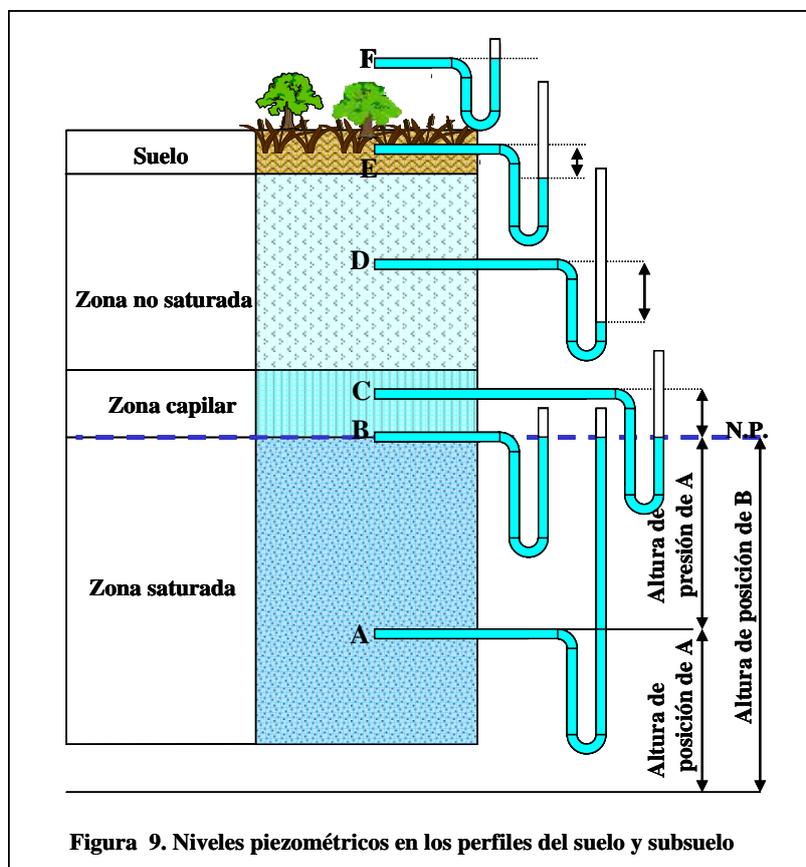
Figura 8. Perfiles y movimiento del agua en suelo y subsuelo

Movimiento del agua en la zona no saturada

El movimiento del agua en la zona no saturada, es gravífico y por tanto vertical descendente. En realidad aunque su componente vertical es muy importante, de su posición dentro de esta zona y de circunstancias localizadas puede ser alterado y tener otras componentes pero, a grandes rasgos, debe ser asumido el movimiento del agua como vertical descendente en esta zona. También en esta zona existe absorción y debido a las presiones negativas, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición

Movimiento del agua en la franja capilar

Es una zona de transición entre las zonas no saturada y saturada debida a la absorción de la parte de formación acuífera situada inmediatamente encima de la zona saturada. En la parte superior de la franja capilar las bolsas de aire pueden constituir un freno al movimiento descendente, mientras que en la parte inferior el movimiento del agua es muy similar al movimiento del agua en la zona saturada. Debido a la absorción, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.



Movimiento del agua en la zona saturada. Isopiezas

Es la zona inferior donde el agua satura totalmente los poros del acuífero. En esta zona, el nivel piezométrico nunca es inferior a la altura de posición. En la parte más alta, junto a la franja capilar, el nivel piezométrico y la altura de posición son coincidentes y nula la altura de presión. A medida que se desciende en la zona saturada, el nivel piezométrico se mantiene pero, las pérdidas de altura de

posición se compensan con el incremento de altura de presión. Estas precisiones, son válidas asumiendo la no existencia de flujos verticales en la formación.

Las superficie piezométrica es el lugar geométrico de los puntos de igual nivel piezométrico dentro de la formación. Hay que distinguirlo de la superficie freática, que es el lugar geométrico de los puntos del acuífero en que la altura de presión es nula y que coincide con la superficie del agua en los acuíferos libres. En la superficie freática pueden existir, y de hecho existen, distintos niveles piezométricos; depende de la altura de posición. En los acuíferos libres, bajo condiciones de no existencia de flujos verticales, superficie piezométrica y freática son términos coincidentes.

El agua en la zona saturada se mueve de puntos de mayor nivel piezométrico a puntos de menor nivel piezométrico, es decir; de zonas de mayor a menor energía. En consecuencia el agua en la zona saturada puede moverse en sentido horizontal y vertical ascendente o descendente, independientemente de la situación en cota de las formaciones, atendiendo únicamente a la energía que tenga en cada punto del espacio.

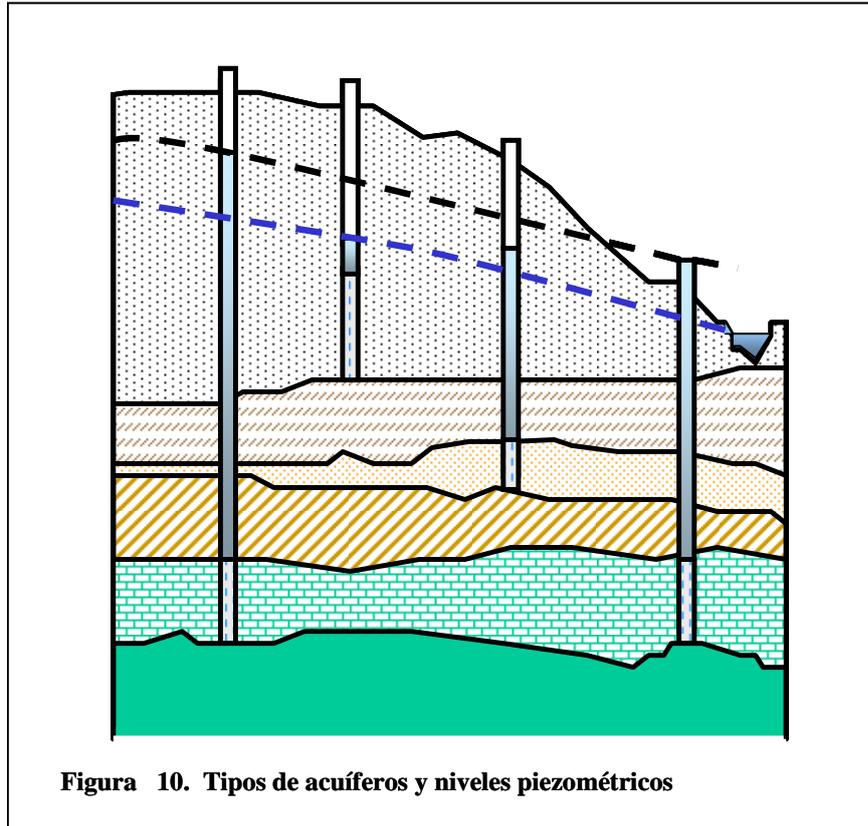


Figura 10. Tipos de acuíferos y niveles piezométricos

Las superficies piezométricas de los acuíferos cautivos son más elevadas que el techo de la formación acuífera, excepto algunas veces en las proximidades de captaciones que producen un gran descenso del nivel del agua. En acuíferos libres la superficie piezométrica coincide con la superficie freática o superficie del lugar geométrico de puntos del acuífero que se encuentran a presión atmosférica.

El nivel piezométrico se obtiene, generalmente por medidas directas sobre puntos del acuífero y se define la superficie piezométrica mediante el trazado de líneas de igual nivel piezométrico. Estas curvas son las denominadas isopiezas. Estas curvas, son perpendiculares a los bordes impermeables del acuífero y paralelas a las líneas de recarga o descarga. Las líneas de corriente en cada punto son perpendiculares a las isopiezas. En los mapas de superficies piezométricas se suele representar la dirección del flujo con flechas, que se orientan de mayor a menor piezometría.

El estudio de las superficies piezométricas permite obtener datos básicos sobre el movimiento del agua subterránea. La situación de la superficie piezométrica de un acuífero varía con el tiempo en función del almacenamiento, y es importante tener

en cuenta que representa la situación existente en un determinado momento. Siempre que se hable de la superficie piezométrica de un acuífero es necesario indicar a que fecha se refiere.

Cuando en un acuífero libre la superficie piezométrica corta a la superficie del terreno se produce un manantial o la descarga de agua a un río. Cuando el flujo se dirige a una línea, ya sea un río, canal, fractura etc., se interpreta como un drenaje a lo largo de dicha línea, sin embargo si las líneas de flujo se alejan de dicha línea significa lo contrario. En el primer caso se dice que el río es efluente, que drena al acuífero, y en el segundo caso se dice que el río es influente, que recarga al acuífero. Las curvas cerradas indican áreas de recarga o de descarga localizadas, pero no siempre estas zonas están representadas por líneas curvas cerradas.

2. PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS EN SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA. PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS. POROSIDAD TOTAL. POROSIDAD CINEMÁTICA. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO POR LIBERACIÓN ELÁSTICA. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO POR DESATURACIÓN. PERMEABILIDAD EFECTIVA. PERMEABILIDAD INTRINSECA. TRANSMISIVIDAD

La capacidad de almacenar y transmitir el agua, por parte de un acuífero, debe tener necesariamente un mecanismo de cuantificación a partir del cual sea posible evaluar las formaciones desde el punto de vista hidrológico. Por ello, se asocian a las formaciones cuatro parámetros básicos en cuanto a su comportamiento respecto al agua que puedan contener y transmitir.

Porosidad y coeficiente de almacenamiento, permeabilidad y transmisividad, son los cuatro parámetros, dependientes dos a dos, que se deben conceptualizar con vistas a la definición de las características de los acuíferos.

2.1. POROSIDAD

Es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de una roca. Es obviamente un parámetro adimensional y depende únicamente de la constitución íntima de la roca, es decir, de su textura característica, sin que intervenga la forma geométrica ni la potencia de la formación o su mecanismo de funcionamiento hidráulico en la naturaleza.

Según el tipo de formación, los poros pueden ser debidos, bien a espacios intergranulares en las rocas detríticas, o bien a grietas y fisuras en el caso de rocas fisuradas o cársticas, pero en cualquier caso, el concepto de porosidad puede asociarse a unas y otras.

La porosidad de una formación puede estar ligada únicamente a la textura de la misma o depender además de las características del fluido que se mueve en su interior.

La primera de ellas es la porosidad total m y se relaciona según:

$$m = \frac{\text{Vol. de los poros}}{\text{Vol. total de la roca}} \quad (\text{Porosidad total})$$

Está referida al volumen total de poros, independientemente de que el fluido tenga o no la capacidad de circular entre ellos.

El segundo concepto es la porosidad eficaz m_e , también denominada porosidad cinemática, quedando relacionada según:

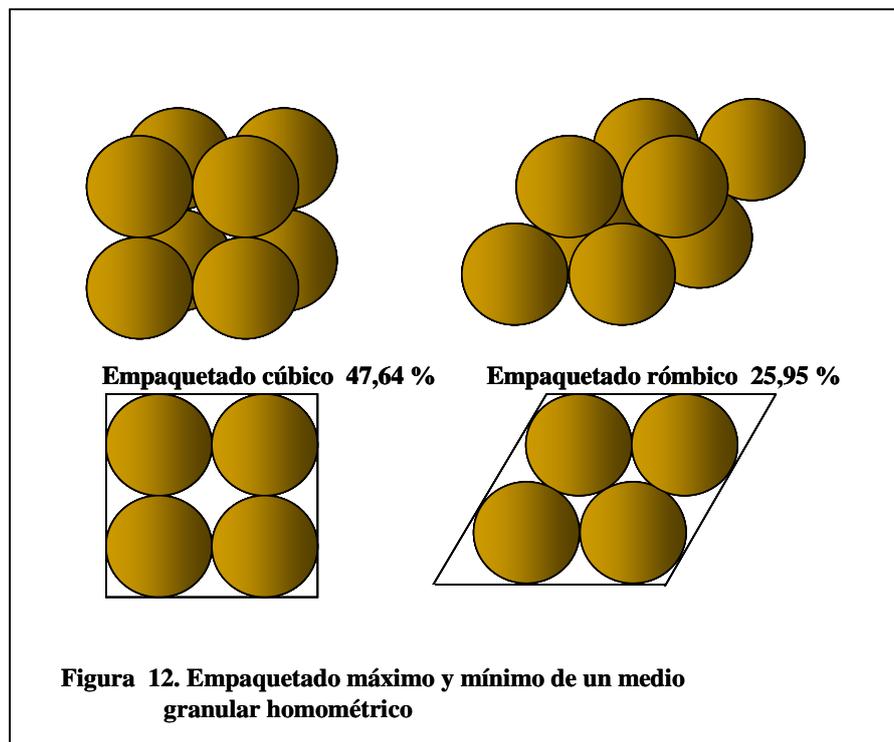
$$M_e = \text{Vol. de poros conectados} / \text{Vol. total de roca}$$

(Porosidad cinemática o eficaz)

Se refiere al volumen de poros conectados por los que el transporte de fluido es posible, y queda ligado, obviamente, no solo a la textura de la formación, sino también a las características del fluido.

La porosidad total de una roca detrítica depende de la forma, distribución granulométrica y modo de empaquetado de sus granos.

Sobre este punto conviene hacer algunas observaciones. En estado natural, las rocas detríticas pueden tener sus granos con mayor o menor grado de compactación. Esto es debido a factores como génesis formacional, ambiente sedimentario, carga litoestratigráfica, etc. El tipo de empaquetado puede variar desde el cúbico, que es el que deja mayores espacios intergranulares, al rómbico, que es el de mayor compactación.



Si se considera el medio constituido por esferas del mismo tamaño, tal y como se representa en la Figura 12, el empaquetado cúbico dejaría espacios intergranulares que propiciarían una porosidad total del 47,64% y el empaquetado

rómbico del 25,95%. El tamaño de los granos esféricos, no influiría en la porosidad dado que porcentualmente el volumen de huecos frente al volumen total sería siempre el mismo.

Si el medio es heterométrico con granos de tamaños variados, los granos más finos ocuparían los huecos entre los más grandes disminuyendo el valor de la porosidad total. Lo mismo ocurriría si la forma de los granos es variable y picuda.

En la naturaleza, las formaciones detríticas tienden a lograr empaquetados altos, suelen tener una distribución granulométrica diversa, según los casos, y la forma de los granos no perfectamente esférica mostrándose en la mayoría de los casos granos de forma diversa con proliferación de bordes angulares variopintos.

La porosidad real de interés en los estudio de ingeniería geológica, es la que tiene la formación en su estado natural. En general, la porosidad medida en muestras descomprimidas de testigos suele dar valores mucho más elevados que la real medida "in situ" para la misma formación.

2.2. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Es representativo de la capacidad para liberar agua de un acuífero.

Se define como el volumen de agua que es capaz de liberar un prisma de base unitaria y altura la del acuífero, cuando desciende 1 m el nivel piezométrico.

Es en consecuencia, un parámetro físico referido al volumen cedido por unidad de volumen de acuífero y por ello, al igual que la porosidad, es adimensional.

La forma en que las formaciones geológicas permeables liberan agua es distinta según la situación de dichas formaciones en la naturaleza y el estado de los niveles piezométricos en las mismas.

Así, cabe distinguir, formaciones o acuíferos en funcionamiento confinado o acuíferos en funcionamiento libre.

Los acuíferos confinados, según indica la figura, se encuentran estructuralmente situados entre capas impermeables, estando el nivel piezométrico por encima de la cota del techo del material permeable.

En el techo del acuífero la presión es superior a la atmosférica, y ello implica que si un sondeo comunica la superficie con el acuífero, el nivel del agua suba por dicho sondeo hasta el punto de equilibrio, donde quedará situado el nivel piezométrico, suma de las alturas de posición y presión.

Un descenso en el nivel piezométrico del acuífero, sin llegar al techo del mismo, trae como consecuencia una variación del estado de presiones en el medio físico que se traduce en una liberación elástica de agua.

Al descender el nivel, dos son los cambios que se producen:

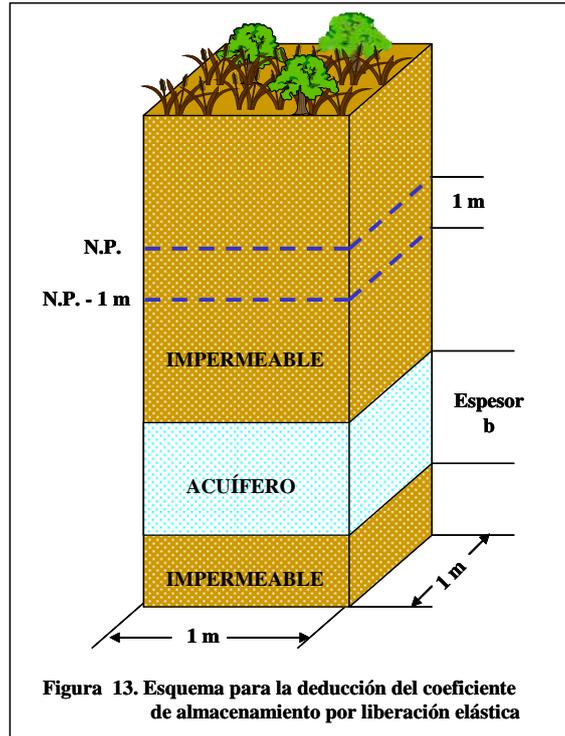
Al bajar la presión a que está sometida el agua, esta tiende a expandirse.

Al bajar la presión interna a que está sometido el acuífero por el agua, este tiende a descomprimirse.

En los acuíferos confinados, en definitiva, el agua se libera por mecanismos elásticos debidos al efecto conjunto de la expansión del agua y a la descompresión vertical de la estructura granular.

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero confinado o coeficiente de almacenamiento por liberación elástica, podría deducirse a grandes rasgos considerando los volúmenes de agua liberados en estos dos fenómenos.

Según la figura, se imagina un prisma de formación, de base unitaria. Al descender 1m el nivel piezométrico se liberaría una cantidad de agua equivalente al coeficiente de almacenamiento por liberación elástica.



Descompresión del agua:

Si la presión disminuye en Δp , el volumen inicial de agua en el acuífero V_w se incrementará en el valor ΔV_w .

Este valor ΔV_w será el agua cedida en la descompresión del agua contenida en el acuífero.

La relación entre el esfuerzo que ha producido la descompresión y la variación relativa de volumen que ha causado, vendrá dado por el módulo de elasticidad volumétrico del agua.

$$B = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V_w}{V_w}} \qquad \Delta V_w = \frac{1}{B} \Delta p \cdot V_w$$

En esta última expresión puede sustituirse:

$$\frac{1}{B} = \beta \qquad \text{Compresibilidad del agua}$$

$$\Delta p = \rho g \gamma \qquad \text{Incremento de presión al haber sido el descenso de N.P. 1 m.}$$

$V_W = m_e \cdot V_A$ Dado que el volumen de agua existente en el acuífero V_W en el prisma considerado es igual al volumen del material acuífero de dicho prisma V_A por la porosidad eficaz m_e del acuífero.

Luego puede establecerse:

$$\Delta V_W = \beta \cdot \gamma \cdot m_e \cdot V_A$$

V_A según la figura, será producto de la base unitaria por el espesor de acuífero b , luego:

$$\Delta V_W = \beta \cdot \gamma \cdot m_e \cdot b$$

Descompresión del acuífero:

Si la presión disminuye en Δp el volumen inicial del acuífero V_A , disminuirá en un valor ΔV_A .

Este valor ΔV_A en que disminuye el volumen del acuífero, es equivalente al agua que se cederá en la descompresión del mismo.

La relación entre el esfuerzo que ha producido la descompresión y la variación relativa de volumen que ha causado, vendrá dado por el módulo de elasticidad de la estructura permeable.

$$E = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V_A}{V_A}} \quad \Delta V_A = \frac{1}{E} \Delta p \cdot V_A$$

En esta última expresión, puede sustituirse:

$$\frac{1}{E} = \alpha \quad \text{Compresibilidad vertical de la estructura granular}$$

$$\Delta p = \rho \cdot g \cdot \gamma \quad \text{Incremento de presión al haber sido el descenso de N.P. 1 m.}$$

V_A como ya se ha visto, es igual a $1 \cdot b$, siendo b el espesor del acuífero. Luego:

$$\Delta V_A = \alpha \cdot \gamma \cdot \beta$$

La liberación total de agua o coeficiente de almacenamiento por liberación elástica S, será la suma de los dos volúmenes calculados, así:

$$S = \Delta V_w + \Delta V_A = \beta \cdot \gamma \cdot b \cdot m_e + \alpha \cdot \gamma \cdot b$$

$$S = \gamma \cdot b(\alpha + m_e \beta)$$

S, es conceptualmente adimensional, tal y como se ha indicado. Se tiene:

$$[\gamma] = \left[\frac{\text{Fuerza}}{\text{Volumen}} \right] = \frac{M \cdot L \cdot T^{-2}}{L^3} = \frac{M \cdot T^{-2}}{L^2}$$

$$[b] = L$$

$$[\alpha] = \left[\frac{\text{Superficie}}{\text{Fuerza}} \right] = \frac{L^2}{M \cdot L \cdot T^{-2}} = \frac{L}{M \cdot T^{-2}}$$

$$[\beta] = \left[\frac{\text{Superficie}}{\text{Fuerza}} \right] = \frac{L^2}{M \cdot L \cdot T^{-2}} = \frac{L}{M \cdot T^{-2}}$$

$$[S] = \frac{M \cdot T^{-2}}{L^2} L \left(\frac{L}{M \cdot T^{-2}} + \frac{L}{M \cdot T^{-2}} \right) = \frac{M \cdot T^{-2}}{L} \cdot \frac{L}{M \cdot T^{-2}} \rightarrow \text{Adimensional}$$

En los acuíferos libres, al descender el nivel se producen los mismos fenómenos de liberación elástica, pero al agua liberada por este concepto, hay que añadir el agua vaciada existente en los poros; es decir, el agua desaturada al vaciar una altura de 1m en un prisma de acuífero de base unitaria.

Este último valor, es coincidente con la porosidad eficaz.

Por tanto, llamando S' al coeficiente de almacenamiento de un acuífero funcionando como libre, se tiene:

$$S' = S + m_e$$

Siendo, lógicamente, adimensional.

El coeficiente de almacenamiento por liberación elástica S es muy pequeño en relación con el coeficiente de almacenamiento por desaturación o porosidad eficaz m_e , por ello se suele sumir, sin cometer errores significativos, que:

$$S' = m_e$$

En definitiva, el coeficiente de almacenamiento en los acuíferos libres es coincidente con la porosidad eficaz m_e o coeficiente de almacenamiento por desaturación.

2.3 PERMEABILIDAD

La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación en atención a la textura de la misma, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica.

Dentro de este concepto pueden subdividirse otros dos: la permeabilidad ligada tanto a las características texturales del medio físico, como del fluido que transmite, que es denominada permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica, o bien; la denominada permeabilidad intrínseca, que es sólo dependiente de las características internas del medio permeable.

La permeabilidad efectiva K es definida como el caudal que es capaz de atravesar una sección unitaria del acuífero, normal al flujo, bajo un gradiente piezométrico unitario. Depende en consecuencia, tanto de las características del medio físico (acuífero), como de las del fluido que lo atraviesa (agua).

Por razones de su definición (caudal por unidad de superficie), las dimensiones de la permeabilidad eficaz pueden establecerse según:

$$[K] = \frac{L^3 T^{-1}}{L^2} = L T^{-1}$$

Se usa el cm/s y el m/día como unidades más habituales, aunque en m/día suele utilizarse en hidrogeología con carácter prácticamente general.

La permeabilidad intrínseca y la permeabilidad efectiva se relacionan únicamente por los parámetros capaces de definir las características del fluido.

$$K = K_0 \frac{\gamma}{\mu} \quad \text{o bien} \quad K = K_0 \frac{g}{\nu}$$

Donde:

K = Permeabilidad efectiva [LT-1]

K_0 = Permeabilidad intrínseca

α = Peso específico del agua [ML-2T-2]

μ = Viscosidad dinámica del fluido [ML-1T-1]

ν = Viscosidad cinemática [L2T-1]

y en consecuencia:

$$[K_0] = \left[K \frac{\mu}{\gamma} \right] = \frac{LT^{-1} \cdot ML^{-1}T^{-1}}{ML^{-2}T^{-2}} = L^2$$

Buscar una relación capaz de definir, con carácter generalista, la permeabilidad intrínseca en función del medio, no ha sido posible a pesar de los esfuerzos de diversos investigadores. En cualquier caso, no influye solamente el tamaño que conforma el medio, sino también, su forma y superficie, no admitiendo generalización, estas dos últimas características.

Los más prestigiosos autores de esta temática han establecido las siguientes relaciones:

$$K_0 = c \cdot d_0^2 \quad \text{Hazen}$$

$$K_0 = c \cdot m^n \cdot d_e^2 \quad \text{Slichter}$$

$$K_0 = \lambda \frac{m - 0.13}{(1 - m)^{\frac{1}{3}}} d_e^2 \quad \text{Terzagui}$$

La variable de es el denominado diámetro eficaz, que para el caso más general, todos los autores citados, lo cifran en el d10 de la curva granulométrica de la muestra. Es decir, el tamaño de abertura de tamiz que permite el paso del 10% en peso de la muestra de material granular.

Los coeficientes c, m, n y λ dependen de las características geométricas y de fricción de los granos, pudiendo por ello admitirse que para cualquier caso:

$$K_0 = \text{Cte.} \cdot d_e^2$$

y por tanto:

$$K = K_0 \frac{\gamma}{\mu}$$

$$K_0 = \text{Cte.} \cdot d_{10}^2$$

para un mismo fluido a una misma temperatura.

La permeabilidad, al contrario que ocurría con la porosidad, si depende del tamaño del grano; tal y como se ha visto el valor del d₁₀ condiciona el valor de la permeabilidad.

2.4. TRANSMISIVIDAD

La transmisividad es el parámetro definido para evaluar la capacidad de transmitir agua de los acuíferos, teniendo en cuenta no sólo la textura del acuífero y las características del fluido, sino también, las características estructurales o geométricas.

Se define como producto de la conductividad hidráulica K y el espesor del acuífero b.

$$T = K \cdot b$$

En realidad, es el parámetro más característico y representativo a la hora de definir la aptitud de un acuífero para transmitir agua.

Acuíferos muy permeables pero de bajo espesor pueden, a pesar de sus excelentes características textuales, no ser aptos para una eficaz transmisión del agua debido a su bajo espesor y consecuentemente baja transmisividad.

3. FLUJO. LEY DE DARCY. ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL FLUJO EN MEDIOS POROSOS: LAPLACE, POISSON Y ECUACIÓN GENERAL DEL FLUJO TRANSITORIO

3.1 LEY DE DARCY

Fue enunciada por su autor en 1856, después de diversos trabajos y experimentaciones, en la Villa de Dijon.

Establece que el caudal Q que es capaz de atravesar un medio permeable es proporcional al área de paso del medio permeable A , normal al flujo y al gradiente de niveles piezométricos entre la entrada y la salida del flujo en el medio permeable, i .

La constante de proporcionalidad es la permeabilidad del medio, en la que quedan incluidas las características del fluido. Es decir, es la permeabilidad efectiva, conductividad de DARCY o conductividad hidráulica.

En consecuencia y con carácter global:

$$Q = -K \cdot A \cdot i$$

Q = Caudal de paso [L³T⁻¹]

K = Permeabilidad de Darcy [LT⁻¹]

A = Área de paso [L²]

i = Gradiente piezométrico

Como es sabido, el gradiente de un escalar es un vector, definido por su módulo, dirección y sentido. El módulo es la derivada direccional de la función escalar; la dirección es la normal a las curvas de nivel de la función escalar y el sentido, el del aumento en el valor de la función.

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{h_A - h_B}{L}$$

La ley de Darcy es únicamente válida para el caso en que el régimen sea laminar.

Para evaluar si el régimen es realmente laminar hay que acudir al denominado número de Reynolds, que representa la relación entre las fuerzas de inercia y viscosas en el seno de un fluido.

$$R_e = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\mu} \quad \text{Número de Reynolds}$$

Donde:

v = Velocidad del fluido

d = Tamaño medio de las partículas. Se considera el d_{50} en medios granulares y $2e$ en medios fisurados, siendo e el ancho medio de las fisuras.

ρ = Densidad del fluido

μ = Viscosidad dinámica

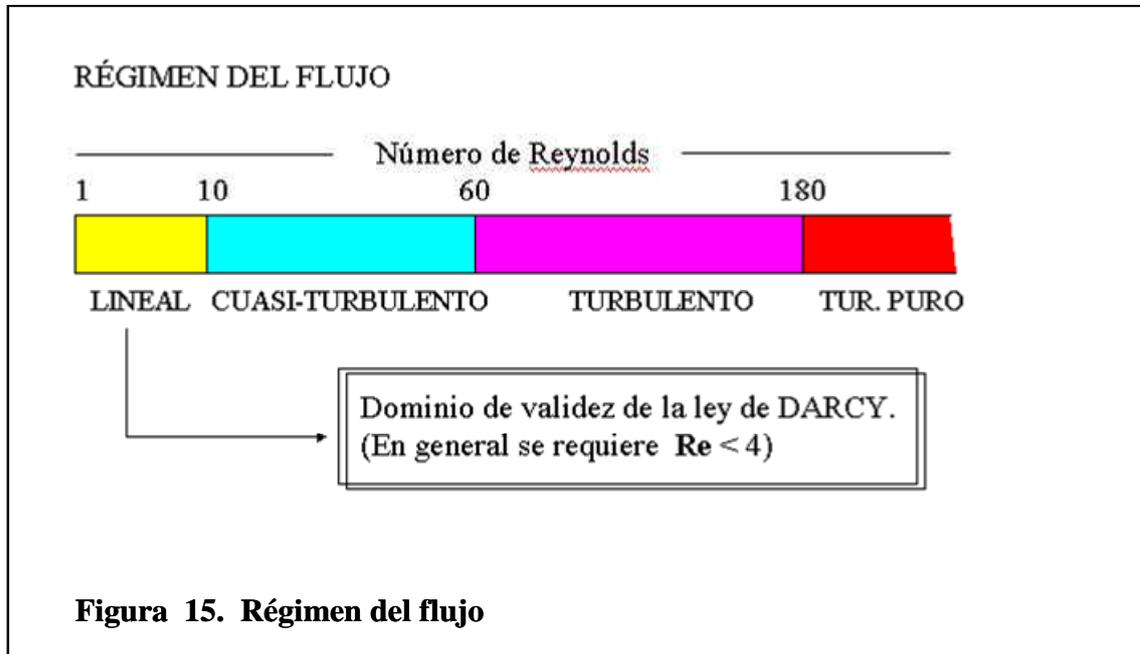
El número de Reynolds es adimensional.

$$[R_e] = \frac{(ML^{-3})(L)}{(MLT^{-2})(T)(L^{-2})} \rightarrow \text{Adimensional}$$

De todos modos, para su cálculo, habrá que utilizar unidades homogéneas; por ejemplo, v en cm/seg, d en cm, ρ en g/cm³ y μ en dina.seg/cm².

Un valor del número de Reynolds comprendido entre 1 y 10, denota un régimen laminar en el que puede considerarse aplicable la ley de Darcy, aunque es particularmente fiable con valores inferiores a 4.

El régimen se manifiesta totalmente turbulento para valores de 60 a 180 y en los valores intermedios puede asumirse como cuasi-turbulento. En cualquier caso, con esta última gama de parámetros, el flujo no cumpliría la ley de Darcy.



En la relación:

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{dh}{dx}$$

la permeabilidad K es la dependiente, tanto de las características del medio como de las del fluido, es decir, se refiere a la permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica que por esta circunstancia también suele ser denominada como permeabilidad de Darcy.

3.2. VELOCIDAD DE DARCY Y VELOCIDAD REAL

La velocidad v con la que el flujo atraviesa el medio permeable, puede ser fácilmente deducida combinando las leyes de Darcy y del gasto. Así se tendría:

$$Q = v \cdot A \quad ; \quad v = \frac{Q}{A}$$

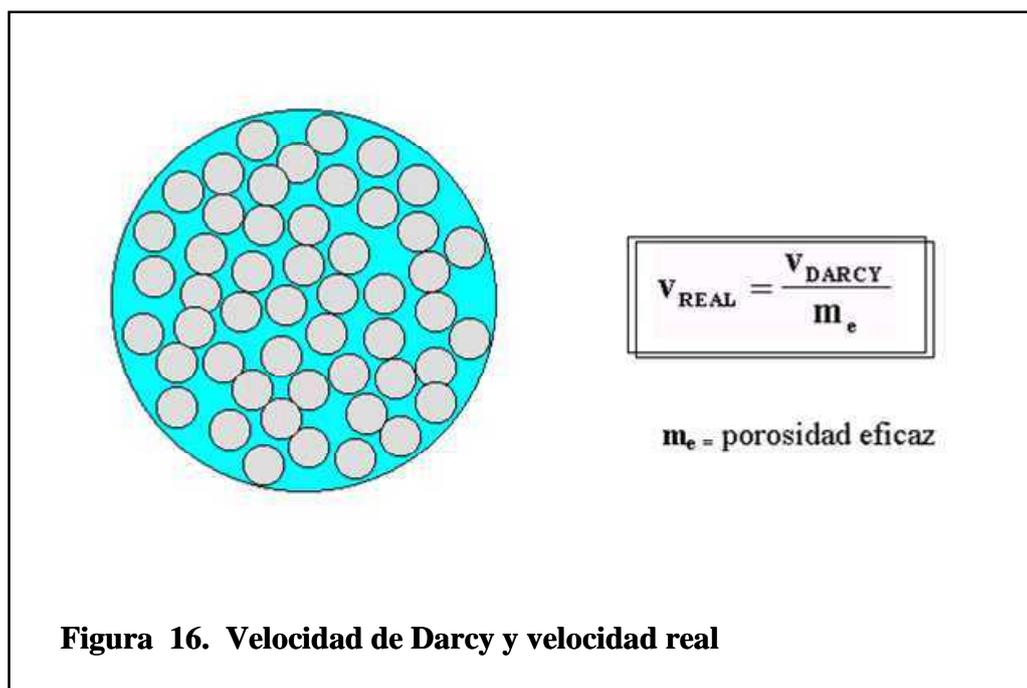
siendo v la velocidad del fluido al atravesar el medio, Q el caudal de paso y A la sección.

Dado que:

$$Q = -K \cdot A \frac{dh}{dx}$$

$$v = -K \cdot \frac{dh}{dx}$$

Esta velocidad es la denominada velocidad de Darcy o velocidad del flujo y se refiere a la velocidad del fluido si el paso del mismo se realizara a través de una sección abierta franca de valor A .



El fluido al atravesar la sección A se encuentra con que dicha sección está, en una buena parte, ocupada por los granos del acuífero y que a efectos reales dispone de una sección relacionable con A por la porosidad eficaz m_e e igual a $A \cdot m_e$.

En este caso, el caudal de paso sigue siendo el mismo, pero la velocidad real v_R del fluido entre los granos, vendrá dado por:

$$Q = v_R \cdot A \cdot m_e ; \quad v_R = \frac{Q}{A \cdot m_e}$$

$$v_R = \frac{v}{m_e}$$

Es decir, la velocidad real del fluido vendrá dada por el cociente entre la velocidad de Darcy y la porosidad eficaz.

La aplicación de la ley de Darcy, a pesar de su sencillez, tiene un campo de aplicación muy grande. No sólo es la base, junto con la ley de continuidad para la deducción de las diversas ecuaciones del flujo en medios permeables en régimen permanente y transitorio, sino que por sí sola es capaz de cubrir un importante campo de aplicaciones en hidrodinámica en medios permeables.

3.3. GENERALIZACIÓN DE LA LEY DE DARCY. MEDIO HOMOGÉNEO E ISÓTROPO

La ley de Darcy, expresada en una dimensión, viene dada por:

$$v = -k \left[\frac{dh}{dl} \right]$$

Generalizando en tres dimensiones, el vector v tendrá tres componentes

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

Que puede sintetizarse con la siguiente expresión

$$\bar{v} = -k \overline{\text{grad}} h$$

Darcy generalizado para medio homogéneo e isótropo.

Siendo:

$$\bar{v} = (v_x, v_y, v_z)$$

$$\overline{\text{grad}} h = \left(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

z = (Escalar)

3.4. GENERALIZACIÓN DE LA LEY DE DARCY. MEDIO ANISÓTROPO

En presencia de medio anisótropo la permeabilidad es un tensor de 2º orden, dado que existirá un valor de la permeabilidad para cada punto del espacio y para cada una de las direcciones del espacio en dicho punto. El tensor de permeabilidades, tendrá en consecuencia tres componentes vectoriales y nueve componentes escalares

$$\begin{bmatrix} \bar{k} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad \bar{v} = -\bar{k} \overline{\text{grad}} h \quad \text{Darcy (medio anisótropo)}$$

Y las componentes del vector velocidad vendrán dadas por:

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_y = -k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_z = -k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

Haciendo coincidir ejes con direcciones principales del medio anisótropo, las ecomponentes escalares del tensor de permeabilidad, serían:

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix}$$

Siendo por tanto:

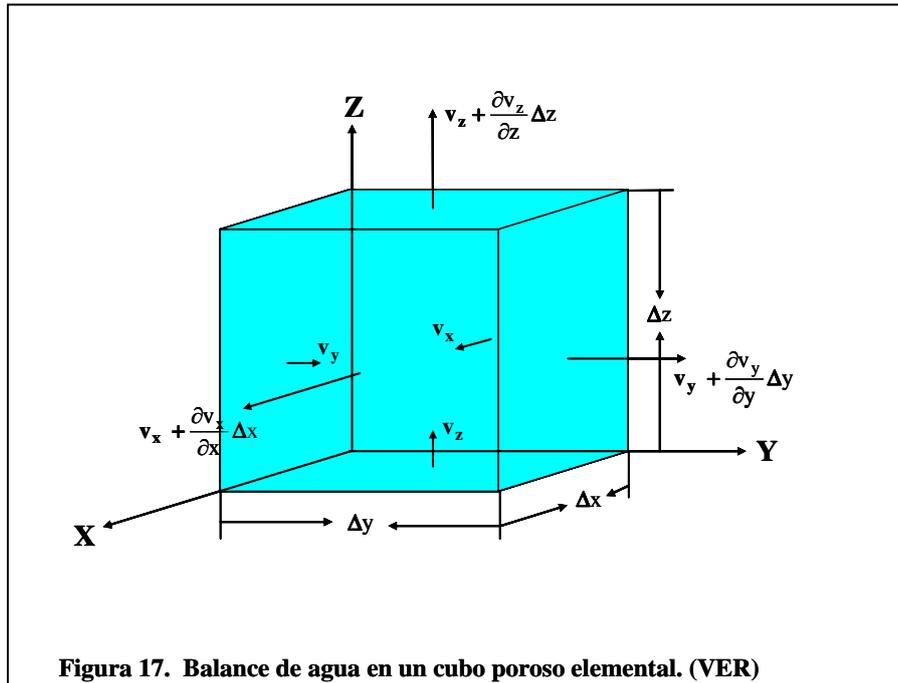
$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \quad v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \quad v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

las componentes del vector velocidad que se utilizarán en la deducción de las ecuaciones del flujo como a continuación se indica.

3.5. ECUACIÓN DE LA CONTINUIDAD PARA FLUJO ESTACIONARIO

El concepto de flujo estacionario implica, que el agua que entra en un recinto acotado, es igual a la que va a salir del mismo sin que varíe el agua almacenada en dicho recinto y por tanto no existan variaciones del nivel piezométrico. Es decir; el nivel es independiente del tiempo y el agua entrante es igual al agua saliente.

En la Figura 17, se representa un VER (volumen elemental representativo). Se refiere a un cubo de material poroso ideal. Es cubo es elemental pero representativo de las propiedades del medio.



Por cada una de las caras entran unos caudales que deben salir por otras en la misma cantidad. La suma de caudales entrantes debe ser igual a la suma de caudales salientes.

El cubo elemental tiene unas dimensiones Δx , Δy , Δz y un volumen $\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$

En cada cara entrará un caudal Q que dará lugar a un caudal unitario (caudal por unidad de área) como cociente entre el caudal Q y la superficie de la cara.

Se considera que si por una cara entra un flujo unitario v por la opuesta saldrá $v + \Delta v$.

Según el desarrollo de Taylor, la función incrementada es igual a la función sin incrementar más la derivada de la función por el incremento y una serie de términos, que son infinitésimos de orden superior, despreciables en según que circunstancias.

Es decir:

$$f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \frac{\Delta x^2}{2!} + \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \frac{\Delta x^3}{3!} + \dots$$

que se aproxima según, $f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x$

El balance de agua en el cubo elemental se lleva a cabo aplicando el desarrollo en serie de Taylor, despreciando infinitésimos de orden superior al primero y sumando las componentes del caudal unitario (flujo) en cada dirección.

Se tiene en consecuencia el siguiente balance entre caras del VER:

$$\text{Cara yz: } (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x - v_x) \Delta y \Delta z \Rightarrow \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z$$

$$\text{Cara xz: } (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y - v_y) \Delta x \Delta z \Rightarrow \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z$$

$$\text{Cara xy: } (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z - v_z) \Delta x \Delta y \Rightarrow \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y$$

Para respetar las condiciones de masa entrante igual a masa saliente, estas tres cantidades tienen que ser nulas. Por tanto:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y = 0$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0, \quad \text{div } \mathbf{v} = 0 \quad \text{Ecuación de la continuidad, flujo estacionario.}$$

3.6. ECUACIÓN DE LAPLACE

La ecuación de Laplace es la primera de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que gobiernan el flujo en medios porosos (permeables en general, cuando el medio pueda ser asumido como poroso). Se refiere al flujo en condiciones de régimen permanente y en ausencia de fuentes y sumideros.

Esta ecuación, como en todas las ecuaciones del flujo en medios porosos, se obtiene aplicando conjuntamente la ecuación de la continuidad y la ley de Darcy. De hecho, es lógico que así sea. El flujo se gobierna aceptando de una parte, que la masa entrante debe ser igual a la saliente y que ambas, dentro del medio poroso están condicionadas por los planteamientos de Darcy.

Así se tiene:

$$\text{Continuidad} \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\text{Darcy} \quad \Rightarrow \quad v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0$$

Si se considera el medio homogéneo (la permeabilidad es la misma en cualquier punto del espacio) e isótropo (la permeabilidad es la misma en cualquier dirección del espacio), se tiene: $k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ecuación de LAPLACE}$$

(Régimen permanente. Medio homogéneo e isótropo. Ausencia fuentes y sumideros)

Esta ecuación, con frecuencia parece aparatosa e incomprensible para los técnicos del medio físico, que no desarrollan sus tareas dentro del mundo de las matemáticas. Sin embargo si se sigue la génesis de su deducción, se comprende que lo único que expresa en términos simplistas es que el agua que entra en un recinto de trabajo debe ser igual al agua que sale, si no se quiere que varíe el nivel de agua en el recinto. Desde este punto de vista, no es una ley teórica sino exacta. Todas las fórmulas que utilizan en hidrodinámica salen de esta ley o de otras deducidas con idénticos criterios.

Otro problema distinto es aplicar esta ley a casos concretos del trabajo en hidrogeología aplicada a la ingeniería geológica. Para ello es preciso resolver e integrar la ecuación diferencial.

La posibilidad de resolver esta ecuación depende, como en otras ecuaciones diferenciales que gobiernan fenómenos físicos en campos gravitatorios, de las condiciones de contorno del problema concreto.

Hay dos tipos característicos de condiciones de contorno:

Condiciones Dirichlet N.P. conocido en frontera

Condiciones Neuman Flujo conocido en frontera

La resolución de la ecuación solo es posible por métodos analíticos en sistemas físicos sencillos, como es el caso de flujo hacia pozos y algunos problemas de

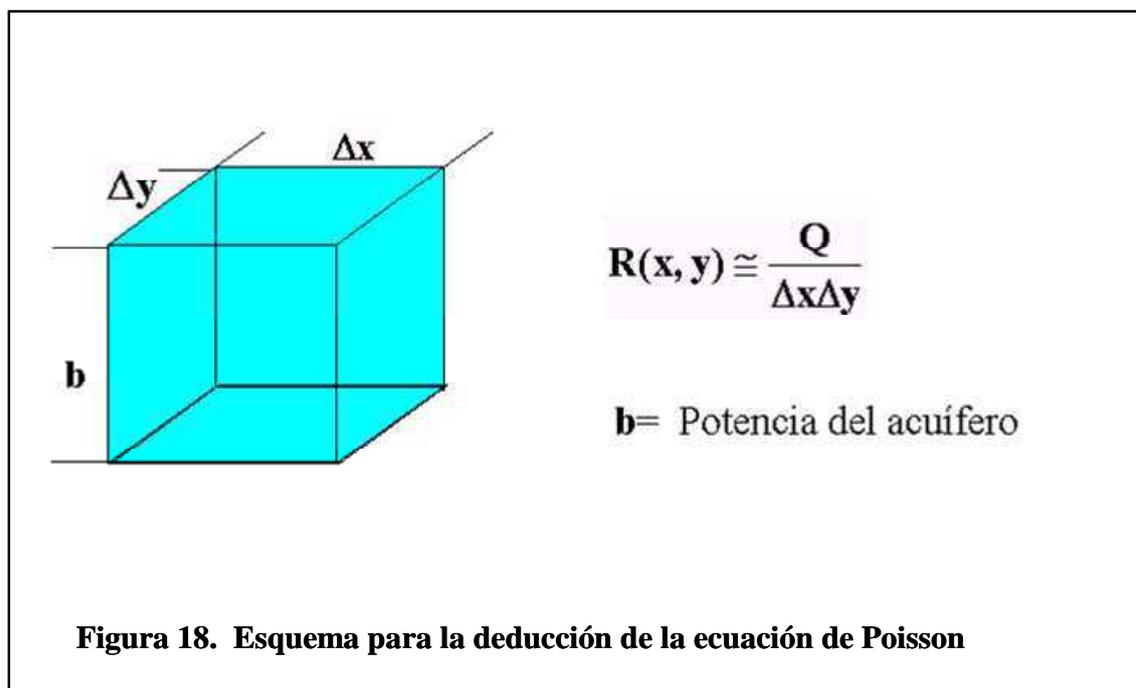
flujo entre zanjas. Para casos reales más complejos debe acudir a métodos aproximados de resolución numérica, o también, en algunos otros casos, a métodos gráficos de resolución como redes de flujo.

3.7. ECUACIÓN DE POISSON

Laplace no integra en sus planteamientos la existencia de fuentes y sumideros. Sin embargo, y aún en problemas de régimen permanente, es preciso incluir bombes y recargas (fuentes y sumideros) asociados a problemas reales.

La ecuación de Poisson de flujo en medios porosos en régimen permanente y con posibilidad de integrar bombes y recargas, puede desarrollarse con la ayuda del esquema de la Figura 18.

Se considera una recarga $R(x,y)$ por u. de área y unidad de tiempo.



Aplicando condiciones de flujo estacionario:

$$\frac{\partial_x}{\partial x} \Delta x (b \Delta y) + \frac{\partial_y}{\partial y} \Delta y (b \Delta x) = R(x, y) \Delta x \Delta y$$

Aplicando Darcy con hipótesis de homogeneidad e isotropía

$$k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$$

y siendo:

$$T = kb$$

Se obtiene la ecuación de Poisson

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = -\frac{R(x, y)}{T} \quad \text{Ecuación de POISSON}$$

(Régimen permanente. Presencia de fuentes y sumideros. k homogénea e isotrópica)

En esta ecuación se tiene:

Si $R(x,y) = 0$ es coincidente con la ecuación de Laplace

Si $R(x,y)$ positiva = recarga

Si $R(x,y)$ negativa = bombeo

Todo lo dicho para la resolución de la ecuación de Laplace es válido para la de Poisson. Sin embargo esta última es más realista y completa y se ajusta mejor a la mayoría de los problemas reales que suelen presentarse. Establece de modo simplista que la suma de entradas y salidas de agua en un recinto acotado debe ser igual al bombeo o recarga que incida sobre tal recinto, Siempre en condiciones de régimen permanente (no variación de los niveles piezométricos en el recinto) y de medio homogéneo e isótropo en cuanto a la permeabilidad del medio.

3.8. ECUACIÓN DEL FLUJO EN RÉGIMEN TRANSITORIO

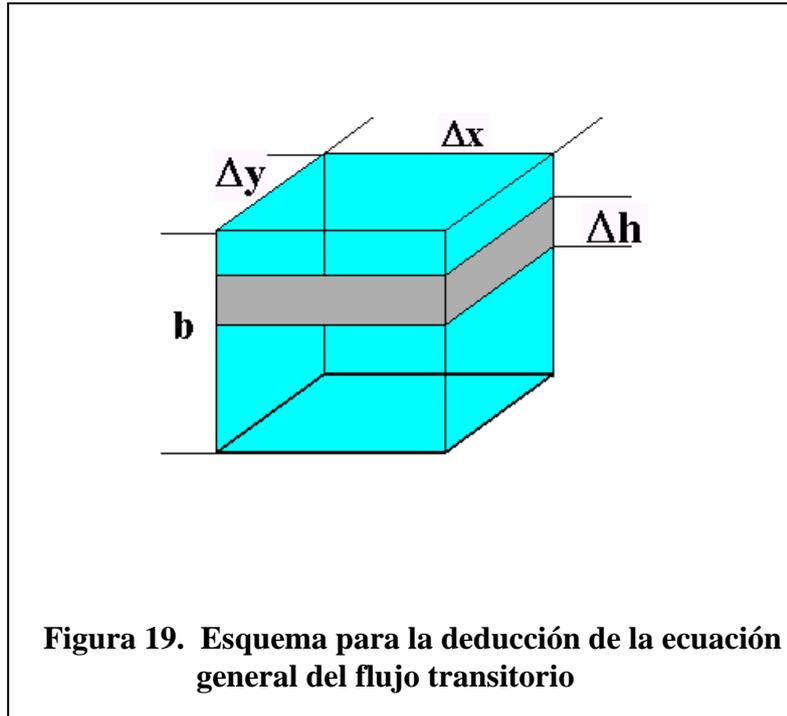
En el régimen permanente se obtienen soluciones de equilibrio para un fenómeno concreto. No se trata como se alcanza ese equilibrio ni cuando se alcanza, únicamente se calcula la solución de equilibrio.

Si un sistema está en equilibrio, para sacarlo de esta situación se requieren ciertas acciones sobre el sistema, tales como bombeos o recargas. El sistema evoluciona hasta alcanzar de nuevo la situación de equilibrio correspondiente. Mientras esta nueva situación es alcanzada, se suceden un conjunto de situaciones a lo largo del tiempo, que es lo que se denomina régimen transitorio. Los niveles van variando y en consecuencia se va almacenando o desalmacenando agua en el recinto.

En este caso, la ecuación de la continuidad, en régimen transitorio, se aplica al recinto según:

Volumen saliente = Volumen entrante - Volumen desalmacenado, en un intervalo de tiempo Δt

En el intervalo de tiempo Δt , el nivel varía Δh como indica la Figura 19. El volumen de roca vaciado vendrá dado por $\Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y$ y el volumen de agua contenido en este volumen de roca por $S \cdot \Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y$.



El volumen desalmacenado en el tiempo Δt , será $S \cdot \Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y / \Delta t$

Introduciendo este término en la ecuación de la continuidad en presencia de fuentes y sumideros, es decir; incluyendo el término del volumen desalmacenado en la unidad de tiempo en el término de recargas se tiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x (b \Delta y) + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y (b \Delta x) = R(x, y, t) \Delta x \Delta y - S \frac{\partial h}{\partial t} (\Delta x \Delta y)$$

Como en anteriores ecuaciones se aplica Darcy generalizado

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \quad v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \quad v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

Y asumiendo una vez mas condiciones de homogeneidad e isotropía ($k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$), discretización cuadrada ($\Delta x = \Delta y$) y $T = kb$, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{R(x, y, t)}{T} \quad \text{Ecuación general del flujo en régimen transitorio}$$

(Régimen transitorio. Presencia de fuentes y sumideros. k homogénea e isotrópica)

Los términos de esta ecuación tienen el siguiente significado:

$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$ Suma de caudales entrantes por las caras laterales

$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$ Volúmenes desalmacenados en la unidad de tiempo

$\frac{R(x, y, t)}{T}$ Bombeos o recargas en la unidad de tiempo

En definitiva esta ecuación indica que el balance de caudales entrantes y salientes en un recinto por razones de gradientes piezométricos más las recargas externas al sistema como bombeos y recargas debe ser igual a los caudales de llenado o vaciado del recinto.

Como se puede ver:

Si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$ se obtiene la ecuación de Poisson de régimen permanente con fuentes y sumideros y

Si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$ y $\frac{R(x, y, t)}{T} = 0$ se obtiene la ecuación de Laplace

La ecuación general del flujo y su resolución para cada caso concreto con sus adecuadas condiciones de contorno es de uso general en los problemas de hidrogeología e ingeniería geológica.

4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS. ENSAYOS DE BOMBEO, ENSAYOS DE INYECCIÓN Y ENSAYOS CON TRAZADORES

La evaluación de parámetros hidrogeológicos; permeabilidad, transmisividad, porosidad, coeficiente de almacenamiento, etc., es una de las tareas básicas en cualquier estudio hidrogeológico. Estos parámetros son la base del cálculo de drenajes, filtraciones, caudales de bombeo, tiempo de tránsito de sustancias transportadas por el agua subterránea, etc. En los estudios, debe buscarse el rigor y la fiabilidad máxima posible en la determinación de estos parámetros, que son los que en definitiva definen las características de los acuíferos y su capacidad para almacenar y transmitir el agua subterránea.

Básicamente existen tres tipos de métodos; ensayos de bombeo, ensayos de inyección y trazadores que se comentan a continuación. También se pueden utilizar métodos de laboratorio sobre muestras extraídas del acuífero, aunque suelen considerarse más fiables los tres primeros y sobre todo, gozan de una mayor y significativa validez espacial.

4.1. ENSAYOS DE BOMBEO

Los ensayos de bombeo son, sin lugar a dudas el método más completo y fiable para el cálculo de los parámetros hidrogeológicos de un acuífero. Consisten en bombear un pozo, en principio a caudal constante, y analizar el descenso de los niveles piezométricos tanto en el pozo de bombeo como en los pozos o piezómetros circundantes. Existen dos tipos básicos de métodos de ensayo; ensayos de bombeo en régimen permanente y ensayos de bombeo en régimen transitorio o variable. En los primeros los niveles piezométricos no varían, y se interpretan los descensos producidos en el entorno del pozo como consecuencia de un bombeo constante en el mismo, mientras que en régimen variable lo que se

analiza es la evolución de los niveles en pozo de bombeo y pozos de observación a lo largo de la prueba.

Ensayos de bombeo en régimen permanente. Planteamiento de la deducción de las ecuaciones

La ecuación general del flujo bidimensional bajo condiciones de acuífero confinado y régimen permanente, viene dada por:

$$\frac{\partial h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

h = nivel piezométrico.

Ello implica que el acuífero pueda ser considerado homogéneo, isótropo e infinito, junto a la no existencia de recarga verticales.

Para el caso de flujo radial hacia un punto donde se sitúa el pozo de bombeo, puede transformarse la ecuación a coordenadas polares, tomando como eje de coordenadas el eje del pozo, que será un punto al proyectarlo sobre el plano XY.

La transformación se realiza según:

$$x = r \cos \alpha$$

$$y = r \sin \alpha$$

En la sustitución y operación se anulan los términos en α dando lugar a la ecuación:

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

Esta ecuación al sólo depender de r , puede escribirse de la forma:

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{d}{dr} \left(r \frac{dh}{dr} \right) = 0$$

Por lo tanto:

$$\left(r \frac{dh}{dr} \right) = Cte.$$

Para calcular esta constante, solo hay que imaginar que el caudal que sale por el pozo debe ser igual al que atraviesa una superficie cilíndrica de altura constante b y radio genérico r .

En este caso, según DARCY:

$$Q = 2\pi r b k \cdot \frac{dh}{dr}$$

luego:

$$Cte = r \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2\pi b k} = \frac{Q}{2\pi T}$$

y por tanto:

$$r \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2\pi T} \quad dh = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \frac{dr}{r}$$

Si se efectúa la integración entre el radio genérico r y el radio de influencia R , distancia a la cual el descenso es nulo, se tiene que el nivel variará entre el valor h a distancia genérica y el valor h_0 representativo de niveles en reposo a escala regional.

$$\int_h^{h_0} dh = \frac{Q}{2\pi T} \int_r^R \frac{dr}{r}$$

cuya solución es la de THIEM, 1906

$$h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} L \frac{R}{r}$$

donde:

h_0 = nivel piezométrico inicial

h = nivel piezométrico a la distancia r

d = descenso a la distancia r

Q = caudal de bombeo

T = transmisividad

R = radio de influencia

R = distancia al eje del pozo

Si el acuífero tuviera funcionamiento como libre, habría una variación fundamental respecto al caso anterior; el espesor constante b de la superficie cilíndrica será variable e igual al nivel h , ya que al ser libre el acuífero, el nivel saturado se corresponde con el nivel piezométrico referido al fondo de la formación permeable. Por tanto:

$$Q = 2\pi rhk \frac{dh}{dr}$$

luego

$$hdh = \frac{Q}{2\pi k} \frac{dh}{r}$$

Análogamente al caso anterior, pero siendo h_0 , conceptualmente, el espesor saturado inicial, se tiene:

$$\int_h^{h_0} hdh = \frac{Q}{2\pi k} \int_r^R \frac{dr}{r}$$

y finalmente

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} L \frac{R}{r}$$

que es la solución de DUPUIT, 1863.

Todas estas fórmulas, parten de la aceptación de que la transmisividad es constante en cualquier punto del espacio, es decir, asumen un medio homogéneo e isótropo.

A la relación de THIEGM también puede llegarse por métodos más simples, sin acudir a la ecuación general. Se va a realizar este último desarrollo matemático comentado por ser bastante representativo e intuitivo. En efecto; según la Figura 20:

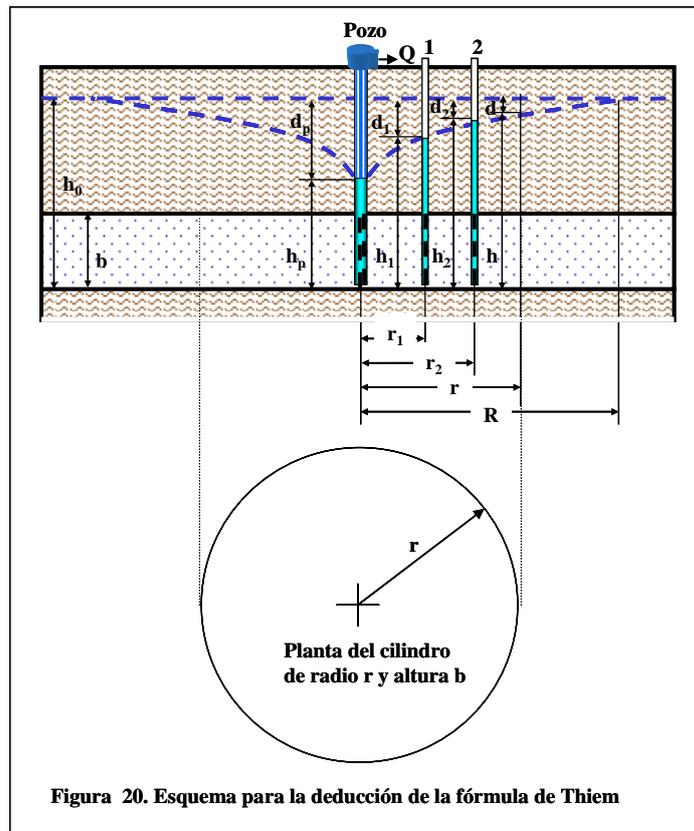


Figura 20. Esquema para la deducción de la fórmula de Thiem

Si se considera un acuífero cautivo en el que un pozo perforado en el mismo, bombea un caudal constante Q , y existen dos pozos de observación ($n^{\circ}1$ y $n^{\circ}2$) estando el nivel estabilizado en todo el cono de bombeo, se puede establecer: que el caudal que sale por el pozo es igual al que atraviesa una superficie cilíndrica ideal de radio genérico r y altura, el espesor del acuífero H_0 .

Las depresiones en el pozo de bombeo, piezómetros $n^{\circ}1$ y $n^{\circ}2$, serán d_p , d_1 y d_2 y los niveles h_p , h_1 y h_2 respectivamente. Los piezómetros se encuentran a las

distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo. A la distancia genérica r , la depresión d y el nivel h .

Según la ley de DARCY puede establecerse que el caudal que atraviesa la superficie cilíndrica porosa será igual al producto de la permeabilidad K del acuífero, por el área de paso y por el gradiente hidráulico que existe entre uno y otro lado de la superficie cilíndrica considerada.

Es decir:

$$Q = K \cdot A \cdot i \quad A = \text{Área de paso} = 2\pi r h_0, \quad i = \text{Gradiente} = dh/dr$$

$$Q = K 2\pi r h_0 \frac{dh}{dr} \quad Kh_0 = T$$

$$Q = 2\pi T r \frac{dh}{dr} \quad dh = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \frac{dr}{r}$$

Para integrar esta última expresión, se tienen que definir los límites de integración, Cuando h varía entre un nivel genérico h y el nivel el nivel inicial del acuífero h_0 , r variará entre un radio genérico r en el que el nivel vale h y una distancia R (radio de influencia) a la cual el descenso es nulo y por tanto h vale h_0

$$\int_h^{h_0} dh = \frac{Q}{2\pi T} \int_r^R \frac{dr}{r} \quad \text{y} \quad h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}, \quad \text{o bien} \quad d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{Thiem})$$

La deducción de la fórmula de Dupuit por este procedimiento sería análogo siguiendo la Figura 21:

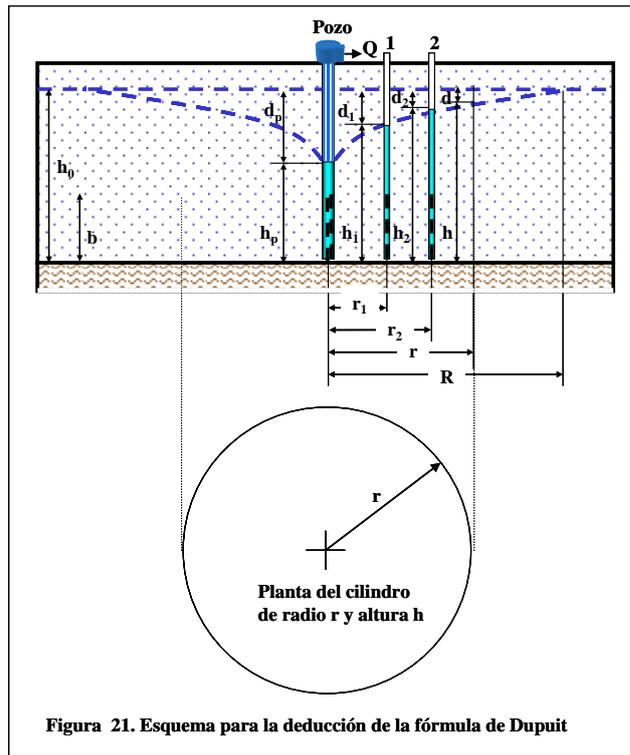


Figura 21. Esquema para la deducción de la fórmula de Dupuit

$$Q = K \cdot A \cdot i \quad A = \text{Área de paso} = 2\pi rh, \quad i = \text{Gradiente} = dh/dr$$

$$Q = K 2\pi rh \frac{dh}{dr} \quad h dh = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{dr}{r} \text{ que integrando con los límites ya}$$

conocidos da la fórmula de Dupuit

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} L \frac{R}{r} \text{ Dupuit}$$

Método de Thiem. Acuífero confinado en régimen permanente

Si físicamente en el ensayo, se puede considerar que se reúnen las siguientes condiciones:

Régimen permanente

No existen recargas exteriores

Acuífero homogéneo e isótropo en cuanto a su K

El acuífero es infinito

El pozo de bombeo es de diámetro cero

El pozo atraviesa completamente la formación permeable

El agua que se bombea produce un inmediato descenso del nivel, y no vuelve a introducirse en el acuífero

El flujo de agua hacia el pozo es radial y no tiene componentes verticales

El caudal de bombeo Q es constante

se llega, como se ha visto, a la ecuación de THIEM para régimen permanente y acuíferos cautivos. Figura 20.

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$
, que particularizada para las distancias r_1 y r_2 y restando se transforma en

$$d_1 - d_2 = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r_1}$$
, en logaritmos decimales y efectuada la división con 2π queda:

$$d_1 - d_2 = 0.366 \frac{Q}{T} \log \frac{r_2}{r_1}$$

Por analogía, si se considera que no existen pérdidas de carga en el pozo y que el radio de influencia (distancia al punto en que la depresión causada por el bombeo valdría ya prácticamente cero) vale R.

$$dp = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p} \quad \text{ò} \quad dp = 0.366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r_p}$$

que es la relación de THIEM expuesta anteriormente. Indica sencillamente que las diferencias ente las depresiones ($d_1 - d_2$) en dos pozos de observación, situados a distancias r_1 y r_2 del pozo que bombea a caudal constante Q, es el producto de $Q/2\pi T$ por el logaritmo neperiano del cociente inverso de las distancias r_2/r_1 .

Este tipo de ensayo no permite, lógicamente, calcular la S, dado que al no variar el nivel, no se producen vaciados en el acuífero. Sin embargo, es muy útil para calcular la T, en zonas que llevan mucho tiempo bombeando continuamente y en las que el régimen puede considerarse permanente.

El método de cálculo de la T, es el siguiente: Si se considera un punto de observación genérico a una distancia r_i del que bombea a caudal constante Q, y en el que se ha producido una depresión d_i sobre el nivel estático antes de comenzar el bombeo, puede establecerse:

$$d_i = 0.366 \frac{Q}{T} \lg \frac{R}{r_i}$$

$$d_i = 0.366 \frac{Q}{T} \lg r_i + 0.366 \frac{Q}{T} \lg R$$

Si se toma $\lg r_i$ como variable, para lo cual sólo será necesario trabajar en un gráfico semilogarítmico, esta última fórmula (en dicho tipo de gráfico) representará una recta de la forma:

$$y = mx + n$$

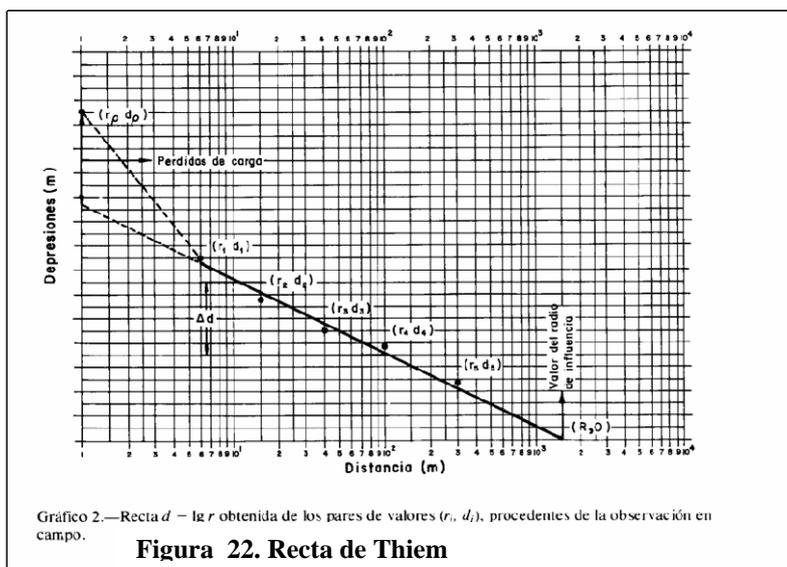
$$y = d_i$$

$$m = -0.366 \frac{Q}{T}$$

$$x = \lg r_i$$

$$n = cte = 0.366 \frac{Q}{T} \lg R$$

Es decir, tendrá la forma que se dibuja en la Figura 22



Esta recta tiene por pendiente, el valor $m = -0.366 Q/T$.

Corta al eje de las X en el valor, $R =$ radio de influencia.

La recta corta al eje de las Y en el valor del descenso en el pozo de bombeo cuando no existan pérdidas de carga.

Cuando existan pérdidas de carga, éstas vienen representadas, por la desviación de la recta ideal.

El método práctico para calcular la pendiente consiste en medir la diferencia de ordenadas para cada ciclo logarítmico en abscisas. La pendiente será, esta diferencia.

En efecto:

$$m = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{\Delta d}{\Delta \lg r_i}$$

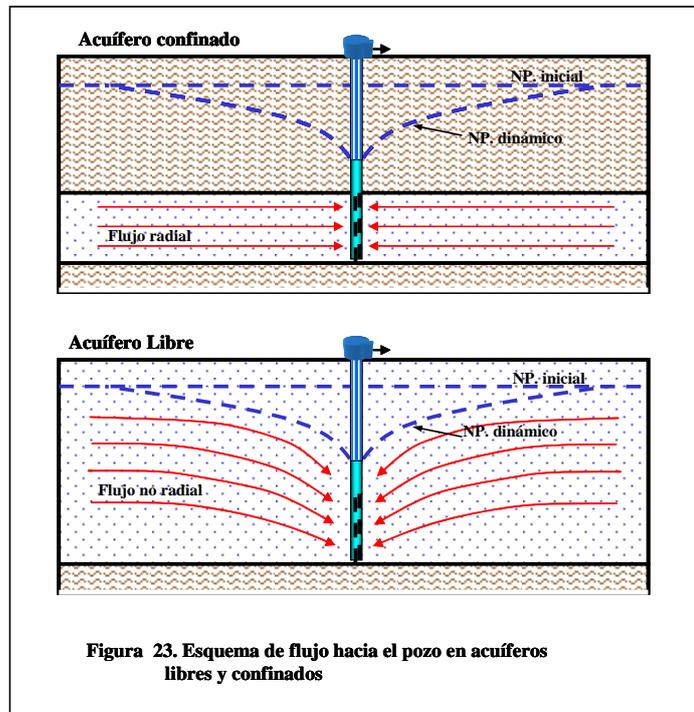
Por tanto, si se toma un ciclo logarítmico:

$$\Delta \lg r_i = \lg 10^n - \lg 10^{n-1} = \frac{\lg 10^n}{\lg 10^{n-1}} = \lg 10 = 1$$

y $m = \Delta d$

Método de Dupuit. Acuífero libre en régimen permanente

En el caso de que el acuífero sea libre, el flujo deja de ser radial. Figura 23.



En estos casos, al valor del descenso que se ha medido en el campo, se le hace una corrección llamada corrección de Dupuit para acuíferos libres.

Para el cálculo de esta corrección, se parte de la formula de Dupuit

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} L \frac{R}{r} \quad \text{y} \quad h_0^2 - h^2 = (h_0 - h)(h_0 + h) = d(2h_0 - d) = 2h_0(d - \frac{d^2}{2h_0}),$$

luego

$$d - \frac{d^2}{2h_0} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r} \quad \text{dado que } k \cdot h_0 = T$$

Esta fórmula es igual a la de Thiem salvo que tiene que dibujarse con una corrección en la escala, es decir; con una corrección en el descenso observado

Descenso observado..... d

Descenso corregido..... $d - (d^2/2H_0)$

siendo h_0 el espesor saturado inicial.

Una vez efectuada la corrección de los valores de descenso en pozo y piezómetros, se procede de modo análogo al descrito para el método de Thiem para acuífero cautivo, pero haciendo uso de los descensos corregidos. Sin embargo, no merece la pena hacer esta corrección cuando el descenso es menor de 10% a 15% del espesor saturado H_0 .

Método de De Glee. Acuífero semiconfinado en régimen permanente.

Queda por comentar el caso de que exista una recarga vertical uniforme, a través de un terreno semipermeable, es decir, el caso de acuífero semiconfinado. Las condiciones se expresan en la Figura 24.

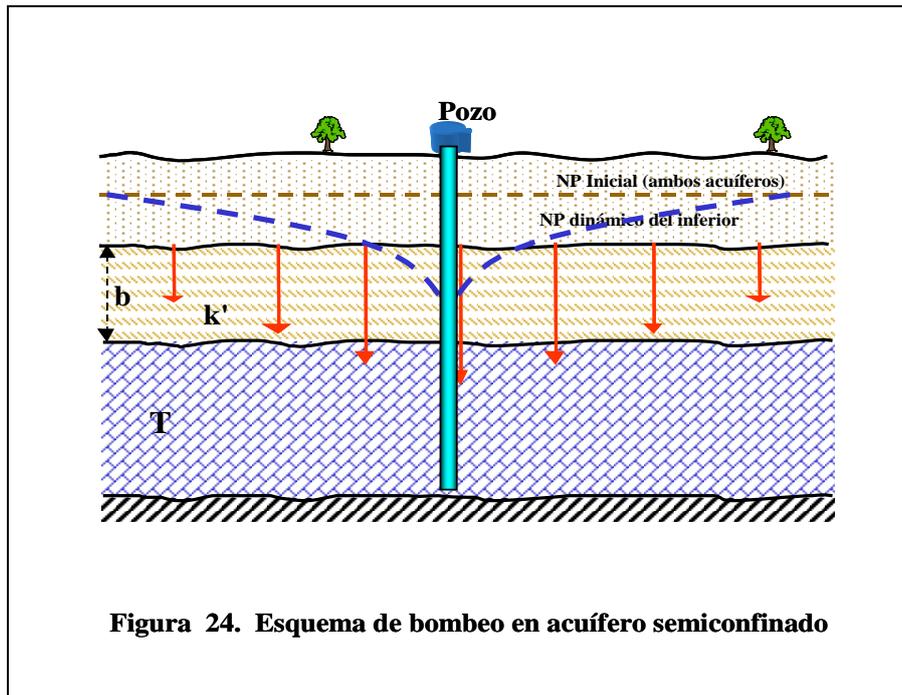
La resolución de las ecuaciones, da la fórmula de De Glee:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right)$$

r = distancia al punto de observación

B = factor de goteo (se estudia a continuación)

$K_0(r/B)$ es una función que no tiene solución analítica, por lo cual está tabulada. Se representa en la Figura 25, de la que pueden obtenerse los valores de K_0 en función de r y B .



Para llegar a dicha fórmula se ha considerado:

Que existe un acuífero superior bien alimentado.

Que el nivel de partida es el mismo en el acuífero superior que en el inferior.

Que el acuífero superior no ceda agua a través del pozo.

Que al deprimir al nivel del inferior, se cree un gradiente, hacia el mismo, que obliga al acuífero superior a recargarlo a través de la formación semipermeable.

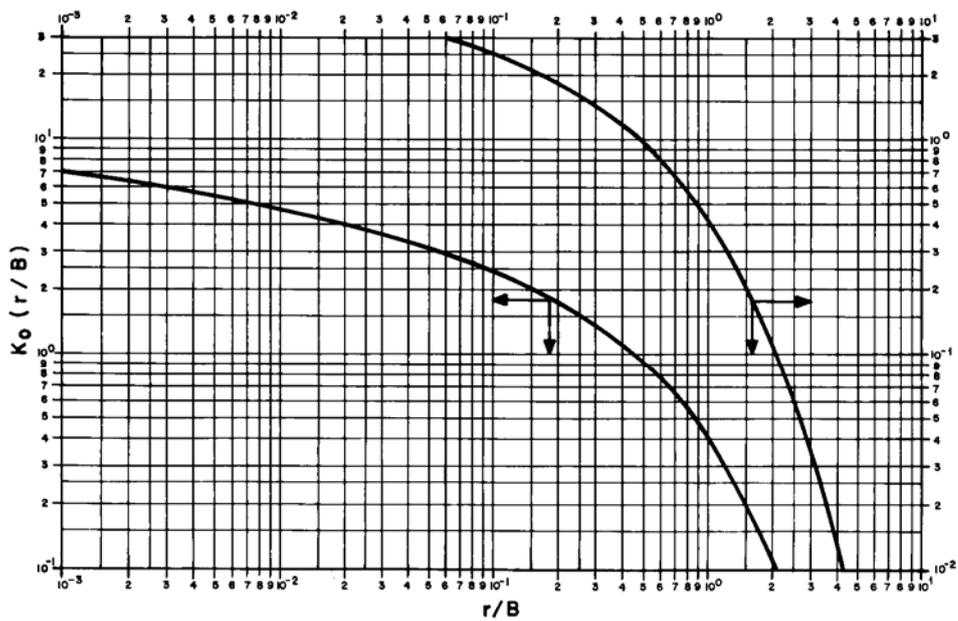


Figura 25. Ábaco de la función de pozo en acuífero semiconfinado y régimen permanente

El factor de goteo, viene dado por:

$$B = \text{factor de goteo} = \sqrt{\frac{T \cdot b'}{K'}}$$

siendo:

b'/K' = resistividad hidráulica

K' = permeabilidad vertical del semipermeable

b' = espesor del semipermeable

T = transmisividad del acuífero inferior

Cuando la relación r/B es < 0.1 , la función $K_0(r/B)$ toma valores que pueden sustituirse por $\ln 1.12B/r$.

Así, para estos casos:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1.12B}{r}$$

y no es necesario utilizar tablas o gráficos.

Queda por último indicar que, evidentemente, los resultados del ensayo se ajustarán más a la realidad, cuanto más se ajuste la realidad física del ensayo a las condiciones matemáticas impuestas para resolver la ecuación general.

Ensayos en régimen transitorio. Planteamiento de la deducción de las ecuaciones

La ecuación general del flujo bidimensional, bajo condiciones de acuífero confinado y régimen transitorio, viene dada por:

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

Ello implica que el acuífero es homogéneo e isótropo, junto a la no existencia de recargas verticales.

Para el caso de flujo radial hacia un punto donde se sitúa el pozo de bombeo, puede transformarse la ecuación a coordenadas polares, tomando como eje de coordenadas el eje del pozo que será un punto al proyectarlo sobre el plano XY.

La transformación se realizaría según:

$$x = r \cos \alpha$$

$$y = r \sin \alpha$$

En la sustitución y operación se anulan los términos en α dando lugar a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

que es la ecuación general del flujo en medios porosos, expresada en coordenadas polares.

La resolución fue llevada a cabo por C.V. THEIS, 1935, dando lugar al inicio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio.

Para ello, se efectúa en primer lugar el cambio de variable:

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

y se aplican las siguientes condiciones:

Condiciones iniciales:

$$h(r,0) = h_0 \quad \text{para } r > 0$$

es decir, la altura piezométrica en el acuífero es uniforme antes de iniciarse el bombeo, e igual a h_0 .

Condiciones en el límite:

$$h = h_0 \quad \text{para } r \rightarrow \infty \quad \text{siendo } t > 0$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = \frac{Q}{2\pi T} \quad \text{ley de DARCY}$$

La solución para esta ecuación y condiciones son:

$$h_0 - h = d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

siendo $W(u)$ la denominada por C.V. THEIS, función de pozo para acuífero confinado y régimen transitorio.

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-U}}{U} dU$$

Estos resultados obtenidos por el autor citado, se refieren al caso general en el que la permeabilidad K permanece constante, en cualquier punto del espacio.

Una simplificación de este método es, el de Jacob, que consiste en desarrollar en serie W(u).

$$W(u) = -0.577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Cuando $u < 0.03$ se pueden despreciar todos los términos menos los dos primeros. Sin embargo, es norma ya extendida, despreciarlos a partir de $u < 0.1$. Por tanto:

$$W(u) = -0.577216 - \ln u + u \quad \text{y}$$

$$d = \frac{Q}{4\pi T} (-0.577216 - \ln u) = \frac{Q}{4\pi T} (\ln 0.562 - \ln u) = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0.562}{u} \quad \text{y}$$

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad \text{o bien} \quad d = 0.183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (\text{JACOB})$$

Metodo de Theis. Acuífero confinado en régimen variable

En este caso la resolución de la ecuación fundamental es más complicada, por aparecer el término $(S\partial h)/(T\partial t)$, dado que al variar el nivel con el tiempo, no se anula.

Para el caso del acuífero cautivo y admitiendo las mismas consideraciones limitativas que para el régimen permanente, se obtiene la fórmula de THEIS, anteriormente comentada:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

donde: d = descenso en un pozo situado a la distancia r .

$$u = (r^2 S) / (4Tt)$$

S = coeficiente de almacenamiento.

t = tiempo a partir del comienzo del bombeo, consideradas condiciones de reposo.

Esta integral no tiene solución analítica, por lo cual, la función de pozo $W(u)$, se encuentra tabulada.

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

En la tabla y Figura 26 adjuntas, pueden obtenerse los valores de $W(u)$ en función de u y de $1/u$ respectivamente.

Por tanto se tiene:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (1) \qquad T = \frac{Q W(u)}{4\pi d} \quad (3)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2) \qquad S = \frac{4Tt}{r^2 \cdot 1/u} \quad (4)$$

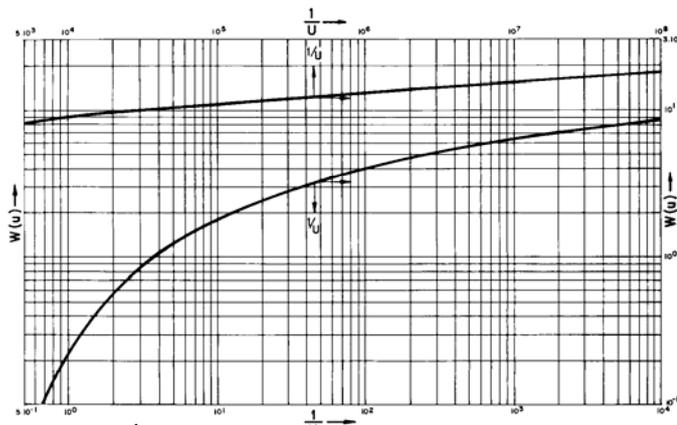


Figura 26. Ábaco de la función de pozo $W(u)$

TABLA 5
TABLA DE LA FUNCIÓN DEL POZO
(resumida)

	$k \times 10^{-14}$	$k \times 10^{-12}$	$k \times 10^{-10}$	$k \times 10^{-8}$	$k \times 10^{-6}$	$k \times 10^{-4}$	$k \times 10^{-2}$	k
1.0	31.6590	27.0538	22.4486	17.8435	13.2383	8.6332	4.0379	0.2194
1.5	31.2535	26.6483	22.0432	17.4380	12.8328	8.2278	3.6374	.1000
2.0	30.9658	26.3607	21.7555	17.1503	12.5451	7.9402	3.3547	.04890
2.5	30.7427	26.1375	21.5323	16.9272	12.3220	7.7172	3.1365	.02491
3.0	30.5604	25.9552	21.3500	16.7449	12.1397	7.5348	2.9591	.01305
3.5	30.4062	25.8010	21.1959	16.5907	11.9855	7.3807	2.8099	.006970
4.0	30.2727	25.6675	21.0623	16.4572	11.8520	7.2472	2.6813	.003779
4.5	30.1549	25.5497	20.9446	16.3394	11.7342	7.1295	2.5684	.002073
5.0	30.0495	25.4444	20.8392	16.2340	11.6289	7.0242	2.4679	.001148
5.5	29.9542	25.3491	20.7439	16.1387	11.5336	6.9289	2.3775	.0006409
6.0	29.8672	25.2620	20.6569	16.0517	11.4465	6.8420	2.2953	0.0003601
6.5	29.7872	25.1820	20.5768	15.9717	11.3665	6.7620	2.2201	.0002034
7.0	29.7131	25.1079	20.5027	15.8976	11.2924	6.6879	2.1508	.0001155
7.5	29.6441	25.0389	20.4337	15.8286	11.2234	6.6190	2.0867	.00006583
8.0	29.5795	24.9744	20.3692	15.7640	11.1589	6.5545	2.0269	.00003767
8.5	29.5189	24.9137	20.3086	15.7034	11.0982	6.4939	1.9711	.00002162
9.0	29.4618	24.8566	20.2514	15.6462	11.0411	6.4368	1.9187	.00001245
9.5	29.4077	24.8025	20.1973	15.5922	10.9870	6.3828	1.8695	0.000007185

Para la gama de valores de u que interesen, elijase la columna correspondiente $u = k \times$ potencia de 10, y en la misma fila de los valores de k (que aparecen en la primera columna) se encontrarán, en la misma columna elegida, los valores correspondientes de la función de pozo $W = W(u)$.

Tabla. Valores de la función de pozo $W(u)$

Los datos de campo se representan en gráficos del tipo:

$$d - \lg t \quad ; \quad d - \lg r^2 / t \quad ; \quad d - \lg r^2$$

El más sencillo y usado suele ser el primero, que se comenta a continuación.

Se toman logaritmos en las ecuaciones (1) y (2).

$$\lg d = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W(u)$$

$$\lg t = \lg \frac{r^2 S}{4T} + \lg \frac{1}{u}$$

Si se dispone de una curva patrón (en papel transparente), que represente $W(u)$ en función de $1/u$, puede observarse que la curva de campo d - $\lg t$ y la patrón $W(u)$ - $1/u$ sólo difieren en cantidades constantes para ordenadas y abscisas.

$$\frac{Q}{4\pi T} \quad \text{y} \quad \frac{r^2 S}{4T} \quad (\text{en representación doble logarítmica})$$

Por tanto se trata de la misma curva, representada en distintos ejes. La Figura 27 puede ayudar a la comprensión de este punto.

El método consiste en superponer el papel transparente, haciendo coincidir las dos curvas.

Se toma un punto sencillo de la curva patrón, por ejemplo, ($W(u) = 1$, $1/u = 10$) y se ven los valores de d y t que se corresponden con la curva de campo.

Con estos valores $W(u)$, $1/u$, d y t , obtenidos, se puede entrar en las fórmulas (3) y (4) para obtener T y S .

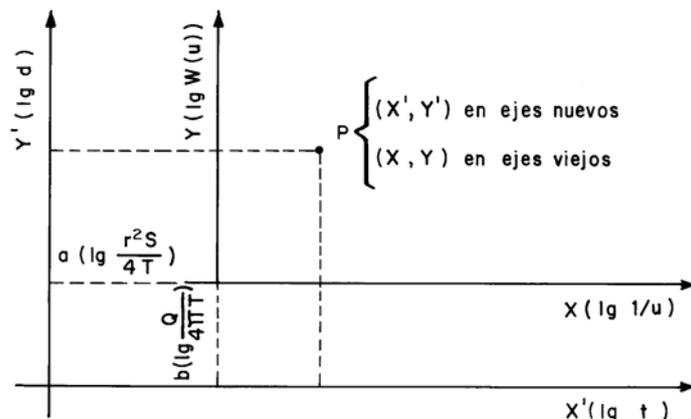


Figura 27. Sistema de cambio de ejes de coordenadas para la aplicación del método de superposición y coincidencia de Theis

El valor de S sólo puede hallarse, cuando exista piezómetro.

El valor de T se puede hallar, tanto en pozos de bombeo, como en piezómetros.

Método de Jacob. Acuífero confinado en régimen variable

La fórmula de Jacob tal y como se ha deducido, viene dada por la expresión

$$d = 0.183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2.25Tt}{r^2 S}$$

Si en esta última expresión se hace, $\frac{r^2 S}{2.25T} = t_0$, se obtiene:

$$d = 0.183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t_0} \qquad d = 0.183 \frac{Q}{T} \lg t - 0.183 \frac{Q}{T} \lg t_0$$

Representado en papel semilogarítmico, es una recta de la forma: $y = mx + n$, como se ve en la Figura 28.

donde: $y = d$

$$m = \text{pendiente} = 0.183 \frac{Q}{T}$$

Esta recta corta al eje 0X en:

$$d = 0 = 0.183 \frac{Q}{T} \lg t - 0.183 \frac{Q}{T} \lg t_0 \quad \text{de donde } t = t_0.$$

Si se recuerda lo visto para gráficos en régimen permanente, se obtiene T según:

$$T = 0.183 \frac{Q}{m}$$

siendo $m = \Delta d =$ caída por ciclo logarítmico.

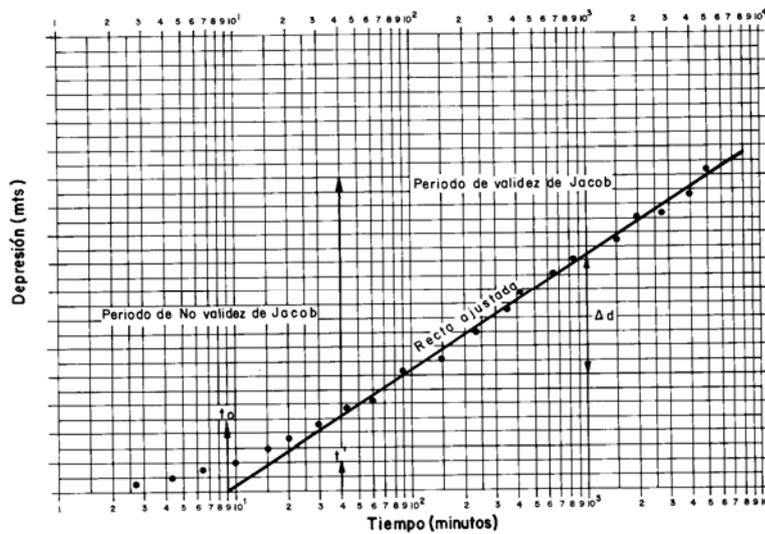


Figura 28. Recta de Jacob

Para calcular el almacenamiento se ve el punto en que la recta corta a 0X. Este valor se iguala a t_0 , que como se ha visto es:

$$t_0 = \frac{r^2 S}{2.25T} \quad \text{y} \quad S = \frac{2.25T t_0}{r^2}$$

t_0 = punto de corte con 0X.

Referente a la posibilidad de utilizar el método de Jacob debe indicarse, que los valores de u se hacen menores cuanto más pequeña es la distancia r al pozo de bombeo, y menor es el tiempo t transcurrido desde que se inició la prueba. Por ello es siempre aplicable Jacob en el pozo de bombeo, mientras que en los puntos de observación, sólo es aplicable a partir de un determinado tiempo que se calcula según:

$$u < 0.1 \quad \frac{r^2 S}{4Tt} < 0.1 \quad t > \frac{10r^2 S}{4T} \quad t > 2.5 \frac{r^2 S}{T}$$

Método de Jacob –Cooper. Corrección de espesor saturado. Acuíferos libres en régimen transitorio

Cuando se trata de acuíferos libres es válido usar Theis y Jacob, siempre y cuando la depresión sea poco importante con respecto al espesor saturado del acuífero, en caso contrario, se debe hacer la corrección de sustituir, el valor del descenso observado d , por $(d-d^2/2H_0)$.

En realidad el problema es más complicado, pero puede admitirse la corrección indicada con una aceptable aproximación.

Método de Hantusch. Acuífero semiconfinado en régimen variable

En el caso de los acuíferos semiconfinados, y cuyo esquema de recarga vertical se ha comentado ya en los ensayos en régimen permanente, la solución de la ecuación de la fórmula de HANTUSCH:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right)$$

Esta función $W(u, r/B)$ también está tabulada.

En la Figura 29, se representa la función:

$$W\left(u, \frac{r}{B}\right), \frac{1}{u}$$

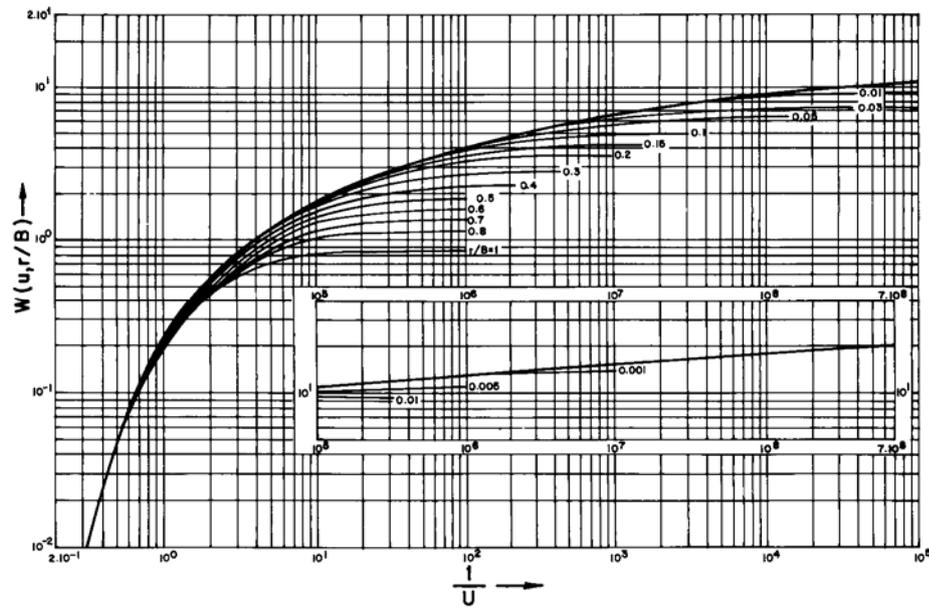


Figura 29. Ábacos de la función de pozo en acuífero semiconfinado

Es análoga a la de Theis, pero con unas derivaciones para cada valor de r/B .

Haciendo coincidir por superposición, la curva de campo $d-\lg t$ con la derivación r/B de la anterior que mejor ajustada quede, se obtienen de un modo idéntico al de Theis, valores de: $W(u, r/B)$, $1/u$, d , t , y r/B , pudiendo obtenerse T , S y K' (permeabilidad vertical de la formación semiconfinante).

4.2. ENSAYOS DE INYECCIÓN

En general, en las obras civiles en su amplio sentido, es siempre muy importante conocer las condiciones geológicas del terreno que formará parte de la obra, bien porque se intenta utilizar como soporte directo, o bien porque se quiere trabajar dentro de él. El terreno no se presenta en general aislado en los problemas de la ingeniería, sino que siempre entra en juego la interacción terreno-agua. Cuando el agua hace presencia en un terreno, normalmente se agravan los problemas, tanto en el hecho de que exista agua en el mismo como por la circunstancia, aún más desfavorable, de que pueda circular. Esta agua que se mueve va, si su desplazamiento no se ha previsto y controlado, a provocar todos los fenómenos

inquietantes que tienen nombres poco agradables para los ingenieros civiles: fugas, sifonamientos, cavernas, entumecimientos, agua a presión y subpresiones. En casi todos los casos se trata de eliminar o desviar un exceso de agua que hace difícil o impide el trabajo en condiciones normales, técnicas y económicas, o que cambia las características del terreno haciéndolo defectuoso para la ejecución de la obra civil que se ha proyectado. En otros casos el ingeniero querrá dirigir la circulación del agua, bien para llevarla en cantidad importante a puntos elegidos (pozos filtrantes, captaciones, etc.) o al contrario, para alejarla de zonas críticas (drenajes, rebajamiento del nivel hidráulico, etc.). Por estas razones el hidrogeólogo debe analizar y proponer soluciones en los problemas de geología ligados íntimamente a la ingeniería civil. En cualquier caso, el geólogo encargado de los estudios de este tipo de obras deberá tener una formación hidrogeológica profunda.

Al tratar de los métodos que se emplean en la práctica para la resolución de esos problemas, es de importancia primordial, conocer bien las leyes que rigen la circulación del agua en los terrenos, y una de las características que permite estudiar los movimientos del agua que pueden producirse es el coeficiente K de permeabilidad de Darcy. Este coeficiente se calcula, muy frecuentemente haciendo uso de las pruebas o ensayos de inyección. Independientemente de todo lo visto en el apartado de ensayos de bombeo, debe indicarse, que aún siendo estos ensayos los más fiables y que más parámetros proporcionan, la tradición de las pruebas de inyección en ingeniería geológica hace que puedan ser consideradas las técnicas, por excelencia, para la obtención de permeabilidades en las formaciones de suelo y subsuelo.

Las pruebas de inyección, métodos de Lugeón, Lefranc, Matsuo y otros, se describen en el oportuno capítulo de este libro y se recomienda su lectura para comprender plenamente el análisis que aquí se efectúa. Las pruebas de inyección tienen interés desde el momento que son pruebas “in situ”. Las medidas de permeabilidad que pueden realizarse en laboratorio sobre muestras pequeñas, raramente representan las características hidrogeológicas reales del terreno, ni aún en el caso más favorable en que la muestra no haya sufrido alteraciones que modifique sus propiedades.

Por ejemplo, es prácticamente imposible tomar muestras verdaderamente inalterables de graveras de aluviones; por otra parte, esos aluviones, generalmente, son muy heterogéneos a pequeña escala. La medida del coeficiente de permeabilidad en laboratorio, en una muestra que suponga inalterada, daría un valor puntual del coeficiente K. La obtención seriada de tales medidas puntuales daría resultados con una gran dispersión de manera que la medida no tendría significación.

En un macizo rocoso, por citar otro caso, las circulaciones de agua se producen a favor de fisuras o grietas más o menos abiertas. Es raro que el macizo rocoso tenga una permeabilidad propia apreciable y desde luego no es la permeabilidad que interesa al ingeniero, ya que de manera general es despreciable con respecto a la que puede denominarse permeabilidad "en grande" del macizo y que se debe a la fisuración. Esta permeabilidad "en grande" no se puede obtener por medidas de laboratorio efectuadas sobre muestras extraídas del macizo rocoso.

Así pues, se ve la necesidad ineludible y el interés de realizar pruebas de permeabilidad sobre el terreno, y desde este punto de vista las pruebas o ensayos de inyección suponen una clara mejora sobre los métodos basados en el tratamiento de las muestras de sondeos.

Sin embargo se debe contar sobre todo con el cuidado puesto en la ejecución de ensayos y medidas guiándose por la filosofía, ya enunciada por el profesor Terzaghi, "estos ensayos no tienen valor si no se ejecutan correctamente por el experimentador que tenga una gran práctica". De hecho la mayoría de las fórmulas para el cálculo de la permeabilidad por métodos de inyección (Lugeón, Lefranc y otros) parten de la ecuación de Thiem de régimen permanente y acuífero confinado y debería conservarse en la realidad práctica de los ensayos el conjunto de limitaciones y condiciones de contorno que se impusieron para la resolución de la ecuación del flujo en régimen permanente al deducir la fórmula de Thiem: acuífero confinado, medio saturado, régimen permanente, medio homogéneo e isótropo, etc. En realidad se usa y abusa de este conjunto de métodos, que por otra parte gozan de una gran tradición en ingeniería civil y problemas de ingeniería geológica, y no se suele tener el cuidado debido en su

aplicación. Resulta difícil o casi imposible que se alcance el régimen permanente cuando se inyecta agua en un pozo durante unos pocos minutos. En rigor estos ensayos no son claramente cuantitativos. Siguen una metodología estandarizada y por ello suelen ser un buen método de comparar la propiedad permeabilidad a distintas profundidades en un sondeo o entre sondeos contiguos perforados en la misma formación. Sin embargo en la mayoría de las ocasiones los valores de permeabilidad obtenidos son poco fiables

Se ejecutan en general en sondeos, pero también pueden realizarse en pozos, trincheras o excavaciones.

El ensayo Lugeon es el más conocido, el más clásico, el que se realiza con mayor frecuencia y también con frecuencia, el peor realizado. Se trata de un ensayo de inyección de agua bajo presión en sondeos y dentro de macizos rocosos mecánicamente resistentes y cuya permeabilidad proviene, generalmente, de una fracturación tectónica o de una fisuración por disolución. Da una idea de la permeabilidad "en grande" del macizo rocoso; es un ensayo simple que da de forma inmediata medidas cualitativas, y mediante la aplicación de determinadas fórmulas, el valor del coeficiente K, pero, se insiste, la fiabilidad en muchas ocasiones es baja. Dada su simplicidad se debe hacer sistemáticamente en todos los sondeos de reconocimiento de macizos rocosos. Normalmente se efectúa la prueba en tramos de 5 metros de longitud a medida que se perfora un sondeo aislándolos entre sí por un obturador.

En el ensayo concebido primitivamente por Lugeon, cada tramo se prueba primero a presión atmosférica y luego a presiones crecientes (normalmente 0; 2,5; 5 y 10 kg/cm²) durante un período de tiempo constante de 10 minutos. En cada escalón de presión se anotan los volúmenes de agua absorbidos por el terreno durante ese tiempo de ensayo. La presión considerada en el momento de ejecución de la prueba es la suma de la presión dada por la lectura del manómetro y la de la altura de la columna de agua, evaluada en kg/cm², entre el manómetro y el punto superior del tramo ensayado. Eventualmente deberán considerarse y disminuirse para la realización de cálculos las pérdidas de carga.

Los resultados de esta prueba pueden presentarse en gráficos en forma de corte de sondeo (log) en función de la profundidad, dándolo bien en unidades "Lugeon" o bien en absorción por prueba en $1/m \times \text{min.}$, en función de la presión ensayada. Estos logs son particularmente útiles para ver los cambios cualitativos de la permeabilidad a lo largo de toda la perforación, y seguramente la mayor utilidad de estas y otras pruebas de inyección sea poder efectuar estas comparaciones.

De otra parte, el propio Maurice Lugeon en su obra "Barrages et Géologie" a propósito de su propio ensayo indica que "Una de las grandes ventajas que presenta el método de perforación con corona, es que se puede siempre hacer experiencias sobre la permeabilidad de las rocas atravesadas. El método consiste en poner en el extremo de un tubo que se baja por el agujero del sondeo cierto número de arandelas de caucho que rocen contra las paredes rocosas, el envío de agua bajo presión aplasta los diferentes discos elásticos. Se produce una obturación hacia arriba". "Se mide entonces fácilmente la pérdida de agua de la sección de la roca experimentada".

Aún queriendo exaltar las bondades y gran tradición de estas pruebas, y sobre todo sus indudables ventajas sobre métodos de laboratorio sobre muestras de testigos de la perforación, hay que ser realista y asumir su baja fiabilidad.

Los ensayos de bombeo, son sin lugar a dudas en método más fiable de obtener parámetros de permeabilidad en las formaciones saturadas del subsuelo. Son más caros y por ello se rechazan sistemáticamente dentro de la obra civil y la ingeniería geológica. Pero la confianza que aportan, compensa con creces su pequeño sobre costo. De otra parte en las pruebas de inyección se introducen en la formación ensayada volúmenes de agua bajísimos lo que implica que tengan un carácter netamente puntual. Los ensayos de bombeo suelen y deben ser de una duración significativa (1 a 3 días es lo usual), y en este tiempo se extrae gran cantidad de agua de la formación, que acude de zonas muy separadas del pozo de bombeo, se ensaya una extensión muy importante del medio físico y en consecuencia los ensayos de bombeo tienen una alta representatividad espacial.

La recomendación que se debe hacer desde este capítulo, es que sigan realizándose las pruebas de inyección con la frecuencia y distribución espacial

que es habitual, pero teniendo siempre en cuenta dos aspectos; el rigor y cuidado en la realización de la prueba y su interpretación y realizar ensayos de bombeo de duración suficiente, que aunque en menor número permitan contrastar los resultados de las pruebas de inyección, y sobre todo, que permitan mejorar la confianza en los resultados de permeabilidad obtenidos.

4.3. ENSAYOS CON TRAZADORES

Este tipo de ensayos consiste básicamente en inyectar un trazador en un punto del acuífero y observar su llegada a otro punto del mismo acuífero, midiendo lo más escrupulosamente posible el tiempo de tránsito entre uno y otro punto. Se puede obtener de este modo la velocidad del flujo en la dirección del punto de inyección al punto de recogida, y conocidos otros datos del acuífero como los gradientes isopiezos puede estimarse la permeabilidad, e incluso porosidad eficaz, según el tipo y método utilizado en la prueba.

El uso de trazadores en una técnica particularmente especializada y al mismo tiempo bastante utilizado en trabajos de hidrogeología e ingeniería geológica. Por ejemplo, es muy común el aforo de ríos turbulentos y poco caudalosos, haciendo uso de trazadores. Así mismo se utilizan con frecuencia en el estudio de fugas y filtraciones.

De todos modos debe tenerse en cuenta que no pueden aplicarse de una forma trivial, es preciso plantear el problema dentro de una magnitud real desde el punto de vista hidrogeológico. Es decir; las distancias entre inyección y recogida tienen que ser adecuadas para la permeabilidad, porosidad eficaz y gradientes isopiezos en el acuífero, de lo contrario los tiempos de tránsito pueden ser tan elevados, o el trazador diluirse tanto que se haga inválida la prueba, y sus realizadores se sientan decepcionados con el método, sin que haya sido el método en si el culpable del fallo sino un planteamiento de la prueba inadecuado a las circunstancias del acuífero.

Es frecuente el empleo de trazadores de diversos tipos: isótopos radiactivos de bajo periodo de semidesintegración, colorantes, sales solubles no interactivas con la formación e incluso, en determinadas circunstancias, sólidos en suspensión. Cada uno de ellos tiene sus ventajas e inconvenientes, que en síntesis son las siguientes:

Los trazadores radiactivos se pueden detectar a muy bajas concentraciones y es posible efectuar las pruebas con concentraciones inferiores a los máximos, admitidos comúnmente, en las normativas para el agua de bebida. Pueden efectuarse medidas de campo con precisión, incluso dentro de sondeos, sin necesidad de extraer muestras. Se precisa muy poca cantidad de trazador facilitando las operaciones de campo y siendo capaces de trazar grandes volúmenes de agua. Desaparecen por desintegración, transcurridas varias veces el periodo de semidesintegración por lo que el acuífero puede ser considerado libre del mismo. Tienen los inconvenientes típicos de este tipo de productos; método de detección caro y complejo, necesidad de equipos y personal especializados, dificultad de obtener el radioisótopo, y desde luego, tener que solicitar las oportunas autorizaciones.

Los colorantes, entre los que es muy usada la fluoresceína o alguno de sus derivados más solubles, son de muy fácil detección por fotocolorímetros en muy bajas concentraciones. Son muy adecuados en acuíferos cársticos pero poco eficaces en materiales detríticos. Tienen el inconveniente de ser fácilmente retenidos por el terreno.

Las sales solubles, principalmente ClNa , ClNH_4 y Cl_2Ca , son los más usualmente empleados. El más cómodo de usar es el ClNa , pero tiene el peligro de poder alterar la fracción arcillosa de la formación alterando la permeabilidad siendo necesario acudir a alguno de los otros dos. El ión cloruro se comporta como un trazador prácticamente ideal pero debe emplearse en acuíferos cuyas aguas naturales lo contengan en baja proporción. En realidad sólo se puede utilizar si el contenido natural es inferior a 100 ppm. Su detección se lleva a cabo por análisis químicos y en el caso de que la concentración en sales del acuífero sea baja se

pueden utilizar salinómetros con lo que no es necesario extraer muestras de los sondeos.

Los trazadores sólidos en suspensión son, en general, sustancias que se mantienen en suspensión en el agua tales como el salvado de avena, granos de almidón, levaduras, polen coloreado, e incluso, aserrín, pero como fácilmente se comprende sólo tienen aplicación cuando el agua circula por grandes grietas o conductos cársticos. En medios porosos son muy fácilmente retenidos por filtración.

La inyección puede efectuarse de dos formas: instantánea y continua. En la primera se inyecta un volumen determinado de trazador en forma de descarga instantánea, mientras que en la segunda se inyecta el trazador ininterrumpidamente en el tiempo hasta terminar la prueba.

El cálculo de los tiempos de tránsito del trazador desde el punto de inyección hasta el de recogida no es inmediato; deben efectuarse algunas observaciones. Debido al efecto de dispersión hidrodinámica en el acuífero, el trazador se verá llegar al punto de recogida no de modo instantáneo, sino de forma gradual. Con inyección instantánea en el punto de recogida se verá incrementar la concentración de trazador hasta alcanzar un máximo y luego disminuirá hasta volver a los valores iniciales del acuífero, obteniéndose una curva concentraciones/tiempo parecida a una campana de Gauss, y pudiéndose estimar el tiempo de tránsito como el correspondiente al máximo de la curva, si esta es simétrica. Con inyección continua, la concentración del trazador se incrementa progresivamente desde los niveles de base del acuífero hasta alcanzar un nivel de estabilización, estimándose el tiempo de tránsito como el correspondiente a la concentración suma entre la concentración de base y el 50% del incremento debido al trazador.

Existen una gran variedad de formas de hacer pruebas con trazadores al objeto de poder estimar los parámetros hidrogeológicos de la formación que pueden consultarse en la bibliografía recomendada (Custodio, E. Y Llamas, M. 1976, cap. 12), y se citarán aquí dos de los más usuales.

Método del pozo de inyección de trazador y del pozo de bombeo

Se consideran dos pozos situados a una distancia d . En uno (I), se inyecta el trazador y en el otro (B) se bombea a caudal constante Q . Considerando el flujo radial a consecuencia del bombeo, cuando el trazador llegue al pozo de bombeo y recogida puede suponerse que ha llegado al mismo cualquier partícula de agua situada en la circunferencia de radio d . En este momento se habrá bombeado todo el agua contenida en un cilindro de acuífero de base πd^2 y altura la del acuífero saturado h_0 . Como el agua bombeada desde el momento en que se inyecta el trazador es $Q \cdot t_T$, siendo t_T el tiempo de tránsito, puede establecerse $\pi d^2 h_0 m_e = Q \cdot t_T$ de donde se obtiene el valor de la porosidad eficaz $m_e = Q \cdot t_T / \pi d^2 h_0$.

Existen limitaciones que deben tenerse en cuenta al realizar este ensayo: se supone el acuífero homogéneo e isótropo, el acuífero debe ser confinado, o libre con descensos menores del 10% al 15% del espesor saturado inicial, debe iniciarse el bombeo antes de la inyección hasta alcanzar un régimen estabilizado a efectos prácticos, el volumen de agua añadida con el trazador debe ser pequeño comparado con el volumen extraído en el tiempo de tránsito y por último no olvidar que cuanto mayor es la distancia entre pozo de inyección y recogida mayor es la fiabilidad del valor de la porosidad eficaz obtenida, pero más difícil es de realizar satisfactoriamente la prueba por efecto de dilución del trazador y por el gran volumen de agua que se debe bombear.

Método de inyección en un pozo único

Consiste en inyectar en un pozo una cantidad de trazador y esperar un cierto tiempo t_E para que el flujo natural del acuífero lo desplace una distancia determinada. Después de transcurrido este tiempo en espera, se inicia un bombeo de caudal constante Q en el mismo pozo en el que se ha inyectado el trazador y se calcula el tiempo t_R que tarda en reaparecer.

Después de la adición del trazador, el flujo lo habrá retirado del pozo una distancia $D=vt_E$, siendo v la velocidad real del flujo en el acuífero. Al bombear con caudal Q durante un tiempo t_R hasta recuperar el trazador se habrá tenido que extraer el agua de un cilindro de acuífero de radio D y altura la del acuífero h_0 . En consecuencia puede establecerse: $V= Qt_R = \pi D^2 h_0 m_e$ siendo $D = vt_E = ki_N t_E / m_e$ y k e i_N la permeabilidad y el gradiente natural del acuífero, que debe ser conocido.

Sustituyendo, se obtiene la expresión $Qt_R = \pi(ki_N t_E)^2 h_0 / m_e$. En esta expresión puede obtenerse k si se conoce m_e o m_e si se conoce k .

5. MÉTODOS DE RESOLUCIÓN. MÉTODOS ANALÍTICOS, REDES DE FLUJO Y MÉTODOS DE SIMULACIÓN

Existen muchos problemas en ingeniería geológica en los que es preciso el cálculo, suficientemente riguroso, del flujo en formaciones naturales y constructivas bajo determinadas condiciones de borde. Las leyes que gobiernan el flujo de aguas subterráneas en medios permeables han sido estudiado en los capítulos precedentes, donde se hizo hincapié en la dificultad que puede encerrar la resolución de las ecuaciones diferenciales características de cada fenómeno. La posibilidad de resolverlas satisfactoriamente depende de la complejidad del problema del medio físico y muy especialmente de las condiciones de contorno. Los problemas pueden presentarse en régimen permanente y transitorio y existen tres métodos clásicos para abordar su resolución: métodos analíticos, redes de flujo y métodos numéricos.

Los primeros son bastante limitados y solo pueden abarcar problemas en régimen permanente con configuraciones simples del medio físico, y muy pocos casos de régimen transitorio. Las redes de flujo pueden ser utilizadas para resolver problemas de régimen permanente, con configuraciones muy simples del medio físico y con condiciones de borde de nivel constante perfectamente delimitadas. Son sin embargo el método más usado tradicionalmente por los ingenieros geólogos y los especialistas en obras públicas.

Por último los métodos numéricos, con soluciones aproximadas, son el método más completo de los tres permitiendo abordar problemas de régimen permanente y transitorio en dos y tres dimensiones con parámetros hidrogeológicos variables en el espacio e incluso el tiempo y con condiciones de borde diversas. Son en realidad el único método disponible para el análisis de sistemas complejos. La dificultad y el grado de especialización matemática e informática que requieren, los ha hecho poco comunes en problemas que no sean de mucha envergadura.

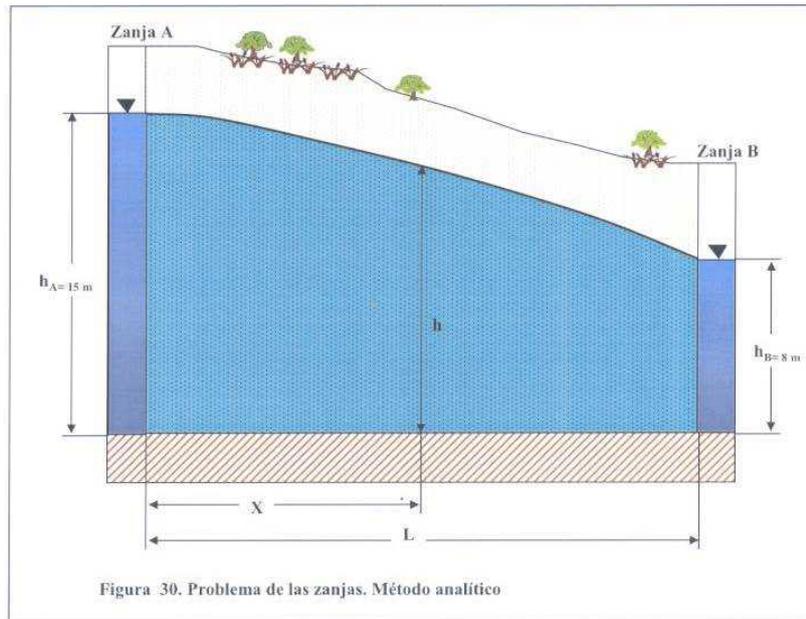
Actualmente la disponibilidad de aplicaciones de modelos de flujo y transporte orientados a usuario, que no requieren gran especialización en materias ajenas a la hidrogeología y la ingeniería geológica hace que sean estas técnicas las que cara al futuro se utilizarán con carácter general para abordar estos problemas, no solo en casos de alta complejidad sino en problemas medios y sencillos.

Para comprender con claridad la diferencia entre unos y otros métodos se va a formular un ejemplo sencillo y va a intentar resolverse por los tres procedimientos.

Tal y como puede verse en la Figura 30, existen dos zanjas A y B, cuyos niveles son constantes de $h_A=15$ y $h_B=8$. Las zanjas se encuentran en un acuífero libre de $K=2$ m/día, penetran totalmente la formación permeable y están separadas $L=26$ m. Se estudiará el fenómeno calculando los caudales circulantes entre zanjas (por metro lineal de zanja) y la forma de la superficie piezométrica.

5.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

Se intenta llegar a una expresión que dé el caudal de paso por metro de zanja y la ecuación de la superficie piezométrica. En el caso representado en la Figura 30, el caudal por metro de zanja no pasa por una sección constante $b.1$, sino por una sección variable $h.1$. El espesor del acuífero, al ser libre, no es constante, sino que depende del espesor saturado en cada punto situado a la distancia x de la zanja A, que vendrá dado por el nivel piezométrico h .



El caudal Q que pasa por un punto x genérico:

$$Q = -K \cdot A \frac{dh}{dx} \quad \text{para 1 m de longitud de zanja}$$

$A = \text{área de paso} = h \cdot 1$, $K = \text{permeabilidad}$

$$Q = -K \cdot h \frac{dh}{dx} \quad \text{luego} \quad \frac{Q}{K} dx = -h \cdot dh$$

Cuando x varía entre 0 y L , h varía entre h_A y h_B :

$$\frac{Q}{K} \int_0^L dx = - \int_{h_A}^{h_B} h dh$$

$$\frac{Q}{K} [x]_0^L = \left[\frac{h^2}{2} \right]_{h_A}^{h_B}$$

$$\frac{Q \cdot L}{K} = \frac{1}{2} (h_A^2 - h_B^2)$$

y el caudal de transferencia por metro de zanja, vendrá dado por:

$$Q = \frac{K}{2L}(h_A^2 - h_B^2)$$

que para el caso propuesto $k=2$ m/día, $h_A=15$ m, $h_B=8$ m y $L=26$, se obtiene:

$$Q = 6,19 \text{ m}^3/\text{día}$$

La ecuación de la superficie piezométrica, podría obtenerse buscando la relación que diera el valor del nivel piezométrico h en función de la situación x . Para ello, habría que establecer la integración entre la zanja A y la zanja B para proceder a eliminar Q entre ambas ecuaciones.

Así pues, para el caso de acuífero libre:

$$Q = -K \cdot h \frac{dh}{dx} \quad \text{luego} \quad \frac{Q}{K} dx = -h \cdot dh$$

Integrando entre 0 y x :

$$\frac{Q}{K} \int_0^x dx = - \int_{h_A}^h h dh \quad ; \quad \frac{Qx}{K} = \frac{h_A^2 - h^2}{2}$$

Integrando entre x y L :

$$\frac{Q}{K} \int_x^L dx = - \int_h^{h_B} h dh \quad ; \quad \frac{Q}{K} (L - x) = \frac{h^2 - h_B^2}{2}$$

Eliminando Q por cociente entre ambas ecuaciones:

$$\frac{L - x}{x} = \frac{h^2 - h_B^2}{h_A^2 - h^2} \quad ; \quad \left(\frac{L}{x} - 1 \right) (h_A^2 - h^2) = h^2 - h_B^2$$

operando y simplificando:

$$h^2 = \frac{h_A^2 - h_B^2}{L} x + h_A^2$$

La forma de la superficie piezométrica es independiente de la permeabilidad y del espesor del acuífero y su ecuación, es una parábola que depende únicamente de las condiciones en los bordes.

Como se ha visto, la deducción de la ecuación de la superficie piezométrica mediante métodos analíticos es un problema simple y de fácil resolución y por consiguiente de fácil aplicación.

5.2. REDES DE FLUJO

Los métodos de resolución basados en redes de flujo, son muy comunes y clásicos dentro de la ingeniería geológica. Tiempo atrás no se disponía de ordenadores ni métodos numéricos convenientemente adaptados, y las resoluciones por métodos analíticos de los problemas del flujo tenían las dificultades conocidas de condiciones de contorno y heterogeneidad del medio físico, que con frecuencia imposibilitan su aplicación.

La construcción de redes de flujo y en general la aplicación de este método ha sido convenientemente explicado en el oportuno capítulo de este libro, no obstante deben desde aquí hacerse algunas puntualizaciones complementarias. La construcción de una red de flujo para resolver gráficamente la ecuación de Laplace es relativamente fácil en aquellos problemas en los que los límites son estables y también en el caso de movimiento de acuíferos confinados, mientras que presenta mayores dificultades en aquellos casos que se refieran al movimiento en condiciones de acuífero libre si no se conoce de antemano la posición de la superficie freática. Una red de flujo es un gráfico bidimensional compuesto por dos familias de curvas de índole especial: las líneas de flujo o líneas de corriente, las cuales indican la trayectoria del movimiento del agua, y las líneas equipotenciales, que unen los puntos de igual potencial. El empleo de las redes de flujo está limitado a la investigación de secciones bidimensionales que sean representativas del movimiento en el medio poroso y el análisis de problemas tridimensionales que presenten simetría axial o radial.

En un medio homogéneo e isótropo para el que sea válida la ley de Darcy, las líneas de corriente son ortogonales a las líneas equipotenciales. Una red de flujo puede concebirse como un enrejado de dos familias de líneas mutuamente ortogonales dispuestas de tal manera que, como regla, las líneas de corriente acaben en líneas equipotenciales, y viceversa, delineando, en parte, el dominio del movimiento. La excepción a esta regla aparece cuando se presenta una superficie de rezume. Para poder elaborar una red de flujo es preciso que el movimiento satisfaga los criterios de independencia del tiempo y de homogeneidad, que tenga lugar paralelamente al plano de la red y que, además, tenga validez la ley de Darcy.

Las redes de flujo pueden construirse tanto para el estudio del movimiento en una sección vertical como en un plano horizontal. La mayoría de las acciones corresponden al estudio de la filtración a través de diques, presas y estructuras similares, estas redes suelen corresponder a secciones verticales. También pueden elaborarse redes para el estudio de movimientos horizontales utilizando mapas de isopiezas, vistas anteriormente en este mismo capítulo; en este caso, debido a las variaciones de transmisividad y a la falta de paralelismo entre el movimiento y la red suele ser raro que se pueda llegar a construir sobre la mayor parte de dicho mapa una red de mallas cuadradas; las desviaciones de la forma cuadrada pueden interpretarse como variaciones de la recarga, de la descarga o de la transmisividad.

Para construir una red de flujo no existe un camino único, porque, siendo continuas las funciones potencial (ϕ) y flujo (ψ), existe una gran posibilidad de elección entre las líneas de corriente y equipotenciales; en la práctica se escogen algunas líneas (pocas) representativas de cada familia. Sin embargo, la razón entre el número de tubos de corriente y el de saltos de potencial es una constante para cada problema y se deduce a partir de la fórmula del caudal de filtración.

La red de flujo queda unívocamente determinada al fijar el número de líneas de corriente o de líneas equipotenciales. Es recomendable limitar a cuatro o cinco el número de tubos de corriente, pero, de hecho, puede utilizarse un número fraccionario (de tubos de corriente o de saltos de potencial). En la realidad, sólo

en contados casos serán enteros a la vez el número de tubos de corriente y el de potencial.

El cálculo del caudal de paso que tienen lugar en un sistema representable en una sección vertical debajo de la estructura hidráulica se consigue dibujando la red de flujo y retocándola hasta conseguir su necesario “aspecto cuadrado”. Las equipotenciales siempre serán perpendiculares a los bordes impermeables y sensiblemente paralelas a los bordes de nivel constante; al contrario ocurrirá con las líneas de flujo. Con la red terminada se tendrá una serie de n_F de “tubos de flujo” estando limitado cada uno de ellos por dos líneas de flujo, y un número n_S de saltos de potencial entre los bordes de potencial constante. Para calcular el caudal a través de cada uno de los tubos de flujo se aplica Darcy, obteniéndose para un tubo de flujo genérico:

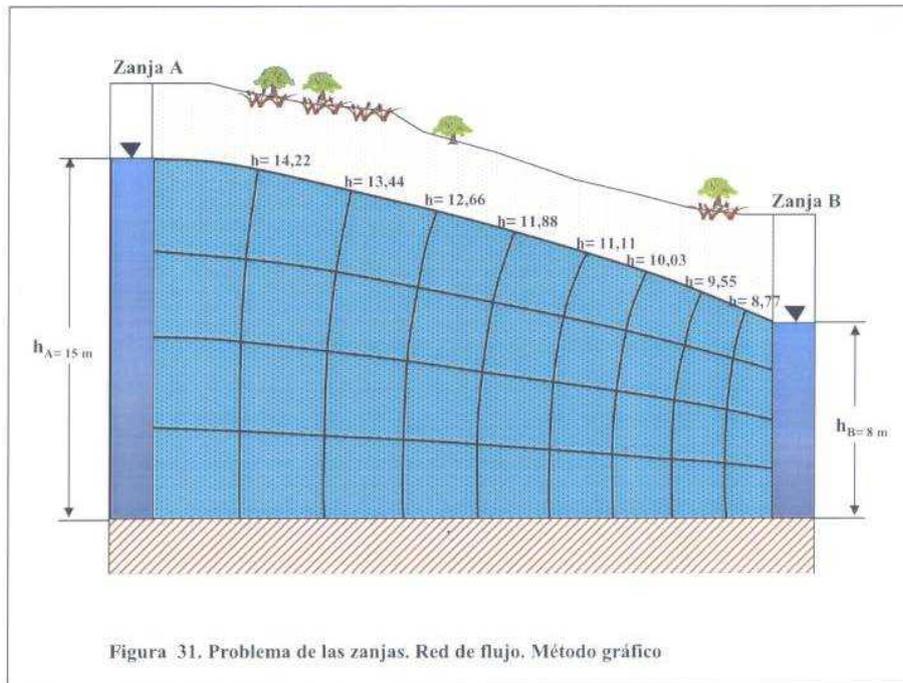
$$\Delta q = K \Delta b \left(\frac{\Delta h}{\Delta l} \right), \text{ siendo } \Delta b \text{ el ancho del tubo, } \Delta l \text{ la longitud entre dos saltos de}$$

potencial y Δh el salto de potencial en el elemento cuadrado. Como $\Delta b = \Delta l$ por construcción $\Delta q = k \Delta h$. El caudal total que pasa por los n_F tubos de flujo será $Q = n_F \Delta q = n_F k \Delta h$. Por otra parte $\Delta h = H/n_S$, siendo H el salto total de niveles piezométricos entre los dos bordes de nivel constante que limitan el problema, luego:

$$Q = k \frac{n_F}{n_S} H, \text{ con lo que puede estimarse el caudal de transferencia entre bordes.}$$

A partir de los valores de h obtenidos, la red de flujo permite la determinación de la presión intersticial y de la velocidad en el medio poroso. En realidad, en cada cuadrado curvilíneo se obtienen valores discretos promedios de h en vez de una variación continua como resultaría de la solución analítica. Los valores discretos de h serán tanto más exactos cuanto más pequeña se haya hecho la subdivisión de los elementos de la red. El hecho de que el potencial disminuya a lo largo de cada línea de corriente permite calcular h en cualquier punto. En el origen de la línea de corriente, el nivel piezométrico se determina a partir del plano de referencia elegido. La disminución entre este punto y aquel en el que se pretende

hallar los valores de la presión y de la velocidad, se calcula en función del número de saltos de potencial entre ambos puntos y de la pérdida por salto, es decir H/nS . Una vez se ha calculado h , los valores de la presión p se deducen inmediatamente a partir del valor de z y de la función de $h = z + p/\gamma$.



El problema propuesto se realiza a partir de la red de flujo igualmente que por métodos analíticos. En la Figura 31 se dibuja la red para el problema de las zanjas. Los dos bordes de nivel constante son fáciles de identificar, pues son los niveles de 15 y 8 m definidos en el problema para las Zanjas A y B respectivamente. El zócalo del acuífero es un borde impermeable y las equipotenciales se ajustarán perpendiculares a él. El tema de mayor dificultad es trazar la superficie superior dado que se trata de un acuífero libre; debe ajustarse entre las alturas de A y B dando una forma de parábola suave, típica de acuíferos libres como se dedujo en el punto anterior. Se dibujan como se ve en la Figura 31 cuatro tubos de flujo del mismo espesor, que van de A a B conservando sus proporciones. Después se van trazando las equipotenciales perpendiculares a bordes y a líneas de flujo y consiguiendo que la red quede cuadrada. Se tienen según se ve cuatro tubos de flujo y nueve saltos de nivel cuyos valores están definidos y son la novena parte del salto total H . En consecuencia el caudal de filtración vendrá dado por:

$$Q = k \frac{n_F}{n_S} H = 2 \frac{4}{9} (15 - 8) = 6,22 \text{ m}^3/\text{día}$$

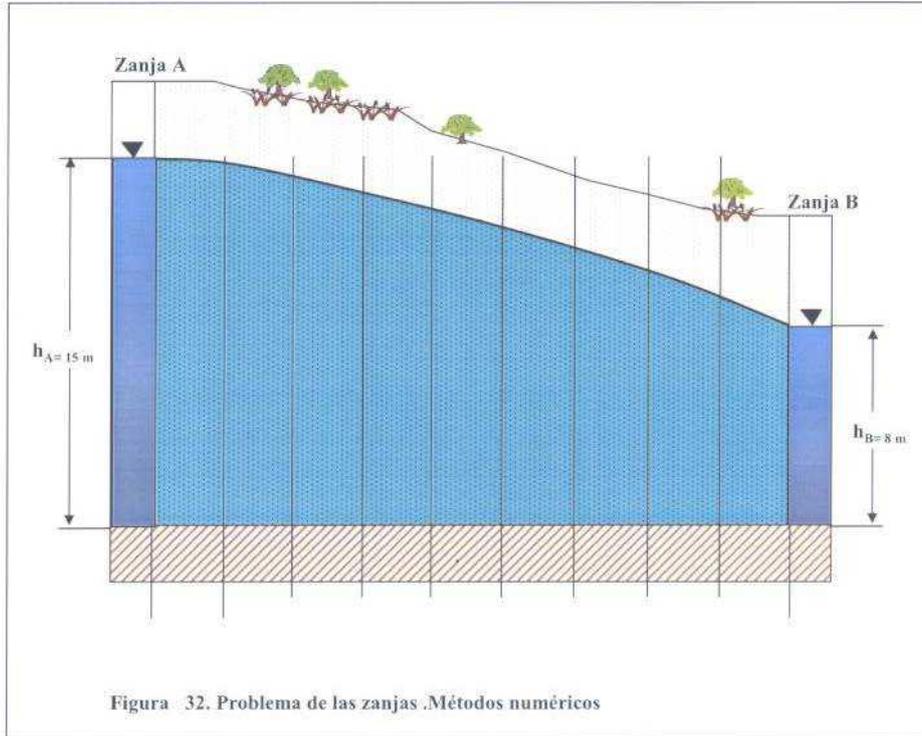
Resultado muy parecido al obtenido por métodos analíticos.

5.3. MÉTODOS NUMÉRICOS

Consiste básicamente en discretizar el medio físico en un conjunto decidido de intervalos, fijar el lugar y características de las fronteras del sistema, asignar a cada uno de estos intervalos los niveles piezométricos y parámetros hidrogeológicos que les correspondan y plantear las ecuaciones del flujo también para cada intervalo. Queda un sistema de ecuaciones con tantas ecuaciones e incógnita como intervalos que se resuelve por ordenador. La solución de este sistema de ecuaciones son los niveles piezométricos en cada intervalo discreto.

En la Figura 32, se consideran igualmente dos zanjas completamente penetrantes en un acuífero libre.

El espacio físico existente entre las dos zanjas A y B, de longitud L, se divide en intervalos iguales de ancho x, tal que $(n-1).x = L$



Cada banda de ancho x , tendrá un nodo de control a derecha e izquierda, de tal modo que existirán n nodos. Cada nodo genérico i tendrá un nivel piezométrico representativo h_i y una permeabilidad media K_i . Como ya se vio anteriormente, el caudal que pasa por un punto x genérico:

$$Q = K A \frac{dh}{dx} \quad \text{para 1 m de longitud de zanja} \quad A = h \cdot 1$$

$$Q = K \cdot h \frac{dh}{dx} \quad , \quad \frac{Q}{K} dx = h \cdot dh$$

Integrando entre $i-1$ e i :

$$\frac{Q}{K_{i-1}} \int_{x_{i-1}}^{x_i} dx = \int_{h_{i-1}}^{h_i} h dh \quad ; \quad \frac{Q}{K_{i-1}} [x_i - x_{i-1}] = \left[\frac{h}{2} \right]_{h_{i-1}}^{h_i}$$

$$\frac{Q}{K_{i-1}} \cdot x = \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_{i-1}^2}{2}$$

$$\frac{2Q_x}{K_{i-1}} = h_i^2 - h_{i-1}^2$$

Análogamente integrando entre i e i+1:

$$\frac{2Q_x}{k_i} = h_{i+1}^2 - h_i^2$$

Eliminando Q y x por cociente entre ambas ecuaciones: $\frac{2Q_x}{k_{i-1}} = \frac{h_i^2 - h_{i-1}^2}{h_{i+1}^2 - h_i^2}$

$$; \frac{K_i}{k_{i-1}} = \frac{h_i^2 - h_{i-1}^2}{h_{i+1}^2 - h_i^2}$$

$$\text{siendo : } B_i = \frac{K_i}{K_{i-1}} \quad ; \quad B_i h_{i+1}^2 - B_i h_i^2 - h_i^2 + h_{i-1}^2 = 0$$

$$h_{i-1}^2 - (B_i + 1)h_i^2 + B_i h_{i+1}^2 = 0$$

Esta ecuación representa un sistema de n-2 ecuaciones lineales, al hacer variar la i entre i=2 e i=n-1.

Existen n-2 incógnitas, dado que $h_1 = h_A$ y $h_n = h_B$ que son los niveles en las zanjias A y B conocidos.

El sistema de ecuaciones es el siguiente:

$$i=2) \quad h_1^2 - (B_2 + 1)h_2^2 + B_2 h_3^2 = 0$$

$$i=3) \quad h_2^2 - (B_3 + 1)h_3^2 + B_3 h_4^2 = 0$$

$$i=4) \quad h_3^2 - (B_4 + 1)h_4^2 + B_4 h_5^2 = 0$$

.....

.....

$$i=n-2) \quad h_{n-3}^2 - (B_{n-2} + 1)h_{n-2}^2 + B_{n-2}h_{n-1}^2 = 0$$

$$i=n-1) \quad h_{n-2}^2 - (B_{n-1} + 1)h_{n-1}^2 + B_{n-1}h_n^2 = 0$$

La solución del sistema permitiría conocer los niveles en cada nodo, que sería una aproximación numérica a la ecuación de la superficie piezométrica.

El sistema expuesto no es lineal y por ello, se hace más complicada su resolución. Se suele acudir a un algoritmo iterativo basado en el comportamiento real de los acuíferos libres en problemas hidrodinámicos. En efecto; en los acuíferos libres el área de paso del flujo varía con el espesor saturado puntual y este varía con el nivel piezométrico. Al variar el espesor saturado, varía la transmisividad para el mismo valor de la permeabilidad. El método consiste en dar iteraciones al modelo configurado para acuífero confinado, que es lineal y sencillo de cálculo, con las transmisividades modificadas en función de los niveles obtenidos al final de cada iteración. Esto permite que en cada iteración los espesores reales que se introducen configuren el sistema como un acuífero libre. Cuando los resultados entre dos iteraciones sucesivas cumplen un criterio de error se da por terminada la simulación dando como resultado los últimos niveles calculados. En definitiva lo único que se requeriría como modificación, sería igualar los espesores de celda a los niveles piezométricos medios de los dos nodos adyacentes después de cada iteración. De otra parte no tiene sentido hablar de espesores de acuífero en funcionamiento como libre, pues dependen del nivel piezométrico. Por ello para tratar espesores variables hay que deducirlos de la diferencia entre los niveles piezométricos y la cota del fondo (variable) del acuífero.

El problema ejemplo propuesto se trata con el modelo Zanja1, realizado a tal efecto y se obtienen los siguientes resultados

SALIDA DE RESULTADOS DEL MODELO ZANJA1

Valores iniciales de simulación	Valores de niveles simulados

NUMERO TOTAL DE NODOS= 10	Nodo	Nivel simulado
PERMEABILIDAD GENERAL 2	1	15
ESPESOR GENERAL= 15	2	14.42941
NIVEL HA= 15	3	13.83626
NIVEL HB= 8	4	13.21767
	5	12.57014
	6	11.88925
	7	11.16937
	8	10.4031
	9	9.580376
	10	8

Se puede observar, que los niveles simulados reproducen con aceptable exactitud la ecuación de la superficie piezométrica obtenida por métodos analíticos, además si se desean obtener los caudales de paso se puede aplicar Darcy entre nodos y sacar la media. En este caso se obtiene: $Q = 6,19 \text{ m}^3/\text{día}$, que es el mismo que el obtenido por métodos analíticos.

Aunque solo se pretendía explicar el método, debe indicarse que en este caso solo se han tomado 10 nodos y ello trae como consecuencia algún desajuste en las soluciones, principalmente en los nodos próximos a la zanja B. Mayor finura en las soluciones aproximadas se consigue simulando un mayor número de nodos y con criterios de error más exigente.

Aparentemente este método resulta más difícil y engorroso, sin embargo no debe olvidarse que existen modelos en el mercado orientados a usuario de muy fácil configuración del medio físico y uso en general. Permiten simular todo tipo de opciones. Debe destacarse en este sentido el modelo Modflow , disponible en Internet en su versión básica

BIBLIOGRAFÍA CITADA

BENITEZ, A. 1963. Captación de aguas subterráneas. Editorial Dossat, Madrid. 157 páginas.

CAMBEFORT, H. 1962. Perforaciones y sondeos. Ediciones Omega, Barcelona.

CASTANY, G. 1971. Tratado práctico de las aguas subterráneas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona

CUENA BARTOLOME, J. Y LOPEZ GARCIA, L. 1972. Modelos analógicos y digitales para la explotación y administración de recursos hidráulicos subterráneos. Servicio Geológico, MOPU. Boletín nº 37, 178 pp.

CUSTODIO, E. y LLAMAS, M. R. 1976. Hidrología Subterránea. Editorial Omega. 2359 páginas

DARCY, H. 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. V. Dalmont. Paris. 647 pp.

DAVIS, S.N. y R.J.M. DE WIEST. 1966. Hydrogeology. Versión en castellano: Hidrogeología, Ediciones Ariel, Barcelona, 1971. 563 pp.

DE GLEE, G.J. 1930. Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten. Tesis. J.Waltman, Delft. 175 pp.

DE GLEE, G.J. 1951. Berekeningsmethoden voor de winning van grondwater. In: Drinkwatervoorziening. 3e Vacantie cursus, p. 38-40. Moorman's periodieke pers. Den Haag.

DUPOIT, J. 1863. Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2ème édition. Dunod, Paris, 304 páginas.

HANTUSH, M.S. 1956. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. Am. Geophys. Union Trans. 37: 702-714.

HANTUSH, M.S. 1960. Modification of the theory of leaky aquifers. J. Geophys. Res. 65: 3713-3725

HANTUSH, M.S. 1964. Hydraulics of Wells. In:V.T.Chow (ed.), advances in Hidroscience I; 281-432. Academic Press, New York, London.

IGLESIAS LOPEZ, A. 1976. Informe - resumen sobre los ensayos de bombeo realizados por el Instituto Geológico y Minero de España en Baleares. Informe interno IGME. 133 ensayos en Mallorca, 64 ensayos en Ibiza, 42 en Menorca.

IGLESIAS LOPEZ, A. 1977. Métodos teórico - prácticos para la realización de ensayos de bombeo. Apuntes del Curso de Hidrogeología "Noel Llopis".

IGLESIAS LOPEZ, A. 1986. La interpretación de los ensayos de bombeo en los pozos del terciario detrítico de Madrid. Jornadas sobre la explotación de las Aguas Subterráneas en la Comunidad de Madrid. (Ponencia) PIAM nº 12. Comunidad de Madrid. Canal de Isabel II. Páginas. 185-207.

IGLESIAS LÓPEZ, A. Apuntes del Curso Master de Ingeniería Geológica. Facultad de Ciencias Geológicas. Madrid

IGLESIAS LÓPEZ, A. Apuntes del Curso Master de Ingeniería de Regadíos. Centro Nacional de Tecnología de Regadíos.

IGLESIAS LÓPEZ, A. Apuntes del Curso de Hidrodinámica y Modelos en Hidrogeología. ETS de Ingenieros de Minas.

IGLESIAS LÓPEZ, P. Apuntes del Curso Master de Ingeniería de Regadíos. Centro Nacional de Tecnología de Regadíos.

IGLESIAS LÓPEZ, P. Apuntes del Curso Master de Ingeniería y Gestión Mediambiental. EOI.

JACOB, C.E. 1940. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. Am. Geophys. Union Trans. 72:574-586, parte II.

JACOB, C.E. 1946. Radial flow in a leaky artesian aquifer. Trans, Am, Geophysical Union. Vol. 27, páginas 198-205.

JACOB, C.E. 1949. Flow of ground water. Engineering Hydraulics. Editor H. Rouse. John Wiley & Sons. Cap. 5, páginas 321-386.

JACOB, C.E. 1963. Correction of drawdowns caused by a pumped well tapping less than the full thickness of an aquifer. In: Bentall, R. (ed.): Methods of determining permeability and drawdown. U. S. Geol. Survey, water Supply Paper 1536-I:272-282.

JACOB, C.E. y S.W. LOHMAN.1952. Non-steady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer. Am. Geophys. Union Trans. 33:559-569.

McDONALD, G.M. Y HARBAUGH, W.A. 1984. A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model. U.S. Geological Survey. National Center. Reston, Virginia.

THEIS, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Am. Geophys. Union. Vol.16, páginas 519-524.

THEIS, C.V., BROWN, R.H. y MEYER, R.R. 1963. Estimating the transmissibility of aquifers from the specific capacity of wells. Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown. U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper, n.º 1536-I Washington, páginas 331-341.

THIEM, A. 1870. Die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergallerien. J. f. Gasbel. & Wasservers. 14:450-567.

THIEM, G. 1906. Hydrologische Methoden. Gebhardt, Leipzig, 56 p.

T.N.O. 1964. Steady flow of groundwater towards wells. Den Haag. 179 p. Proc. Comm. Hidrol. Res. TNO, 10.

TODD, K. 1959. Groundwater Hydrology. John Wiley & Sons, New York, 336 pp.

TRESCOTT, P.C. 1975. Documentation of Finite-Difference Model for Simulation of Three-Dimensional Ground-Water Flow. (U.S. Geol. Survey Open File Report 75-438). 32 páginas.

TRESCOOTT, P.C. y LARSON, S.P. 1976. Supplement to Open File Report 75-438 (U.S. Geol. Survey Open File Report 76-591)

TRESCOOTT, P.C., PINDER, G.F. y LARSON, S.P. 1976. Finite-Difference Model for Aquifer Simulation in Two Dimensions with Results of Numerical Experiments. (U.S. Geol. Survey Techniques of Water Resources Investigations, Book 7, Chapter C1.), 116 páginas.

TRESCOOTT, P.C. y LARSON S.P. 1977. Solution to Three-Dimensional Groundwater Flow Equations Using the Strongly Implicit Procedure. Journal of Hydrology, 35: 49-60.

VILLANUEVA MARTINEZ, M. e IGLESIAS LOPEZ, A. 1984. Pozos y Acuíferos Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo. ITGE. 426 páginas.

VILLANUEVA, M.M., CANDIL, G.J., IGLESIAS, L.A. 1988. Métodos de selección de macizos de gravas. Boletín Geológico y Minero. T. XCIX-II.

BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA

CAMBEFORT, H. 1962. Perforaciones y sondeos. Ediciones Omega, Barcelona.

CASTANY, G. 1971. Tratado práctico de las aguas subterráneas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona

CUSTODIO, E. y LLAMAS, M. R. 1976. Hidrología Subterránea. Editorial Omega. 2359 páginas

DAVIS, S.N. y R.J.M. DE WIEST. 1966. Hydrogeology. Versión en castellano: Hidrogeología, Ediciones Ariel, Barcelona, 1971. 563 pp.

VILLANUEVA MARTINEZ, M. e IGLESIAS LOPEZ, A. 1984. Pozos y Acuíferos Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo. ITGE. 426 páginas.

FIGURAS Y TABLAS

Figura 1. Formaciones geológicas frente al agua

Figura 2. Cono de influencia al bombear un pozo de captación

Figura 3 Tipos de acuíferos según su textura

Figura 4. Esquemas de acuífero libre y confinado

Figura 5. Esquema de acuífero semiconfinado

Figura 6. Tipo de acuíferos según se estructura y funcionamiento.

Figura 7. Nivel piezométrico

Figura 8. Perfiles y movimiento del agua en suelo y subsuelo

Figura 9. Niveles piezométricos en los perfiles del suelo y subsuelo

Figura 10. Tipos de acuíferos y niveles piezométricos

Figura 11. Isopiezas y líneas de flujo

Figura 12. Empaquetado máximo y mínimo de un medio granular homogéneo

Figura 13. Esquema para el cálculo del coeficiente de almacenamiento por liberación elástica

Figura 14. Ley de Darcy

Figura 15. Régimen de flujo

Figura 16. Velocidad de Darcy y velocidad real

Figura 17. Balance de agua en un cubo poroso elemental

Figura 18. Esquema para la deducción de la ecuación de Poisson

Figura 19. Esquema para la deducción de la ecuación general del flujo transitorio

Figura 20. Esquema para la deducción de la fórmula de THIEM.

Figura 21. Esquema para la deducción de la fórmula de DUPUIT.

Figura 22. Recta de Thiem

Figura 23. Esquema de flujo hacia pozos en acuíferos libres y confinados.

Figura 24. Esquema de bombeo en acuífero semiconfinado.

Figura 25. Ábaco de la función de pozo en acuífero semiconfinado y régimen permanente.

Figura 26. Ábaco de la función de pozo $W(u)$.

Tabla. Valores de la función de pozo $W(u)$

Figura 27. Sistema de cambio de ejes de coordenadas para la aplicación del método de superposición y coincidencia de Theis.

Figura 28. Recta de Jacob.

Figura 29. Ábacos de la función de pozo en acuíferos semiconfinados.

Figura 30. Problema de las zanjas. Métodos analíticos.

Figura 31. Problema de las zanjas. Método de redes de flujo

Figura 32. Problema de las zanjas. Métodos numéricos.

LISTA DE SIMBOLOS

A	Area
Ai	Coefficiente de la ecuación en diferencias finitas
B	Factor de goteo
B	Coefficiente de pérdidas de carga
b	Espesor del acuífero
b'	Espesor del semipermeable
b'/K'	Resistividad hidráulica
CV	Caballos de vapor
d	Descenso o depresión
dp	Descenso en pozo de bombeo
dp	Descenso pozo en presencia de desarrollo
di	Descenso a una distancia genérica
dr	Descenso residual
dc	Descenso corregido
d(x)	Tamaño de tamiz que permite el paso del x % de muestra
e	Base logaritmos neperianos
F	Recargas exteriores
f	Función de pozo genérica de Van der Kamp
g	Valor de la aceleración de la gravedad,

H0	Espesor saturado de acuífero
H	Nivel piezométrico
Hp	Nivel piezométrico en pozo
h	Nivel piezométrico en un punto genérico
h_i^n	Nivel piezométrico en el nodo i, en el intervalo n
(i)	Gradiente
K	Permeabilidad efectiva
K0	Permeabilidad intrínseca
Kh	Permeabilidad horizontal
Kv	Permeabilidad vertical
K'	Permeabilidad vertical en capas semiconfinantes
$K0(r/B)$	Función de acuífero semiconfinado
Kw	Kilowatios
Kwh	Kilowatios hora
L	Longitud
P	Potencia
Pc	Pérdidas de carga
Q0	Caudal de bombeo inicial
Q	Caudal de bombeo o de transferencia
NR	Número de Reynolds
R	Radio de influencia

r_i	Distancia genérica al eje del pozo
r_p	Radio del pozo
r	Distancia del pozo de bombeo al piezómetro
S	Superficie
S	Coeficiente de almacenamiento
t	Tiempo
T	Transmisividad
$T_{xx}T_{yy}T_{zz}$	Componentes de la transmisividad anisótropa
t	Tiempo
u	Coeficiente de uniformidad
u	Variable auxiliar de Theis
u_A	Variable auxiliar de Theis con coeficiente de almacenamiento
u_B	Variable auxiliar de Theis con porosidad eficaz
V	Volumen
VD	Volumen desarenado
v	Velocidad de flujo
$v_x v_y v_z$	Componentes de la velocidad
$1/\alpha$	Índice de retraso
β	Variable auxiliar de Hantush
γ	Peso específico
∂	Derivada parcial

Δt	Incremento de tiempo
Δx	Incremento de espacio
η	Variable auxiliar de Neuman
ϕ	Función de pozo desarrollado particularizada
$\phi(r)$	Función de pozo desarrollado
ρ	Densidad
μ	Viscosidad