

CAPITULO Nº 2

HIDRAULICA DE POZOS

“El trabajo del pensamiento se parece a la perforación de un pozo: el agua es turbia al principio, más luego se clarifica”: Proverbio chino.

2.1. - Generalidades

El agua en el suelo se mueve de un punto de mayor a menor energía, produciéndose junto con la transferencia de agua una pérdida de energía; en la zona saturada, en dos puntos situados a la misma cota, el agua está en movimiento sólo si la presión es diferente, la que se debe a un desnivel de la superficie libre (nivel freático).

El movimiento del agua subterránea se encuentra influenciado y determinado por factores hidrogeológicos, por lo tanto, fijando condiciones controladas, como puede ser el bombeo de un pozo, se podrán estimar los parámetros característicos del acuífero, con las expresiones e hipótesis adecuadas.

En este capítulo junto con efectuar una revisión de los conceptos clásicos de la hidráulica de pozos, se propone una metodología de análisis de pruebas de bombeo, que permite resolver la falta de puntos de observación, hecho de alta ocurrencia en las áreas urbanas.

Antes de entrar en la hidráulica de pozos, conviene hacer algunas definiciones para un mejor entendimiento del tema a desarrollar en este capítulo.

2.2. - Definiciones

Las aberturas y los poros en una formación acuífera pueden considerarse como una red de vasos comunicantes, a través de los que circula el agua a velocidades muy lentas, rara vez más de unos cuantos centímetros por día, desde las áreas de recarga a las zonas de descarga (no confundir esta velocidad con la permeabilidad). Esta red de vasos sirve para proporcionar flujo y almacenamiento en un acuífero.

2.2.1. - Porosidad

Es el porcentaje del volumen total de la formación consistente en aberturas o poros. La porosidad es un índice de la cantidad de agua del suelo que se puede almacenar en una formación saturada.

La cantidad de agua obtenida de una formación saturada es menor de la que contiene, y por lo tanto, no está representada por la porosidad.

2.2.2. - Porosidad efectiva

La cantidad de agua que puede tomarse de una formación saturada se conoce como porosidad efectiva, que se define como el porcentaje del volumen total de la formación que fluye libremente por gravedad.

2.2.3. - Ley de Darcy

Darcy, a partir de observaciones empíricas, estableció una relación en la que la velocidad de escurrimiento a través del suelo es directamente proporcional a la pérdida de carga por unidad de longitud.

$$v = K \cdot \frac{\Delta H}{L}$$

Como $Q = v \cdot A$, la expresión de Darcy toma la forma clásica

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

Siendo $i = \frac{\Delta H}{L}$

2.2.4. - Validez de la ley de Darcy

La velocidad en fluidos laminares es proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico, entonces se asume que la ley de Darcy se puede aplicar a fluidos laminares en porosidad media.

En analogía con fluidos en tuberías, es el número de Reynolds que sirve como criterio para distinguir si el régimen del fluido es laminar o turbulento.

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

donde ρ representa la densidad del fluido, μ la viscosidad, v la velocidad aparente, y D el diámetro medio de los granos de suelo.

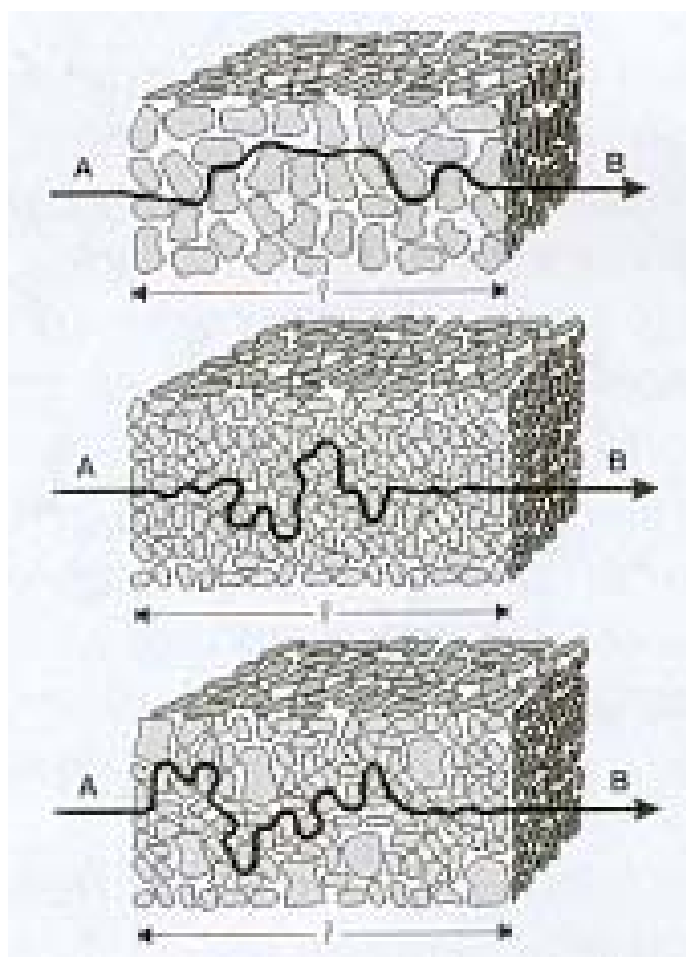
Para velocidades bajas se considera que el flujo es siempre laminar; para velocidades medias, el flujo es laminar si $N_R < 1$; en el caso de velocidades altas la primera aparición de turbulencia se observa para $N_R > 60$.

Tabla 2.1. - Relación velocidad - N_R para flujo laminar

Velocidad	Número de Reynolds
Baja	Todo rango
Media	< 1
Alta	< 60

2.2.5. - Permeabilidad

El coeficiente K de la expresión de Darcy se denomina permeabilidad o conductividad hidráulica. Es un coeficiente muy importante ya que caracteriza a un sistema suelo-agua; considera la naturaleza del terreno, la densidad y la viscosidad del fluido, siendo estas últimas funciones de la temperatura y la presión.

**Figura 2.1.** - Trayectoria de una partícula según tipo de suelo

En la figura 2.1. -, se puede observar tres muestras de perfil de suelo: una que contiene solamente arena gruesa (a), otra que contiene arena fina (b). En ambos casos se indica la ruta que seguiría una partícula de agua junto con el flujo en sentido horizontal; claramente se observa en la figura que el camino recorrido por la masa de agua en la muestra de arena

fina, es más largo que en la muestra de arena gruesa. De esta manera podemos concluir a priori que en la muestra de suelo de arena gruesa el valor de K es mayor, asociando esta diferencia con un promedio de diámetro de partícula mayor. Sin embargo, en la naturaleza los suelos contienen partículas de diversos tamaños(c), y existe una influencia de la distribución del tamaño de éstas sobre los valores de K .

La tabla siguiente muestra valores de la permeabilidad K , de acuerdo a la descripción del material.

Tabla 2.2. - Permeabilidad v/s descripción del material

Tipo de material	K (cm/seg)	K (m/día)
Grava	> 1	> 100
Arena Gruesa	$1 \text{ a } 10^{-2}$	$100 \text{ a } 10$
Arena Fina	$10^{-2} \text{ a } 10^{-3}$	$10 \text{ a } 1$
Limo	$10^{-4} \text{ a } 10^{-5}$	$0,1 \text{ a } 0,01$
Arcilla	$< 10^{-6}$	$< 0,001$

Para la determinación de este parámetro existen varios métodos, uno de ellos es el ensayo de infiltración denominado “open end”.

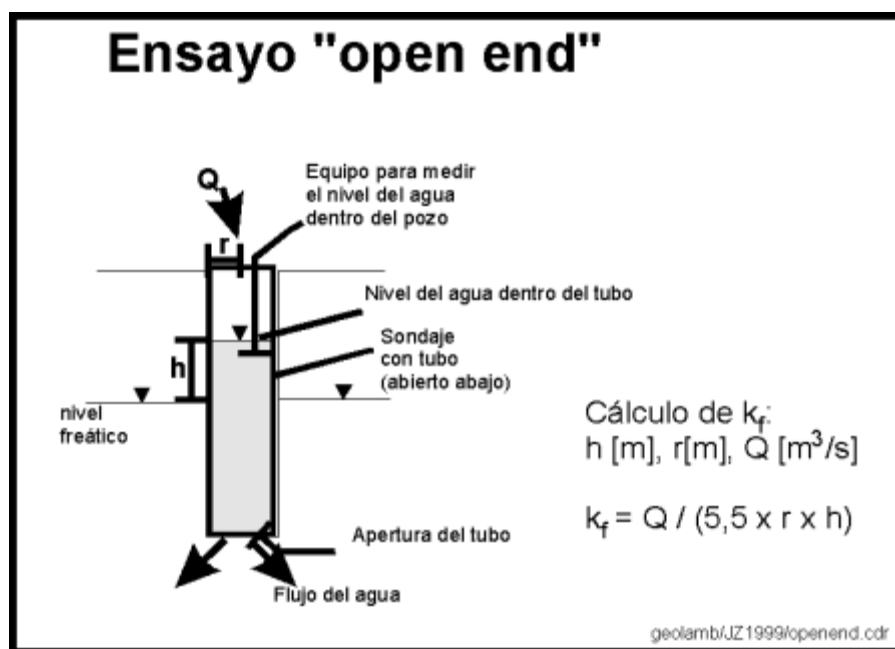


Figura 2.2. – Ensayo para la determinación de la permeabilidad

Además, existe la posibilidad que en zonas o cuencas cerradas, donde la recarga es determinada en función de la evaporación, es decir, el movimiento del agua es esencialmente vertical, construir punteras a distintas profundidades, de tal manera que el agua sea surgente en una de ellas, y aplicando Darcy, se calcula directamente la permeabilidad vertical.

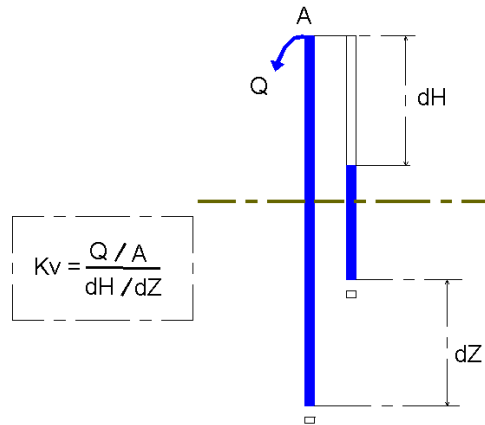


Figura 2.3. – Punteras para determinar permeabilidad vertical

Desde el punto de vista de explotación del recurso agua subterránea, interesa definir dos características en los acuíferos: su capacidad de almacenar o liberar agua y su capacidad de transmitirla.

2.2.6. - Transmisividad (T)

La transmisividad no es más que la permeabilidad ponderada por el espesor saturado. Es importante destacar que al calcular la transmisividad en pozos cercanos, pueden obtenerse valores muy diferentes, aunque el acuífero sea homogéneo, la razón estriba en que las longitudes de rejillas(sistema captante) de los pozos pueden ser totalmente distintas.

2.2.7. - Almacenamiento(S)

El coeficiente de almacenamiento S , se define como el volumen de agua que puede ser liberado por un volumen del acuífero de sección igual a la unidad y altura igual a la del acuífero saturado, si se produce un descenso unitario del nivel piezométrico o de la carga hidráulica.

Cuando se trata de un acuífero libre, el agua que se obtiene del bombeo de un pozo proviene del vaciado físico que fluye por gravedad de un acuífero. En este caso la relación entre el volumen de agua obtenido por unidad de volumen total, coincidirá con la porosidad efectiva.

Si se trata de un acuífero confinado, el mecanismo de obtención de agua es más complejo, el agua es proporcionada por descompresión, ya sea del terreno y/o de la propia agua.

El coeficiente de almacenamiento en acuíferos confinados se encuentra normalmente en rangos de $10^{-6} \leq S \leq 10^{-4}$. El mismo parámetro, en acuíferos no confinados y que se conoce comúnmente, como rendimiento específico presenta valores que se encuentran normalmente en rangos de $0.2 \leq S \leq 0.3$.

Al igual que para el parámetro permeabilidad, los valores del almacenamiento son útiles para caracterizar el suelo.

Tabla 2.3. - Almacenamiento v/s descripción del material

Tipo de material	Almacenamiento (S)
Grava gruesa	0,23
Grava media	0,24
Grava fina	0,25
Arena gruesa	0,27
Arena media	0,28
Arena fina	0,23
Limo	0,08
Arcilla	0,03
Arenisca fina	0,21
Arenisca media	0,27
Arena de duna	0,38
Loes	0,18
Turba	0,44
Esquisto	0,26
Toba	0,21

2.2.8. - Tipos de Acuíferos

La mejor forma de clasificar los acuíferos, es de acuerdo a la presión hidrostática del agua. Los acuíferos libres son aquellos en los cuales existe una superficie libre que se encuentra a presión atmosférica.

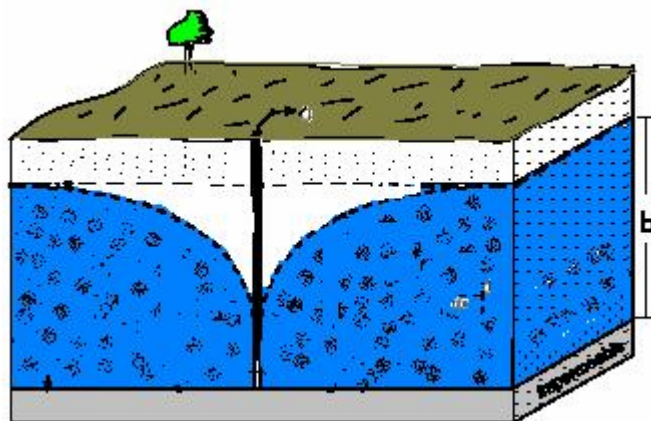


Figura 2.4. - Acuífero Libre

En cambio, en los acuíferos confinados el agua se encuentra sometida a cierta presión, por cierto superior a la atmosférica.

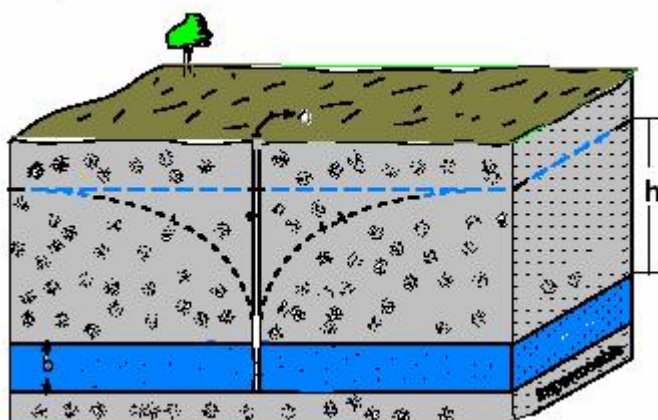


Figura 2.5. - Acuífero Confinado

Una vez asimilados estos conceptos, es posible introducirse en las expresiones que gobiernan el movimiento del agua en el suelo.

2.3. - Ecuaciones de Flujo de Aguas Subterráneas

La ecuación que describe el movimiento del agua subterránea, se puede obtener aplicando las leyes de conservación de la masa, y de Darcy a un volumen infinitesimal dV de suelo saturado.

Dependiendo si el acuífero es libre, confinado o semiconfinado, la ecuación de flujo presenta diferentes estructuras, la que se presenta a continuación corresponde a la ecuación de flujo para un acuífero libre, que es la condición de 1 a mayoría de los acuíferos de la zona central del país.

$$\frac{\partial}{\partial X}[K_X h \frac{\partial H}{\partial X}] + \frac{\partial}{\partial Y}[K_Y h \frac{\partial H}{\partial Y}] + \frac{\partial}{\partial Z}[K_Z h \frac{\partial H}{\partial Z}] +/- W(X,Y,Z,t) = S \frac{\partial h}{\partial t}$$

Como se verá más adelante, la dificultad de desarrollar la ecuación anterior, aconseja buscar alternativas, y la de mayor uso es la de asumir que el acuífero analizado es confinado, cuya ecuación es factible de ser resuelta mediante un tratamiento adecuado; la ecuación de flujo para un acuífero confinado es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial X}[K_X \frac{\partial H}{\partial X}] + \frac{\partial}{\partial Y}[K_Y \frac{\partial H}{\partial Y}] + \frac{\partial}{\partial Z}[K_Z \frac{\partial H}{\partial Z}] +/- W(X,Y,Z,t) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

Esta suposición es válida para cierto rango de depresiones en los pozos, pero si se sobrepasa el rango mencionado, basta con corregir las depresiones con cierta expresión que se tratará más adelante.

2.4. - Hidráulica de Pozos

El pozo es uno de los principales medios de prospección con que se cuenta, su comportamiento hidráulico es importante de determinar, ya que reviste interés desde tres puntos de vista diferentes a saber:

- El comportamiento hidráulico de un pozo debe conocerse al planear su aprovechamiento como captación de agua.
- En drenaje, ya sea saneamiento de terrenos o bien para deprimir nivel de agua subterránea a objeto de realizar alguna obra de ingeniería, resulta de interés conocer el comportamiento de los niveles de la napa en las proximidades de un pozo en función de las características de éste y de su operación.

El análisis se puede realizar en condiciones de equilibrio (régimen permanente), o en condiciones de desequilibrio (régimen impermanente).

El flujo en un acuífero libre es complicado de representar debido al desconocimiento del nivel de la superficie libre. La forma de la superficie libre depende de la distribución del flujo que está circulando, y también dicha forma determina la distribución del flujo; otra complicación adicional es la que ocurre con la superficie de infiltración.

Dupuit basado en observaciones, determinó que la pendiente de la superficie libre es despreciable en la mayoría de los flujos de aguas subterráneas, lo que equivale a suponer que la superficie equipotencial es vertical y el flujo es esencialmente horizontal.

2.4.1. - Hipótesis de Dupuit

- El acuífero es homogéneo, isotrópico y de área infinita.
- Se apoya sobre un estrato impermeable horizontal.
- El nivel libre de la napa constituye una superficie horizontal que se extiende indefinidamente.
- El pozo de bombeo penetra y recibe agua a lo largo de todo el espesor del acuífero y alcanza hasta el manto impermeable.
- El coeficiente de permeabilidad del terreno es constante e igual en todos los puntos.
- El flujo es laminar y las líneas de flujo hacia el pozo son radiales y horizontales.
- Del pozo se extrae un caudal constante.
- El bombeo se continúa uniformemente a lo largo de un período de tiempo suficiente para que el sistema hidráulico alcance un estado de equilibrio, esto es, el caudal de escurrimiento a través de cualquier sección cilíndrica concéntrica con el pozo es constante e igual al caudal que se extrae de este último.

2.4.2. - Deducción de ecuaciones de hidráulica de pozos

El principal objetivo o utilidad de entender la hidráulica de pozos, es determinar los parámetros del acuífero (T y S), y la mejor forma de conseguirlo, es analizando las pruebas de agotamiento, tanto en régimen permanente como en régimen impermanente.

Una prueba de bombeo es una experiencia en la que se extrae agua desde un pozo en condiciones controladas, de caudales bombeados y niveles de depresión en el pozo. El caudal puede ser fijado en un determinado valor, lo que se denomina prueba de gasto constante; este caudal también puede irse cambiando durante la experiencia, en este caso se denomina prueba de gasto variable, y si se aumenta hasta encontrar el máximo caudal que puede entregar el pozo, la prueba pasa a llamarse prueba de agotamiento.

2.4.2.1. - Análisis en régimen permanente

Para este análisis se puede hacer uso tanto de la prueba de gasto variable como de la de gasto constante, atendiendo a los niveles de napa estabilizados.



Figura 2.6. - Prueba de gasto, mediante tubo de aforo.

Para este análisis se precisa definir algunos términos:

- K : Permeabilidad
- H : Altura del nivel estático medido sobre el manto impermeable
- h : Altura final dentro del pozo, medida sobre el manto impermeable.
- r : Radio del pozo.
- Q: Caudal constante que se extrae.
- s : Depresión de la napa a una distancia x del pozo.
- R : Radio de influencia, distancia para la cual la depresión es nula.
- r_1 : Distancia desde el pozo de bombeo al pozo de observación 1.
- r_2 : Distancia desde el pozo de bombeo al pozo de observación 2.

- s_1 : Depresión de la napa en el pozo de observación 1.
 s_2 : Depresión de la napa en el pozo de observación 2.

2.4.2.1.1. - Expresiones de Dupuit

Para acuíferos libres, Dupuit estableció la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{\pi \cdot K \cdot (H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (2.1)$$

Asimismo, para condiciones confinadas, obtuvo:

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H \cdot (H - h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (2.2)$$

La utilización de las expresiones 2.1 y 2.2, requiere conocer el radio de influencia R, siendo la única posibilidad aceptable de cálculo, la existencia de pozos de observación.

Existen expresiones empíricas para calcular el radio de influencia, pero rara vez entregan resultados equivalentes, razón por la cual debe evitarse el uso de ellas.

2.4.2.1.2. - Expresión de Thiem

Thiem utilizó las relaciones de Dupuit, y basándose en dos pozos de observación, durante el bombeo en un tercer pozo, estableció la siguiente expresión para acuíferos confinados:

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H \cdot (s_1 - s_2)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (2.3)$$

Para el caso de napas libres, se puede utilizar la misma expresión 2.3, siempre y cuando las depresiones no sean importantes con relación al espesor total acuífero, se asume que si esa relación de espesores es menor que un 10% entonces se aplica directamente la expresión 2.3 en acuíferos libres, en caso contrario se aplica la corrección de Jacob a las depresiones:

$$s' = s - \frac{s^2}{2H} \quad (2.4)$$

Ejemplo N° 1 : Se cuenta con un pozo de bombeo que extrae un caudal constante de 40 l/s, y dos pozos de observación, el pozo de observación N° 1 se encuentra a 110 metros del pozo de bombeo, mientras que el pozo N° 2, se ubica a 235 del mismo pozo. Si las

depresiones registradas en el pozo de bombeo y los dos pozos de observación son las siguientes:

Tabla 2.4. – Depresiones en pozos de observación.

Caudal(l/s)	Depresión s (m)	s en pozo N° 1 (m)	s en pozo N° 2 (m)
40	12,98	4,79	0,91

Se solicita determinar la permeabilidad K en m/d.

Solución:

Con los antecedentes de la prueba, caudal extraído y depresiones(s) estabilizadas de la napa en cada pozo de observación, se construye la tabla s v/s Ln(x), siendo x la distancia de los pozos de observación al pozo de bombeo.

Tabla 2.5. – Depresiones v/s Ln(x).

s (m)	x (m)	Ln(x)
4,79	110	4,70
0,91	235	5,46

De esta recta s v/s Ln(x), se obtiene el radio de influencia (R) del pozo, cuando s es igual a “cero”.

Entonces s = 0, cuando Ln (x) = 5,64, esto es, R = 281 m.

En este ejemplo la altura piezométrica (H) es de 120 m, por lo tanto, haciendo uso del radio de influencia recién determinado, más las depresiones medidas en los pozos de observación, se calcula la conductividad hidráulica, mediante la expresión 2.3:

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H \cdot (s_1 - s_2)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}$$

Considerando:

$$\begin{aligned} Q &= 40 \text{ l/s} \\ r_2 &= 281 \text{ m} \\ s_2 &= 0 \text{ m} \\ r_1 &= 110 \text{ m} \\ s_1 &= 4,79 \text{ m} \\ H &= 120 \text{ m} \end{aligned}$$

Resulta ser que el valor de K es de 0,9 m/d.

No se recomienda calcular K con sólo un pozo de observación, haciendo uso de estimaciones previas de R (existen varias expresiones), ya que como se dijo anteriormente, cada una de ellas entrega valores distintos.

En caso que no sea posible contar con un segundo pozo de observación, habrá que recurrir al siguiente procedimiento:

- Considerar el pozo de bombeo como segundo pozo de observación.
- Corregir las depresiones medidas en el pozo de bombeo, restándole las pérdidas singulares a la entrada del pozo.
- Entonces con el pozo de observación más el pozo de bombeo corregido se aplica las expresiones 2.1, 2.2, 2.3, y/o 2.4, según corresponda.

Pérdidas singulares en un pozo

La forma de determinar las pérdidas singulares asociadas a un pozo de bombeo a partir de una prueba de gasto variable, se explica en el ejemplo siguiente:

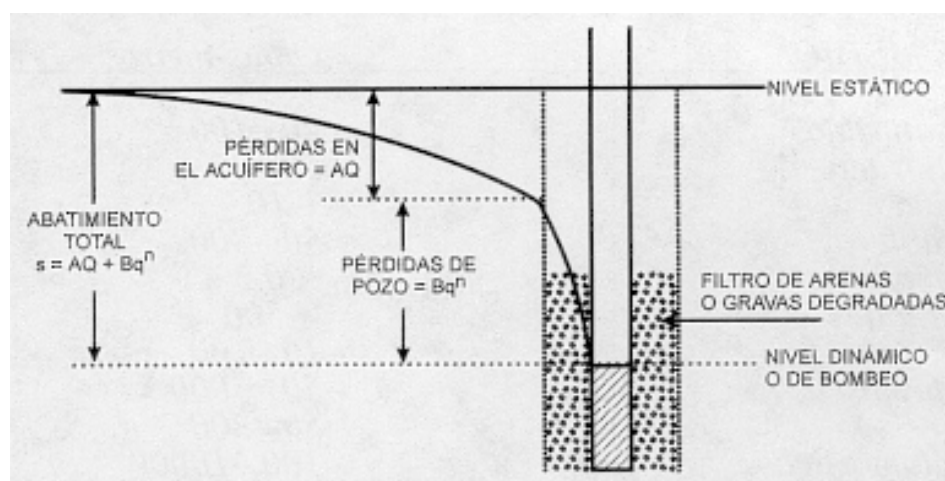


Figura 2.7.- Pérdidas de carga en un pozo de bombeo

Ejemplo N° 2 : Determinación de pérdidas singulares

Se cuenta con una prueba de gasto variable, cuyos datos se incluyen en la tabla siguiente:

Tabla 2.6. – Prueba de agotamiento.

caudal(l/s)	s medido(m)	s modelado(m)	error(m)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,85	0,65	0,20
20	2,40	2,36	0,04
40	8,49	8,53	0,04
58	17,00	17,00	0,00

Las depresiones medidas en el pozo de bombeo, tienen dos componentes: pérdidas singulares y pérdidas friccionales.

Las pérdidas singulares, se pueden representar como: $A \cdot Q^2$
 Las pérdidas friccionales, se pueden representar como: $B \cdot Q^{1,84}$

Las pérdidas friccionales son las generadas en el acuífero, y son las medidas en los pozos de observación; las pérdidas singulares se producen en el ingreso del agua en el pozo de bombeo, entonces el pozo de bombeo puede ser considerado como pozo de observación, restándole a las depresiones medidas el término $A \cdot Q^2$.

En el caso analizado los coeficientes toman los valores $A = 5E-04$ y $B = 0,009$, por lo tanto, en régimen permanente para un caudal determinado Q , a las depresiones observadas en el pozo de bombeo, se le debe restar $5E-04 \cdot Q^2$, y se convierte en pozo de observación, ubicado a una distancia $r =$ al radio del pozo.

Debe tenerse en cuenta que en régimen permanente, el caudal bombeado es igualado por la recarga, por lo tanto, sólo actúa el parámetro permeabilidad (o transmisividad).

Si se requiere determinar adicionalmente el coeficiente de almacenamiento, se deberá efectuar un análisis en condiciones de impermanencia, de tal manera que el caudal bombeado del pozo provenga en parte de la recarga y en parte del agua almacenada (porosidad efectiva en acuíferos libres)

2.4.2.2. - Análisis en Régimen Transitorio

Para el análisis en régimen impermanente, se hace uso de la prueba de gasto constante, ya que presenta mayor duración; la prueba de gasto variable, se utilizará para calcular la eficiencia del pozo, y también para construir la curva de sistema (Q v/s H), y con ella diseñar el equipo de bombeo adecuado.

Para una buena estimación de los parámetros del acuífero, es muy importante asegurar una buena prueba de gasto constante, esto es:

- Prueba de larga duración, recomendable que sea por un período de 72 horas y con medidas de la depresión, en los tiempos siguientes: 0 - 1 - 2 - 3 - 5 - 7 - 10 - 15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 - 45 - 50 - 55 - 60 - 75 - 90 - 105 - 120 - 150 - 180 minutos, después cada hora hasta completar las 6 horas, para posteriormente medir la depresión cada 2 horas hasta finalizar la prueba.
- Por la frecuencia mencionadas, las mediciones de nivel se sugieren que sean realizadas con un transductor de presión y registradas con un datalogger.
- No operar otros pozos durante la ejecución de la prueba, que pudieran interferir en los niveles registrados.
- En lo posible se sugiere utilizar pozos de observación con las mismas frecuencias de mediciones de depresiones del pozo de extracción.
- Cumplido el tiempo de la prueba se detendrá el bombeo y se medirá la recuperación en el pozo con los mismos intervalos de tiempo señalados anteriormente.

El análisis para estas pruebas de bombeo fue desarrollado principalmente para acuíferos confinados(Theis), pero las expresiones utilizadas pueden ser extendidas a acuíferos libres, cuando las depresiones son pequeñas respecto al espesor saturado del acuífero; en caso que esto último no se cumpla, corresponde entonces, corregir las depresiones con cierta relación desarrollada para tales efectos (expresión 2.4.).

2.4.2.2.1.- Método de Theis

La expresión propuesta por Theis, desarrollada para acuíferos confinados, es la que se muestra a continuación:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u) \quad (2.5)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (2.6)$$

$$W(u) = -0,577 - \ln(u) + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} + \frac{u^5}{5.5!} - \dots$$

s	:	depresión(m)
Q	:	Caudal
T	:	Transmisividad
r	:	Distancia del pozo de observación al pozo de bombeo
S	:	Almacenamiento
t	:	Tiempo desde el inicio del bombeo
W(u)	:	Well Function

El cálculo de los parámetros se basa en el llamado *método de coincidencia de curvas*, que hace coincidir la curva tipo $\log(W(u))$ versus $\log(1/u)$ con tres alternativas de curvas:

- Representación $\log(s)$ v/s $\log(r^2/t)$
- Representación $\log(s)$ v/s $\log(t)$
- Representación $\log(s)$ v/s $\log(r^2)$

Con cada una de ellas se obtienen los términos que permiten determinar, haciendo uso de las ecuaciones 2.5 y 2.6, los parámetros del acuífero T y S.

2.4.2.2.2. - Método de Jacob (Cooper Jacob)

Cuando la función auxiliar u toma valores menores que 0,03 ($< 0,1$ en la práctica), entonces $W(u)$ se aproxima a $\ln \left(\frac{2,24Tt}{r^2S} \right)$, por lo tanto, la expresión de Theis se transforma en:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left(\frac{2,24Tt}{r^2S} \right)$$

Al desarrollar esta última expresión, se transforma en:

$$s = 0,183 (Q/T) \log t - 0,183 (Q/T) \left(\frac{r^2S}{2,25T} \right) \quad (2.7)$$

Lo interesante de esta forma, es que contando con la información de bombeo (depresión v/s tiempo) en un solo pozo, se hace posible determinar los parámetros T y S , a través de un análisis gráfico; en efecto, en un gráfico semilogarítmico s v/s $\log t$, el primer factor de la ecuación 2.7. y que pondera a $\log t$, corresponde a la pendiente de la recta, y por lo tanto, basta con tomar dos puntos cualesquiera de la recta y calcular dicha pendiente(m).

A su vez, de la misma ecuación 2.7., se observa que la pendiente de la recta es equivalente a $0,183(Q/T)$, entonces igualando este último factor con “ m ” obtenido del gráfico, se obtiene la transmisividad (T).

Para obtener el otro parámetro del acuífero, basta con determinar del gráfico semilogarítmico s v/s $\log t$, el valor de $\log t$ cuando se hace cero la depresión, entonces ya conocida la transmisividad, se despeja de la ecuación 2.7., el valor del almacenamiento S .

En la actualidad se dispone de programas computacionales para, en forma rápida y eficiente, evaluar pruebas de bombeo. Un caso es el software **AquiferTest**, que entre otras características ajusta automáticamente las curvas, y los resultados son presentados en gráficos y tablas; además, el programa tiene la facilidad de importar datos de registro continuo, como puede ser desde un data loggers.

2.4.3. - Aplicación de Aquifer Test

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación del Aquifer Test; se trata de un pozo de bombeo más un pozo de observación, con las respectivas depresiones medidas en cada uno de los pozos; las características de los pozos son las siguientes:

Pozo de Bombeo

Diámetro(“)	16
Radio r (m)	0,203
Caudal Q (l/s)	95

Pozo de Observación

Distancia al pozo de bombeo(m)	400
Profundidad (m)	255
Profundidad sumergida (m)	159,84

La teoría dice que no es recomendable efectuar los análisis directamente en el pozo de bombeo, ya que los niveles observados en el pozo se ven influenciados por la pérdida singular generada a la entrada del agua al sondaje. De todas formas en el ejemplo que se está analizando, se efectúa el análisis en ambos pozos.

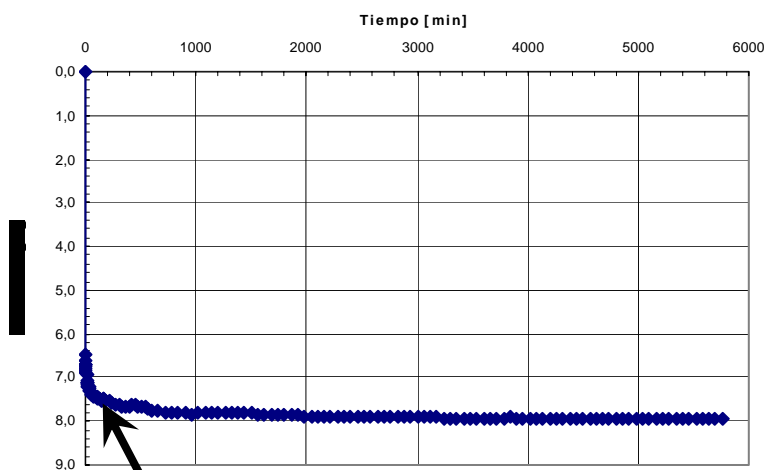


Figura 2.8. - Depresiones v/s tiempo en pozo de bombeo

Primer Minuto baja 6.5 [m]

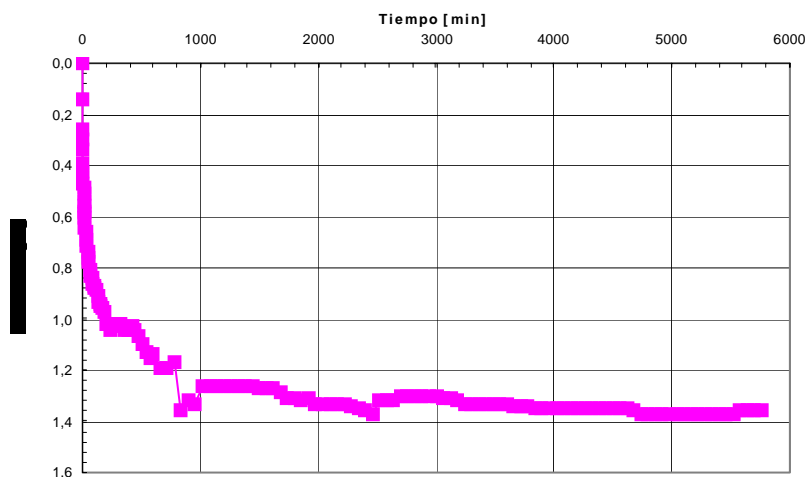
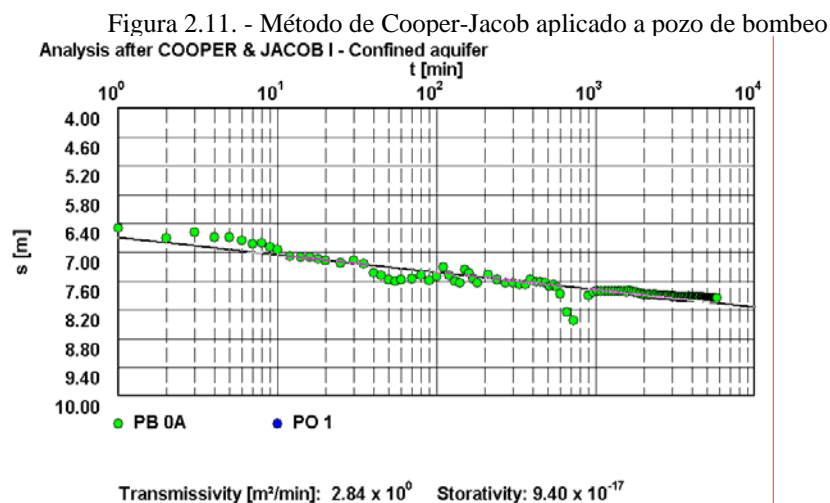
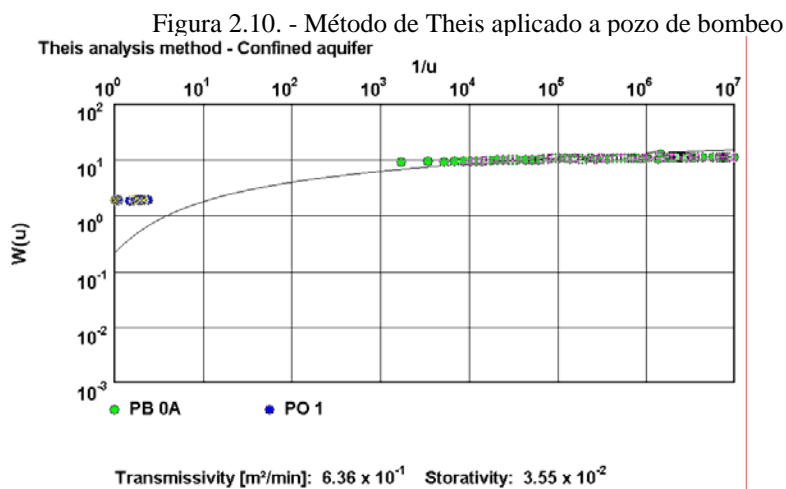


Figura 2.9. - Depresiones v/s tiempo en pozo de observación

Para ambos pozos se aplica el método de Theis y de Jacob (Cooper-Jacob), mediante el uso del software AquiferTest:

Pozo de Bombeo



Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 2.6. – Parámetros del acuífero según análisis en pozo de bombeo.

Método	Transmisividad(m^2/min)	Almacenamiento
THEIS	0,87	0,045
COOPER-JACOB	2,76	Muy bajo

Pozo de Observación

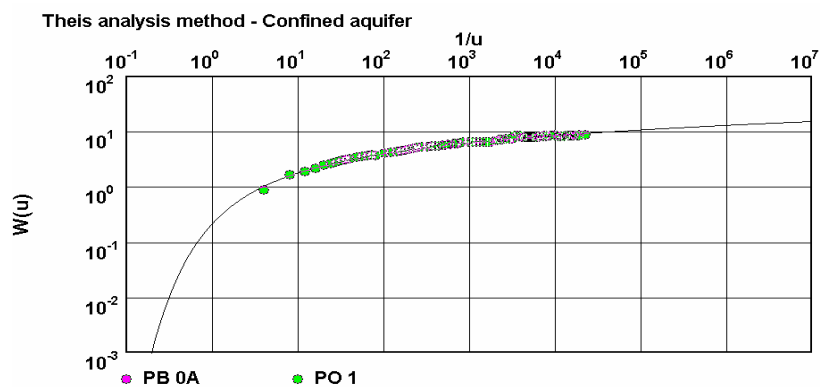


Figura 2.12.- Método de Theis aplicado a pozo de observación.

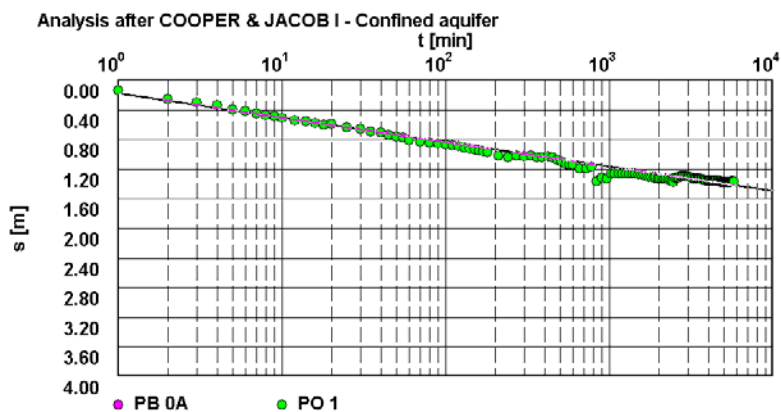


Figura 2.13.- Método de Cooper-Jacob aplicado a pozo de observación.

Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 2.7. – Parámetros del acuífero según análisis en pozo de observación.

Método	Transmisividad(m ² /min)	Almacenamiento
THEIS	3,23	0,000010
COOPER-JACOB	3,18	0,000011

Al observar las tablas 2.6. y 2.7., se aprecia que para el pozo de observación los métodos de Theis y Jacob, arrojan valores similares, a diferencia de lo ocurre al hacer el análisis en el pozo de bombeo.

Una alternativa interesante sería analizar qué ocurre con la estimación de los parámetros, si se analiza el pozo de bombeo con sus niveles corregidos, según la metodología vista en el punto 2.4.2.1, es decir, restándole la pérdida singular a los niveles observados en el sondaje.

Para el caso analizado, la prueba de bombeo de gasto variable es la que se muestra a continuación:

Tabla 2.8. – Prueba de gasto variable.

Caudal(l/s)	Depresión(m)
0	0,00
27	0,80
54	1,23
81	5,33
95	8,66

La pérdida singular resulta ser: $2E-04 \cdot Q^2$

Entonces para un caudal de 95 l/s, la pérdida singular es de 1,93 m, que se manifiesta en un descenso adicional a la entrada del pozo, por lo tanto, si se requiere el nivel de la napa afectado únicamente por las pérdidas friccionales (naturales) generadas en el suelo, habrá que restar 1,93 m a los niveles registrados en el pozo de bombeo.

Con estos niveles corregidos, se vuelven a aplicar los métodos de Jacob y Theis, de lo que resulta lo siguiente:

Tabla 2.9. – Parámetros del acuífero según análisis en pozo de observación corregido.

Método	Transmisividad(m ² /min)	Almacenamiento
THEIS	3,23	0,000010
COOPER-JACOB	3,18	0,000011

2.4.4.- Metodología alternativa

Cuando se analiza una prueba de bombeo en un acuífero donde se conoce la relación entre caudal específico y transmisividad, es posible depurar aún más el cálculo de parámetros del acuífero, donde no se dispone de pozos de observación.

El procedimiento es el que sigue:

- 1.- Se determina la pérdida singular, según lo visto anteriormente.
- 2.- Se calcula la transmisividad T, con algunas de las expresiones que relacionan el Qesp con la T, por ejemplo, si se está analizando una prueba de bombeo en la zona central del país, se puede ocupar:

$$\ln(T) = 1,0114 * \ln(Q_{esp}) + 5,5018 \quad (\text{Barra})$$

3. - A continuación se recurre a un proceso iterativo para determinar el “radio singular”, es decir, el radio al cual le corresponde la depresión corregida. Entonces vía Aquifer Test, se ajusta un valor de T que se asemeje al valor de T*, determinado en 2. -, variando el radio, con un valor inicial igual al radio del pozo.
- 4.- Al encontrar el valor de T para el radio singular, se acepta el ajuste de curvas, por lo tanto, queda también establecido el valor de S.