

**TEMA 7**  
**HIDRÁULICA DE CAPTACIONES HORIZONTALES**

**CI51J Hidráulica de Aguas Subterráneas y Su Aprovechamiento**

Profesor C. Espinoza  
Semestre Otoño 2009

**INDICE**

1.	INTRODUCCION .....	1
2.	CLASIFICACION SEGUN TIPOS DE GALERIAS DE INFILTRACION.....	2
3.	HIDRAULICA DE LOS SISTEMAS DE DRENAJES. CONDICIONES DE EQUILIBRIO .....	4
3.1	Drenes Abiertos .....	4
3.1.1	<i>Drenes Abiertos que Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración</i>	4
3.1.2	<i>Drenes Abiertos que no Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración.</i> .....	5
3.2	Drenes Cerrados.....	7
3.2.1	<i>Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Indefinido Alimentados por Infiltración</i> .....	7
3.2.2	<i>Drenes cerrados en un terreno de espesor finito alimentados por infiltración</i> .....	8
3.2.3	<i>Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Finito Alimentados por una Lámina de Agua Continua sobre el Terreno</i> .....	10

## 1. INTRODUCCION

Las captaciones subterráneas mediante drenes o galerías de infiltración no han tenido en los últimos años la vasta aplicación alcanzada por pozos. Esto se debe principalmente, tanto a la simplicidad como a los menores costos de construcción que presentan estas últimas en relación con las anteriores, dados los equipos y técnicas con que se cuenta en la actualidad para su ejecución.

Estas captaciones subterráneas del tipo longitudinal cuentan en todo caso con un campo de aplicación propio del cual no pueden ser desplazadas por esas otras.

Condiciones favorables hacia el establecimiento de captaciones longitudinales se producen principalmente cuando se trata de napas subterráneas superficiales y de poco espesor, o bien, cuando es conveniente realizar una aducción gravitacional eliminando el consumo de energía que significa la elevación del agua desde pozos de captación. Además, puede también señalarse la aplicación que ellas tiene como elementos de saneamiento general al ser utilizadas como drenajes de suelos pantanosos con niveles freáticos próximos a la superficie misma del terreno.

Con este análisis se pretende presentar para varios casos particulares de galerías de infiltración, procedimientos simplificados para la solución de este tipo de problemas, ya que aún cuando existen algunas soluciones generales teóricamente aplicables en muchos casos, la complejidad de las mismas las hacen perder su interés práctico.

## 2. CLASIFICACION SEGUN TIPOS DE GALERIAS DE INFILTRACION

Como se ha dicho, no se abordará aquí un análisis general válido para cualquier circunstancia, sino que nos limitaremos a tratar algunos casos particulares simplificados representativos de las variadas condiciones que pueden presentarse en la práctica.

Para tratar este tipo de problemas es necesario recurrir a hipótesis simplificadoras, ya que de otro modo nos veríamos llevados a introducir en el análisis complejidades matemáticas que no conducen a nada práctico.

De aquí la necesidad de establecer una clasificación según los distintos tipos de galerías que pueden presentarse, la que dice relación con las varias hipótesis simplificadoras que pueden introducirse en el análisis en cada caso.

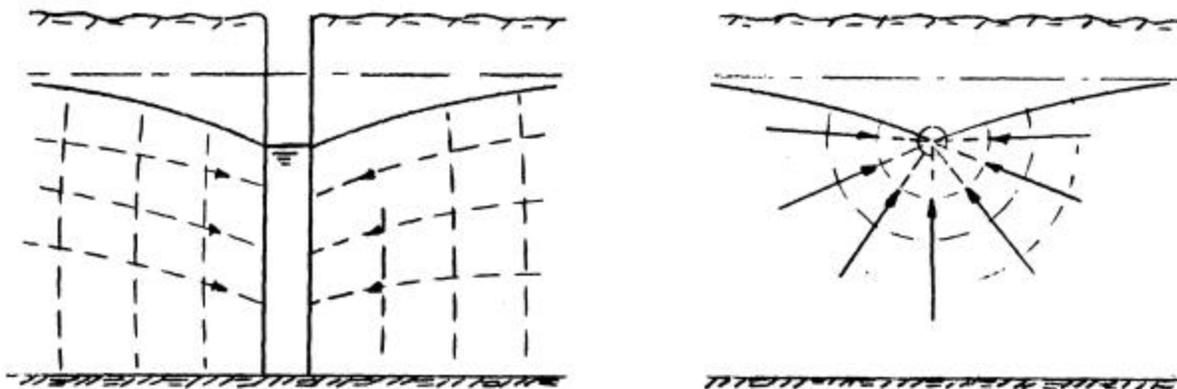
En primer lugar, dividiremos estas captaciones en dos grupos extremos de acuerdo con su ubicación geométrica dentro del acuífero, la que a su vez fija la forma de la red de flujo. Estos dos grupos son:

- a) Captación longitudinal que compromete todo el espesor de la napa subterránea.
- b) Captación longitudinal superficial ubicada a poca profundidad bajo el nivel libre de la napa, en relación con el espesor total de ella.

Como característica esencial del primer grupo tenemos que, salvo en las inmediaciones de la captación misma (ver Figura 2.1), las líneas de flujo del escurrimiento se asemejan a líneas rectas de pequeña inclinación respecto a la horizontal, mientras que las equipotenciales están constituidas por superficie planas cercanas a la vertical.

Como característica esencial del segundo grupo tenemos que las líneas de flujos del escurrimiento pueden asimilarse a rectas radiales dirigidas hacia la captación (ver Figura 2.1) mientras que las equipotenciales están constituidas aproximadamente por superficies semicilíndricas concéntricas con la captación.

**Figura 2.1**  
**Ejemplo de Captaciones Longitudinales**



En segundo lugar, desde el punto de vista del tipo de régimen del escurrimiento que tiene lugar hacia la captación, podemos subdividir cada uno de los dos grupos anteriores a su vez en dos nuevos, según las siguientes condiciones imperantes en el escurrimiento:

a) Condiciones de equilibrio

b) Condiciones de desequilibrio

El primero de ellos corresponde a aquellos escurrimientos subterráneos hacia galerías de infiltración que alcanzan, al cabo de cierto tiempo, una estabilización tanto en las velocidades del escurrimiento, como en el nivel deprimido de la napa, haciéndose de allí en adelante independientes del tiempo. Es condición necesaria para que pueda producirse un estado de equilibrio, que el gasto que se extrae por unidad de longitud de la galería de captación sea menor o igual al caudal propio de la napa por unidad de ancho o bien que exista alguna fuente superficial de alimentación. Bajo condiciones de equilibrio, el análisis del problema puede hacerse sin tomar en cuenta el factor tiempo, claro está que se renuncia a considerar el período transiente que transcurre hasta que se alcanza dicho equilibrio.

En condiciones de desequilibrio, el escurrimiento hacia la captación no alcanza una estabilización, aumentando en cada punto las depresiones de la napa a medida que transcurre el tiempo. Las velocidades del escurrimiento en cada punto, también son función del tiempo. Estos estados de desequilibrio se producen cuando el gasto que se extrae de la captación por unidad de longitud de ella supera el caudal propio de la napa por unidad de ancho de ella.

En este segundo caso, el agua extraída de la captación proviene en parte del drenaje constante de los terrenos saturados que se produce como consecuencia de las depresiones siempre crecientes del nivel libre de la napa.

En el primer caso es decir, en los estados de equilibrio, la napa se deprime sólo hasta crear los gradientes necesarios para permitir el escurrimiento hacia la captación del caudal que se extrae de ella.

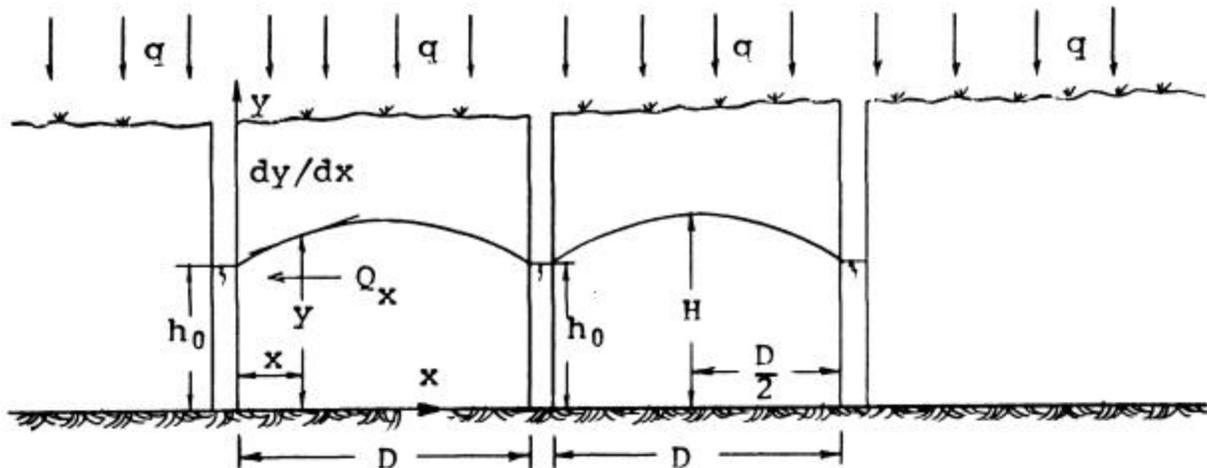
### 3. HIDRAULICA DE LOS SISTEMAS DE DRENAJES. CONDICIONES DE EQUILIBRIO

#### 3.1 Drenes Abiertos

##### 3.1.1 Drenes Abiertos que Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración

Se tiene un sistema de drenes abiertos tipo zanja, construido en un acuífero homogéneo e isotrópico, que compromete todo el espesor de la napa, espaciados a una distancia  $D$  uno de otro. El problema consiste en determinar el espaciamiento que debe dársele a los drenes a fin de mantener el espesor de la napa bajo un valor  $H$  en todos los puntos, si es que existe una alimentación vertical de caudal  $q$  constante por unidad de superficie. La Figura 3.1 muestra un esquema de esta situación.

**Figura 3.1**  
**Drenes Abiertos que Comprometen toda la Napa, con Infiltración**



El caudal  $Q_x$  por unidad de ancho que atraviesa la equipotencial  $y$ , supuestamente vertical, hacia el dren es:

$$Q_x = y \cdot K \cdot \frac{dy}{dx} \quad (3.1)$$

en que  $K$  es el coeficiente de permeabilidad y  $dy/dx$  es el gradiente hidráulico en ese punto. Ese caudal debe ser igual al caudal  $Q_{ix}$  que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical, que es:

$$Q_{ix} = q \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \quad (3.2)$$

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$K \cdot y \frac{dy}{dx} = q \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \quad (3.3)$$

o

$$y \, dy = \frac{q}{K} \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) dx \quad (3.4)$$

que debe integrarse entre los límites:

$$\begin{array}{ll} x = 0 & y = h_0 \\ x = D/2 & y = H \end{array}$$

De esto se obtiene:

$$\frac{H^2 - h_0^2}{2} = \frac{q}{K} \cdot \left( \frac{D^2}{4} - \frac{D^2}{8} \right) \quad (3.5)$$

o

$$H^2 - h_0^2 = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \quad (3.6)$$

### **3.1.2 Drenes Abiertos que no Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración.**

Se tiene el mismo sistema anterior, con la diferencia que el fondo de los drenes se encuentra a una altura  $d$  sobre el estrato impermeable horizontal que limita el flujo. La Figura 3.3 ilustra esta situación.

En este caso, suponiendo que las líneas de flujo son aproximadamente horizontales, las expresiones correspondientes al caudal  $Q_x$  por unidad de ancho que atraviesa la equipotencial  $y$ , y al caudal  $Q_{ix}$  que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical  $q$  son similares, vale decir:

$$K \cdot y \frac{dy}{dx} = q \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \quad (3.7)$$

Integrando entre los límites:

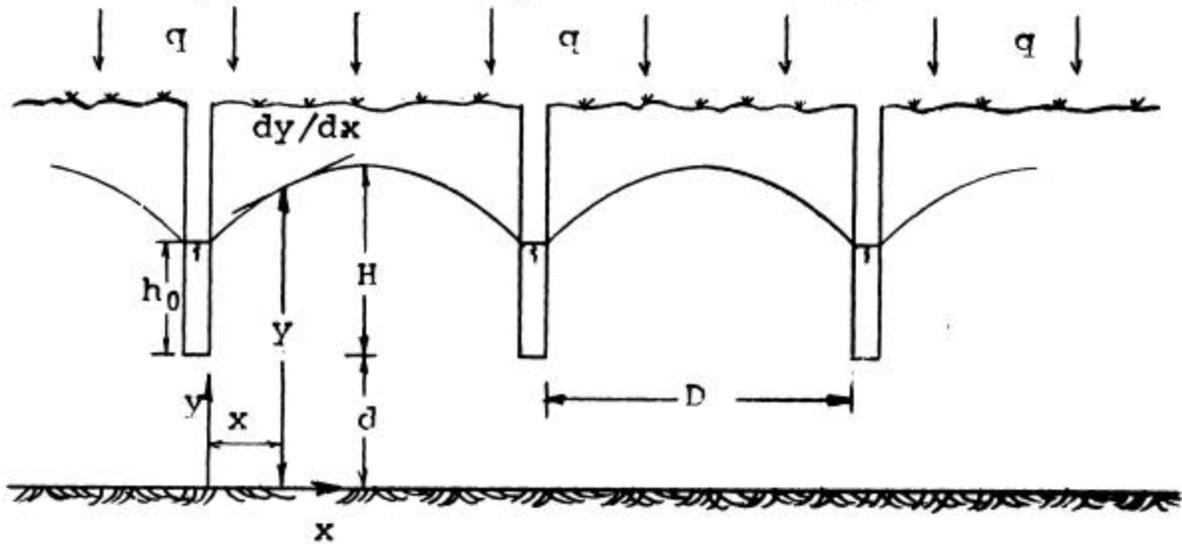
$$\begin{array}{ll} x = 0 & y = h_0 + d \\ x = D/2 & y = H + d \end{array}$$

se obtiene:

$$\frac{(H + d)^2 - (h_0 + d)^2}{2} = \frac{q}{K} \cdot \left( \frac{D^2}{4} - \frac{D^2}{8} \right) \quad (3.8)$$

o

**Figura 3.3**  
**Drenes Abiertos que no Comprometen toda la Napa, con Infiltración**



$$H^2 - h_0^2 + 2d \cdot (H - h_0) = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \quad (3.9)$$

o

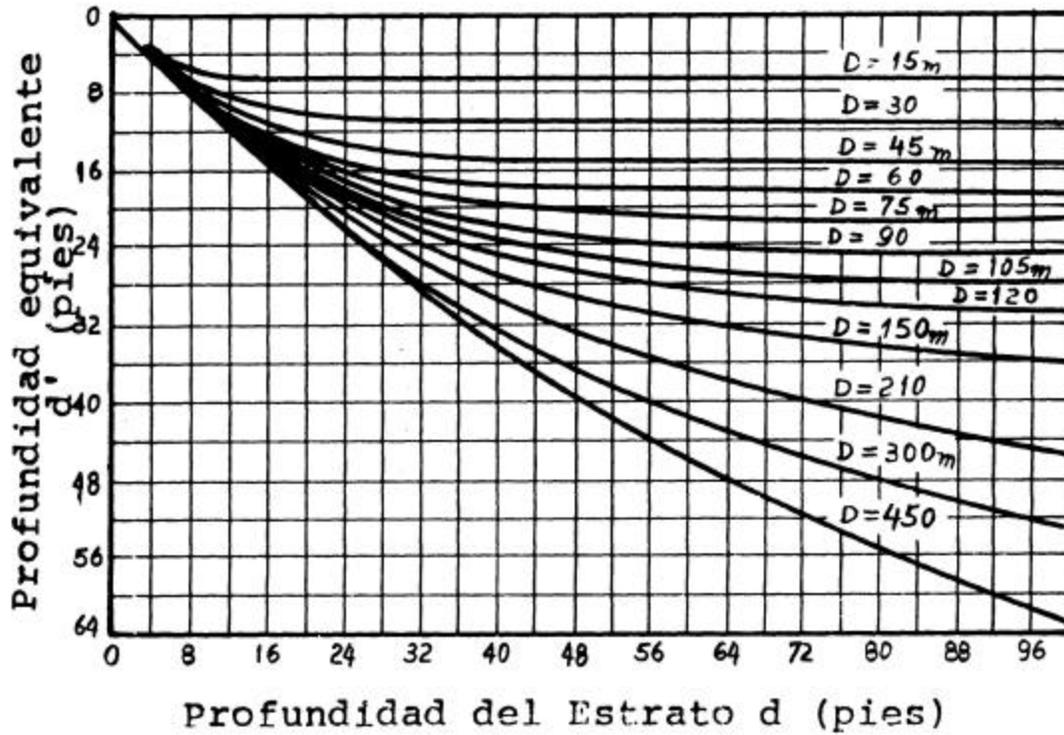
$$(H - h_0) \cdot (H + h_0 + 2d) = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \quad (3.10)$$

expresión que es válida para valores pequeños de  $d$ . Hooghout hizo un análisis separado para el flujo bajo el dren cuando la distancia entre el estrato impermeable y el fondo de los drenes es grande (mayor de 2 pies o 0,6 m). En esa situación supuso que el flujo está radial hacia el dren bajo su fondo. Luego comparó los valores del flujo obtenidos de este análisis con los correspondientes a la ecuación de flujo horizontal, de los que obtuvo una tabla de profundidades equivalentes para distintos espaciamientos de los drenes. El ábaco que se presenta en la Figura 3.4 indica estas relaciones.

Para el cálculo, se reemplaza en la ecuación (3.8), (3.9) o (3.10) el valor de  $d$  por el equivalente  $d'$  obtenido del ábaco.

La determinación de la impermeabilidad del estrato inferior, que supuestamente limita el flujo, es usualmente incierta. Sin embargo, en términos prácticos el análisis es válido siempre que su permeabilidad sea menor que 1/10 de la permeabilidad del material superior. Esto no significa que no haya escurrimiento vertical a través de este estrato, y en situaciones que así ocurre, si es que este escurrimiento es de importancia, es necesario cuantificarlo al diseñar los drenes.

Figura 3.4  
Corrección de Hooghoudt

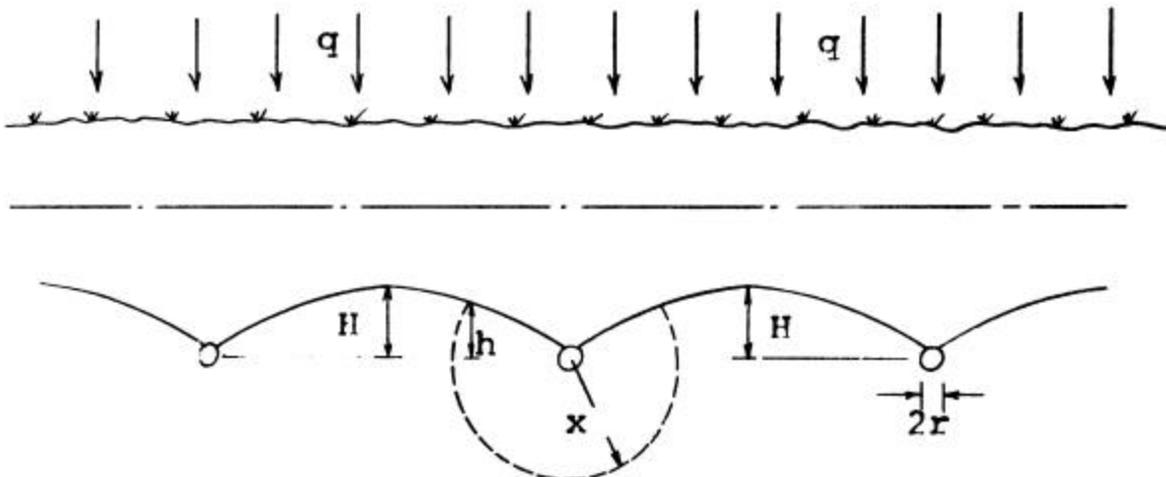


### 3.2 Drenes Cerrados

#### 3.2.1 Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Indefinido Alimentados por Infiltración

El sistema está formado por drenes cerrados, espaciados a una distancia  $D$  uno de otro, construidos en un acuífero homogéneo e isotrópico de espesor indefinido. La Figura 3.5 muestra un esquema que ilustra este sistema.

Figura 3.5  
Drenes Cerrados en un Medio Infinito



Suponiendo que el escurrimiento es del tipo semicilíndrico, el caudal hacia el dren a través del semicilindro de radio  $x$ , por unidad de ancho, es:

$$Q_x = p \cdot x \cdot K \frac{dh}{dx} \quad (3.11)$$

en que  $K$  es el coeficiente de permeabilidad del acuífero y  $h$  es la cota piezométrica referida a un plano horizontal que pasa por el eje de los drenes. Este caudal debe ser igual al caudal que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical, por unidad de ancho, que es:

$$Q_{ix} = q \cdot (D - 2 \cdot x) \quad (3.12)$$

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$p \cdot K \cdot x \frac{dh}{dx} = q \cdot (D - 2 \cdot x) \quad (3.13)$$

Suponiendo que el nivel libre de la napa se intercepta con los drenes mismos, los límites de integración serán:

$$\begin{aligned} x = r & & h = 0 \\ x = D/2 & & h = H \end{aligned}$$

y la integración dará:

$$\frac{K \cdot p}{q} \cdot H = D \cdot \ln\left(\frac{D}{2r}\right) - (D - 2 \cdot r) \quad (3.14)$$

Despreciando el valor de  $2r$  frente al de  $D$ , la expresión anterior puede modificarse a:

$$H = \frac{D \cdot q}{K \cdot p} \cdot \left[ \ln\left(\frac{D}{2r}\right) - \ln 2,72 \right] \quad (3.15)$$

o

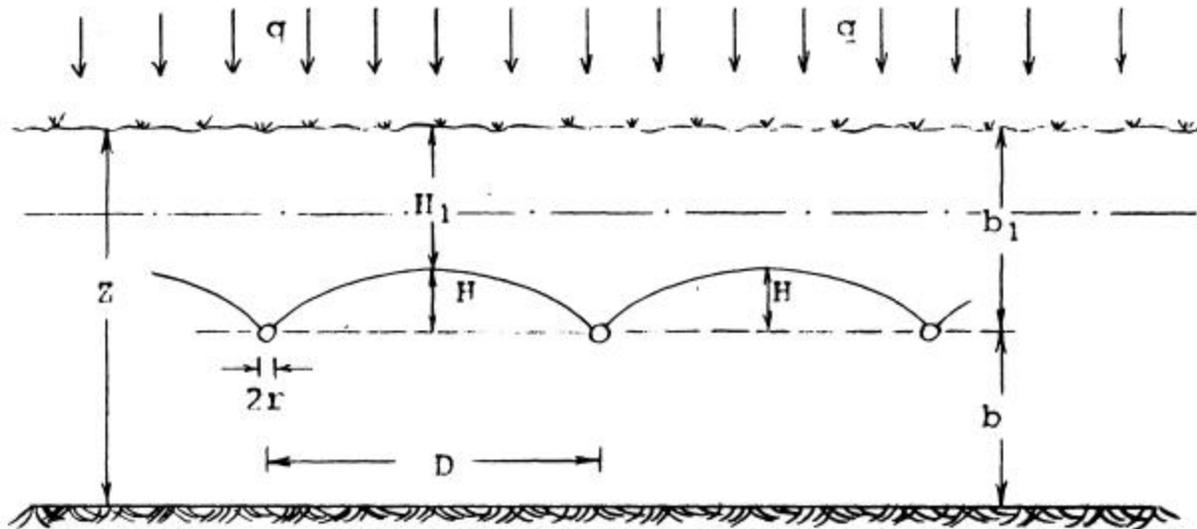
$$H = \frac{D \cdot q}{K \cdot p} \cdot \ln\left(\frac{D}{5,44 \cdot r}\right) \quad (3.16)$$

### 3.2.2 Drenes cerrados en un terreno de espesor finito alimentados por infiltración

Para el caso en que el espesor permeable es finito y conocido (ver Figura 3.6), Kirkham (1958) analizó el problema y lo solucionó mediante integración directa de la ecuación de Laplace con algunas hipótesis simplificadoras. La solución obtenida por Kirkham es la siguiente:

$$H = \frac{D \cdot q}{K} \cdot f\left(\frac{2 \cdot r}{D}, \frac{b}{D}\right) \quad (3.17)$$

**Figura 3.6**  
**Drenes Cerrados en un Medio Finito**



en que la función  $f$  tiene el siguiente valor:

$$f(x, y) = \frac{1}{p} \cdot \left\{ \operatorname{Ln} \left( \frac{2}{p \cdot x} \right) + \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \cdot (\operatorname{Cos}(m \cdot p \cdot x) - \operatorname{Cos}(m \cdot p)) \cdot (\operatorname{Coth}(2 \cdot m \cdot p \cdot y) - 1) \right] \right\} \quad (3.18)$$

A continuación la Tabla 3.1 incluye la tabulación de dicha función para distintos valores de  $b/D$  y de  $2r/D$ .

**Tabla 3.1**  
**Valores de  $f(2r/D, b/D)$**

b/D	2r/D				
	0.0025	0.005	0.01	0.02	0.04
0.01	12.79	12.57	12.33	12.03	11.52
0.02	6.761	6.541	6.318	6.077	5.771
0.04	3.864	3.643	3.421	3.195	2.954
0.08	2.522	2.301	2.080	1.858	1.633
0.16	1.961	1.741	1.520	1.299	1.077
0.32	1.787	1.566	1.345	1.125	0.904
0.64	1.764	1.543	1.323	1.102	0.811
1.00	1.763	1.543	1.322	1.101	0.811
∞	1.763	1.543	1.322	1.101	0.811

Comparaciones entre valores obtenidos mediante este método y la solución anterior para el caso de espesor indefinido permiten verificar que para valores de  $b/D \geq 0,32$ , los errores de aplicar la expresión del caso anterior resultan menores que el 15%.

Para el caso en que la altura entre el estrato impermeable inferior y los drenes ( $b$ ), es pequeña, vale la pena indicar los estudios realizados por G. Dagan (1964). Considerando la misma nomenclatura, la expresión que Dagan obtuvo es la siguiente:

$$(H + b)^2 - b^2 = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \cdot \left( 1 + a_1 \cdot \frac{4 \cdot b}{D} \right) \quad (3.19)$$

en que  $a_1$  es un coeficiente que depende de la relación entre el radio  $r$  de los tubos y la altura  $b$ . Dagan obtuvo los siguientes valores para el coeficiente  $a_1$ .

**Tabla 3.2**  
**Valores para Solución de Dagan**

$r/b$	$a_1$
0.01	2.16
0.02	1.75
0.04	1.31
0.06	1.05
0.08	0.86
0.10	0.75

Es necesario indicar que para valores pequeños de  $b/D$ , la solución que se obtiene así difiere en alrededor de un 15% de la obtenida al aplicar la relación (3.17). Este error puede ser aceptable si se considera la incertidumbre en la determinación de ciertos parámetros como el coeficiente de permeabilidad por ejemplo.

### **3.2.3 Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Finito Alimentados por una Lámina de Agua Continua sobre el Terreno**

Suponiendo que el dren es capaz de extraer un caudal  $Q$  por unidad de longitud, que la altura desde el dren a la superficie libre es  $a$ , y que la superficie impermeable es una línea de flujo, la solución al problema y se obtiene mediante la aplicación del método de las imágenes y superponiendo las soluciones. La Figura 3.7 esquematiza este sistema.

En el esquema de la Figura 3.8 se tienen los distintos drenes considerados. Cada uno de ellos se encontraría en un medio infinito, con un patrón de flujo cilíndrico, y no existiría influencia de unos sobre otros.

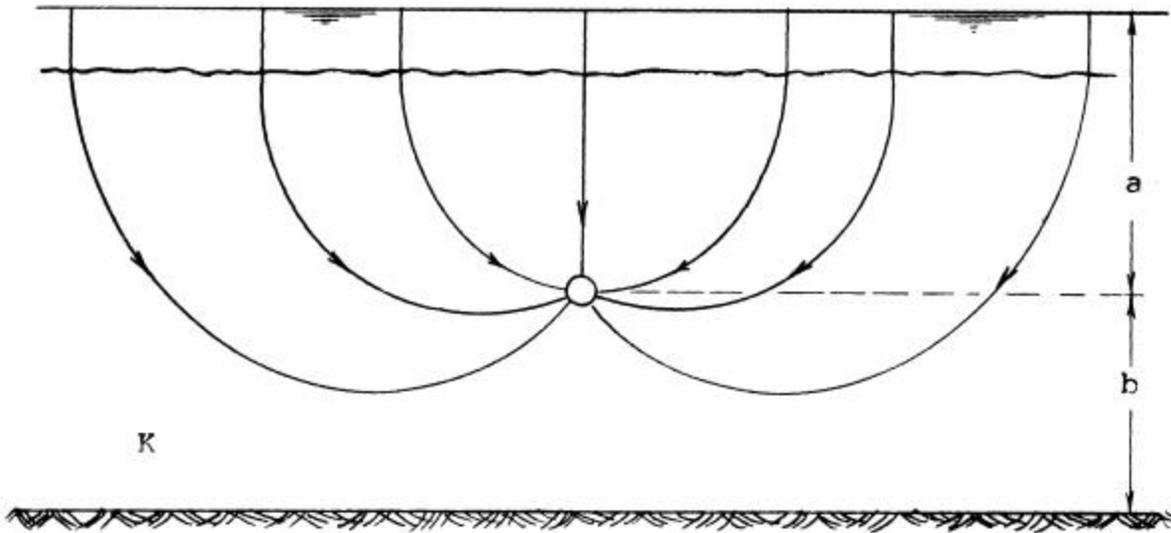
En este esquema se pueden distinguir:

$C_r$ : Dren real del que se extrae un caudal  $Q$ . La pérdida de carga motivada por el escurrimiento hasta la galería misma es:

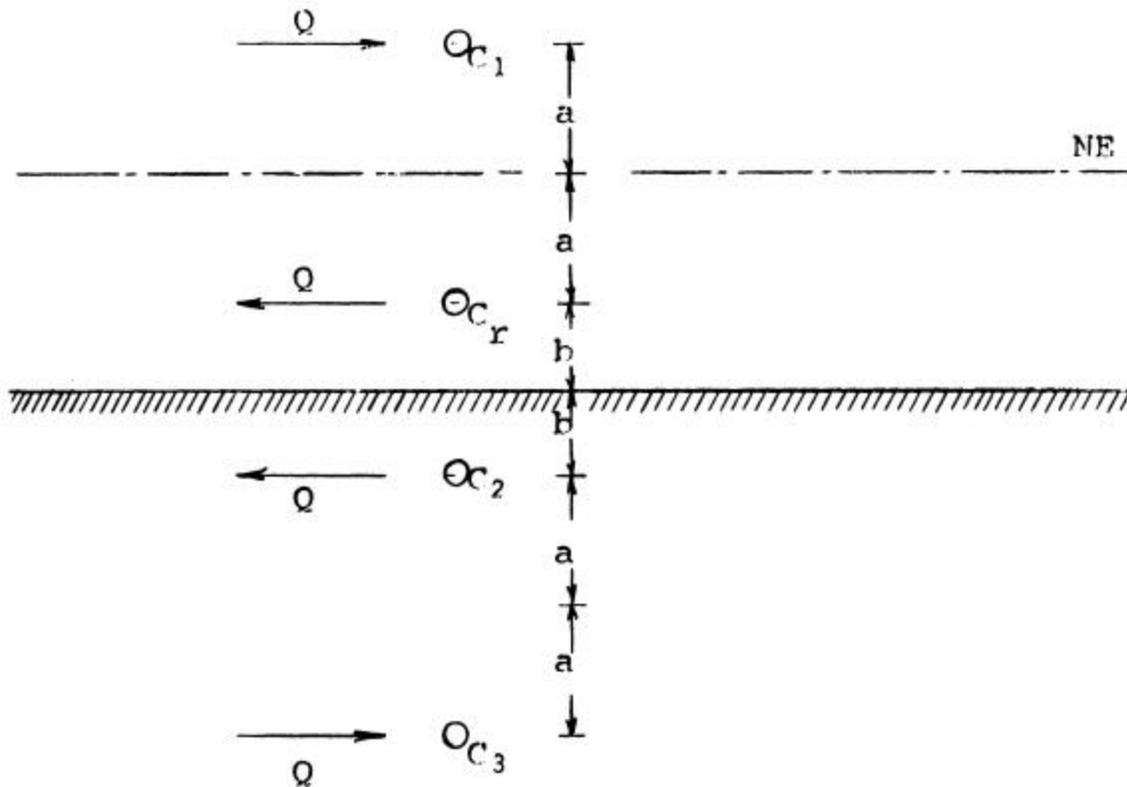
$$\Delta_r = \frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \text{Ln} \left( \frac{R}{r} \right) \quad (3.20)$$

en que  $R$  es el radio de influencia y  $r$  es el radio de la cañería (esta relación proviene de la hidráulica de pozos en condiciones de equilibrio).

**Figura 3.7**  
**Dren Cerrado con Lámina de Agua Continua**



**Figura 3.8**  
**Esquema de Solución Mediante Imágenes**



**C<sub>1</sub>**: Dren imagen del real respecto a la superficie libre del agua. En él se infiltra un caudal Q. La pérdida de carga motivada por ella en la ubicación de la cañería real (distancia 2a) queda dada por:

$$\Delta_1 = -\frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \text{Ln}\left(\frac{R}{2a}\right) \quad (3.21)$$

**C<sub>2</sub>**: Dren imagen del real respecto a la superficie impermeable. De él se extrae un caudal Q. La pérdida de carga motivada por esta cañería en la ubicación de la cañería real (distancia 2b), queda dada por:

$$\Delta_2 = \frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \text{Ln}\left(\frac{R}{2b}\right) \quad (3.22)$$

**C<sub>3</sub>**: Dren imagen de **C<sub>1</sub>** respecto a la superficie impermeable. En él se infiltra un caudal Q. La pérdida de carga motivada por esta cañería en la ubicación de la real (distancia 2b+2a), queda dada por:

$$\Delta_3 = -\frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \text{Ln}\left(\frac{R}{2 \cdot (a+b)}\right) \quad (3.23)$$

En estricto rigor, la superposición debería continuar ya que las cañerías de drenaje **C<sub>2</sub>** y **C<sub>3</sub>** tienen imágenes con respecto a la superficie libre que están ubicadas a (a+2b) y a (3a+2b), respectivamente, sobre dicha superficie. A su vez, estas dos nuevas cañerías tendrían imágenes con respecto al estrato impermeable que habría que considerar, y así sucesivamente. Para fines prácticos sin embargo, basta considerar las tres imágenes **C<sub>1</sub>**, **C<sub>2</sub>** y **C<sub>3</sub>**, ya que el error que se comete al desprestigiar el resto de las imágenes resulta inferior a un 10% para valores de a/r ≥ 10.

La pérdida de carga total en la ubicación de la cañería de drenaje real queda dada por:

$$\Delta_0 = \Delta_r + \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (3.24)$$

con lo que al reemplazar las pérdidas de carga individuales se tiene:

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \left[ \text{Ln}\left(\frac{R}{r}\right) - \text{Ln}\left(\frac{R}{2a}\right) + \text{Ln}\left(\frac{R}{2b}\right) - \text{Ln}\left(\frac{R}{2 \cdot (a+b)}\right) \right] \quad (3.25)$$

o

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2 \cdot p \cdot K} \cdot \text{Ln}\left(\frac{2a}{r} \cdot \frac{a+b}{b}\right) \quad (3.26)$$

Considerando que **D<sub>Omáx</sub>** = a, el caudal máximo que puede obtenerse por unidad de longitud de cañería queda dado por:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot p \cdot K \cdot a}{\text{Ln} \left( \frac{2a}{r} \cdot \frac{a+b}{b} \right)} \quad (3.27)$$

Este tipo de drenaje además de usarse para mantener ciertos niveles del agua sobre la superficie del terreno, se utiliza para el aprovechamiento del agua drenada aguas abajo.

## REFERENCIAS

Domenico P. & F. Schwartz, *Physical and Chemical Hydrogeology*. Wiley. 1990.

Cabrera, G. *Seminario de Hidrogeología Aplicada para Técnicos y Profesionales de la Dirección General de Aguas*. 1997.

Baeza, H. *Escurremientos en Medios Permeables*. 2a Parte. 1973

Luthin, J. *Drainage Engineering*. Wiley. 1966.

Sharma, H. and S. Lewis. *Water Containment Systems, Wate Stabilization, and Landfills*. Wiley. 1994.

US Department of the Interior. *Drainage Manual*. A Water Resources Technical Publication. 1978.