

212.4

79MA

212.4/79MA
743

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

743
212.4
79MA

UNIVERSIDAD DE PANAMA
INSTITUTO POLITECNICO
CENTRO INTERNACIONAL DE INVESTIGACIONES
PARA EL DESARROLLO (C.I.I.D.)

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION
GALERIAS DE INFILTRACION.

INFORME PRELIMINAR DE LA PRIMERA ETAPA.

FOR:

HECTOR M. MONTEMAYOR A. . INVESTIGADOR PRINCIPAL
LUIS A. BARAHONA G. . . . INVESTIGADOR ASISTENTE

MARZO 1979

CONTENIDO

INTRODUCCION

CAPITULO I

ANALISIS HIDRAULICO DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION.

- 1.1 Definiciones y Términos.
- 1.2 Tipos de Captación.
- 1.3 Galería que compromete todo el espesor del acuífero bajo condiciones de equilibrio.
 - 1.3.1 Acuífero con escurrimiento propio.
 - 1.3.2 Recarga situada a una distancia "D" de la galería.
- 1.4 Galería que compromete todo el espesor del acuífero bajo condiciones de desequilibrio.
- 1.5 Galería superficial bajo condiciones de equilibrio.
 - 1.5.1 Acuífero con escurrimiento propio.
 - 1.5.2 Acuífero indefinido con alimentación superficial.
 - 1.5.3 Acuífero con alimentación superficial limitado inferiormente.
- 1.6 Galería superficial bajo condiciones de desequilibrio.

CAPITULO II

RENDIMIENTO DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION.

- 2.1 Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero.
 - 2.1.1 Galerías en acuífero con escurrimiento propio.
 - 2.1.2 Galerías adyacentes a una fuente de recarga superficial.
- 2.2 Galerías que comprometen la parte superior del acuífero.
 - 2.2.1 Galería en acuífero con escurrimiento propio.
 - 2.2.2 Galería adyacente a una fuente de recarga superficial
- 2.3 Galerías en acuíferos recargados superficialmente.
 - 2.3.1 Galería en acuífero de gran espesor.
 - 2.3.2 Galería en un acuífero de poco espesor.

CAPITULO III

DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO.

3.1 Métodos de laboratorio para determinar la permeabilidad.

3.1.1 Método de la cabeza hidráulica constante.

3.1.2 Método de la cabeza hidráulica variable.

3.1.3 Precauciones y detalles en los ensayos de laboratorio.

3.2 Métodos de Campo para determinar la permeabilidad.

3.2.1 Bombeo de un acuífero libre, con pozos de observación y flujo estable.

3.2.2 Caso especial de acuífero libre recargado por una masa de agua superficial.

3.2.3 Bombeo de un acuífero confinado, con pozos de observación y flujo estable.

3.2.4 Consideraciones prácticas relativas a las pruebas de bombeo.

3.2.5 Coeficiente de permeabilidad medido mediante pozos llenos de agua.

3.3 Selección del método para determinar la permeabilidad.

CAPITULO IV

SELECCION DEL SITIO Y DEL TIPO DE GALERIA.

4.1 Selección del sitio.

4.2 Selección del tipo de galería.

CAPITULO V

DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE UNA GALERIA DE INFILTRACION.

5.1 El Colector.

5.1.1 Tamaño.

5.1.2 Tipo de material.

5.1.3 Pendiente.

5.1.4 Area abierta.

5.1.5 Forma, tamaño y distribución de las perforaciones.

5.2 Forro filtrante.

5.3 Pozo colector.

5.4 Cámaras de inspección.

5.5 Sello impermeable.

CAPITULO VI

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LA CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION.

6.1 Construcción.

6.2 Mantenimiento.

6.3 Calidad del agua producida por una galería.

INTRODUCCION

El Instituto Politécnico de la Universidad de Panamá, consciente de que el sistema de Galería de Infiltración constituye un modo sencillo de obtener agua naturalmente filtrada y abundante; y que sin embargo, en nuestro medio su aprovechamiento es muy limitado debido a la falta de experiencia y documentación pertinente, decidió realizar una investigación sobre dicho sistema.

Nuestro Instituto solicitó el financiamiento de este Proyecto de Investigación al Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo del Canadá (CIID), organismo que acogió favorablemente la petición.

El propósito de la investigación era conformar una publicación de referencia de índices bibliográficos de trabajos publicados sobre el tema, además de la elaboración de un Manual de Diseño y Construcción de dichas galerías.

Para la recopilación del material bibliográfico a nivel nacional, se investigó en todas las instituciones que pudiesen tener información al respecto; y a nivel internacional se envió correspondencia a los principales centros de información técnica. A pesar de que la gran mayoría de las respuestas fueron negativas, se logró obtener muy buenos trabajos como lo son el del Ingeniero Hernán Baeza (Hidráulica de Drenes y Galerías de Infiltración), el de Truman W. Bennett (On the Design and Construction of Infiltration Galleries), y el de L. Huisman (Groundwater Recovery).

Este trabajo es producto de la escasa bibliografía existente y de las experiencias obtenidas en Panamá. Se pretendió complementarlo con experiencias de otros países, pero hasta la fecha no se ha logrado hacer contactos para realizar visitas a los mismos.

Se pretende poner a disposición de Universidades e Instituciones que se relacionan con el manejo de agua este documento inicial, con el propósito de recoger las recomendaciones que tengan a bien hacer, con el fin de incorporarlas.

En el primer capítulo, se presenta el análisis hidráulico de las Galerías de Infiltración; en el segundo se hace un resumen de los rendimientos máximos por unidad de longitud de los diferentes tipos de galerías; en el tercero se

describe la metodología para determinar los parámetros de diseño; en el cuarto se presentan los aspectos que hay que considerar para el diseño de cada uno de los elementos que constituyen la galería; y el quinto capítulo se refiere a ciertos aspectos sobre la construcción, el mantenimiento y calidad del agua de las galerías de infiltración.

Queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento al Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo del Canadá (CIID) por el patrocinio brindado a este proyecto e interés que siempre mostró en el desarrollo del mismo; así como también, a todas las personas e instituciones que nos enviaron información referente a las galerías de infiltración.

Esta investigación hizo posible el diseño y construcción de varios proyectos que han permitido resolver el problema de abastecimiento de agua en los siguientes lugares de la República de Panamá: Los Lotes de Pacora - Provincia de Panamá (900 habitantes), El Llano de Chepo - Provincia de Panamá (800 habitantes), Río Gatún - Provincia de Colón (1,000 habitantes), Natá - Provincia de Coclé (6,150 habitantes), que está en vías de construcción. A estas galerías no se les ha podido determinar el rendimiento real por falta de un equipo de bombeo adecuado. Con estos proyectos se han capacitado ocho estudiantes, graduandos de Ingeniería en materia de Galerías.

Además, se ha equipado el laboratorio de análisis de aguas del Instituto Politécnico, con lo cual se ha creado cierta infraestructura que permitirá la realización de algunos trabajos de investigación similares.

Las dos instituciones responsables de los suministros de agua en el país, el Ministerio de Salud y el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales; han considerado al sistema de Galerías de Infiltración como una alternativa viable para la solución del problema de abastecimiento de agua de algunas poblaciones.

En la actualidad, son varios los proyectos de abastecimiento de agua potable, que tienen como fuente a una galería de infiltración.

CAPITULO I

"ANALISIS HIDRAULICO DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION"

1.1 DEFINICIONES Y TERMINOS

Antes de entrar propiamente en el análisis hidráulico de las Galerías de Infiltración, vamos a presentar ciertas leyes y definiciones fundamentales, relacionadas con el movimiento de las aguas subterráneas.

Ley de Darcy: El volumen de agua que se filtra a través de un medio poroso, es directamente proporcional a la presión y al coeficiente de permeabilidad del medio, e inversamente proporcional a longitud del recorrido.

Ver figura 1.1.

$$Q = K A i = K A h/L$$

"Q" es el caudal.

"A" es el área de la sección transversal al flujo.

"K" es el coeficiente de permeabilidad.

"i" es la gradiente hidráulica (h/L).

Coefficiente de Permeabilidad (K): Es el volumen de agua que escurre a través de un área unitaria de un acuífero bajo una gradiente hidráulica unitaria, por unidad de tiempo. Ver figura 1.2. Sus unidades en el sistema métrico se expresan en " $m^3/m^2 \times día$."

Coefficiente de Transmisibilidad (T): Es la medida de la capacidad de un acuífero para transmitir agua. Se define como la rata de flujo a través de una franja vertical del acuífero de ancho unitario; y que se extiende por todo el espesor saturado, bajo una gradiente hidráulica unitaria. Ver figura 1.2.

La transmisibilidad es igual al producto de la permeabilidad promedio por el espesor del acuífero. Sus unidades en el sistema métrico son " $m^3/m \times día$ ".

Coefficiente de almacenamiento (S): Es el volumen de agua que el acuífero libera o absorbe por unidad de superficie por cambio unitario de presión en la componente normal a esa superficie.

Por ejemplo, el valor del coeficiente $S = 0.01$, indica que quedarían liberados $0.01 m^3$ de agua bajo un área del acuífero de $1 m^2$, cuando la cabeza de presión desciende 1 metro.

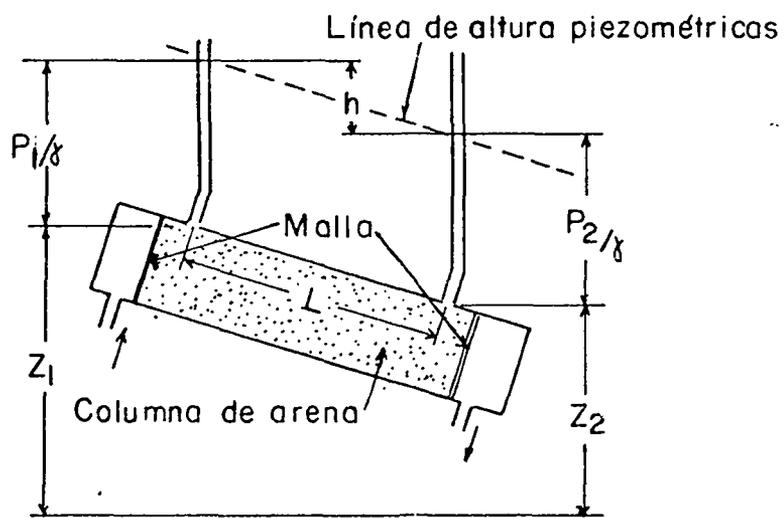


Figura I.1 Ilustración de la ley de Darcy

Referencia 16

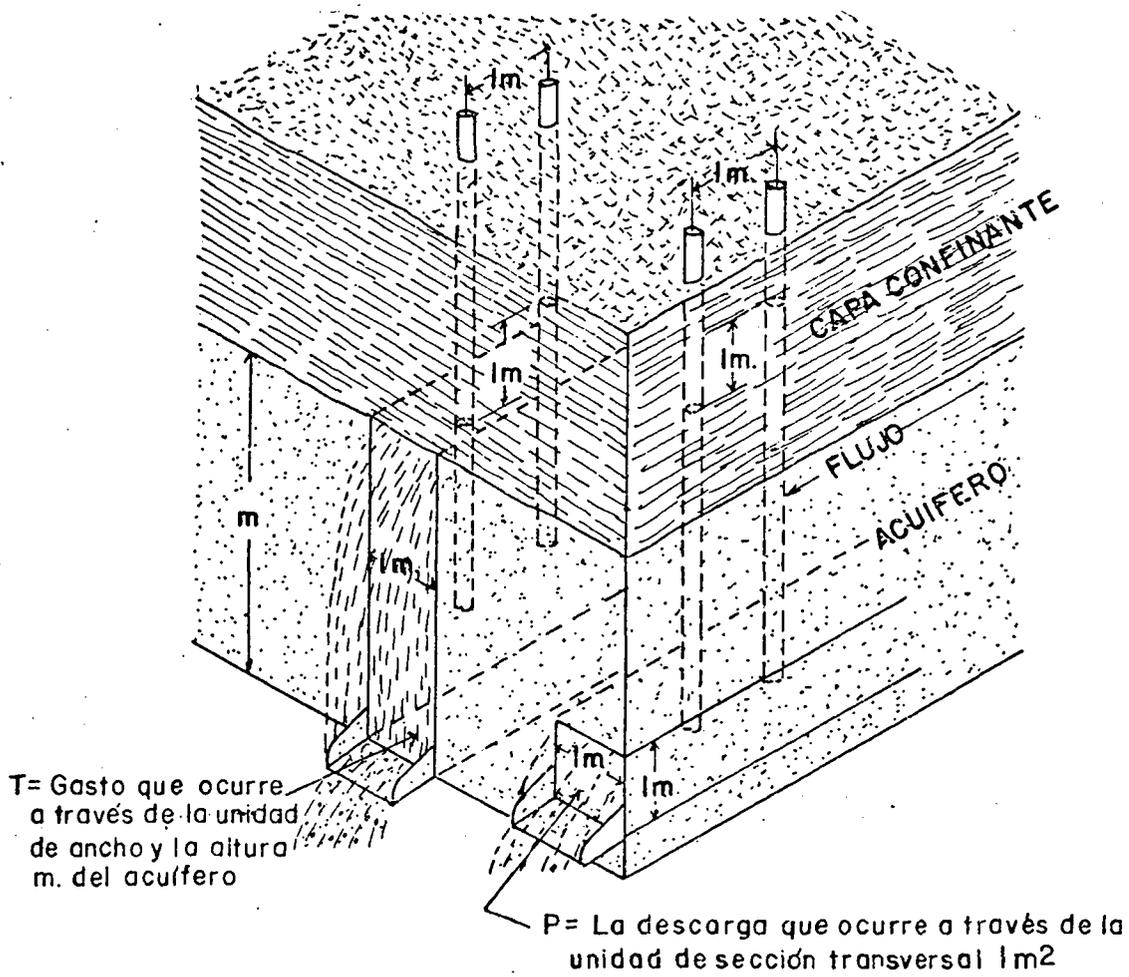


Figura 1.2 Ilustración del concepto de permeabilidad y transmisibilidad.

Referencia 16

Escurrencimiento laminar: Escurrencimiento en que las partículas individuales del fluido siguen un recorrido en línea recta.

Escurrencimiento turbulento: Escurrencimiento en que las partículas individuales del fluido toman recorridos al azar.

Acuífero libre: Es una formación geológica capaz de almacenar y transmitir agua, que tiene acceso directo a la atmósfera a través de espacios abiertos (poros), en el material permeable.

Acuífero confinado o artesiano: Es un acuífero que se encuentra separado de la atmósfera por un material impermeable. En la mayoría de los casos, se encuentra saturado por agua a presión. Si se introducen tubos piezométricos en el acuífero, el nivel del agua formará una superficie piezométrica situada toda ella dentro o por encima de la formación impermeable superior.

1.2 TIPOS DE CAPTACION

Los análisis que se incluyen a continuación, intentan presentar un conjunto de soluciones prácticas, que se puedan aplicar sin mayores dificultades a situaciones reales que se presentan con frecuencia.

Para todos los casos analizados, las soluciones básicas que se presentan se obtienen definiendo el tipo de patrón de flujo. Solamente se consideran dos patrones típicos de flujo:

1. Líneas de flujo horizontales con equipotenciales verticales.
2. Líneas de flujo radiales con equipotenciales cilíndricos o semicilíndricos.

Para la clasificación de los tipos de Galería de Infiltración se consideran dos factores: El patrón de flujo a través del acuífero hacia la Galería, y el régimen del escurrencimiento. El patrón de flujo se refiere a las formas de las líneas de flujo y equipotenciales. Para esto último, se consideran dos casos extremos:

- a) Galerías que comprometen todo el espesor del acuífero y;
- b) Galerías situadas a poca profundidad bajo el nivel libre de la napa.

Las Galerías que comprometen todo el espesor de la napa, se caracterizan, excepto en las inmediaciones de la captación misma, por el hecho de que las líneas de flujo del escurrimiento se asemejan a líneas rectas inclinadas, con respecto a la horizontal. En este caso, las equipotenciales quedan constituidas por superficies planas que casi coinciden con la vertical.

Ver figura 1.3.

Las captaciones superficiales se caracterizan por el hecho de que las líneas de flujo del escurrimiento, pueden representarse por rectas radiales dirigidas hacia la captación, y las equipotenciales quedan constituidas por superficies semicilíndricas, con el centro en el punto de captación. Ver figura 1.4.

En cuanto a la clase de régimen del escurrimiento hacia la captación, pueden existir dos condiciones:

- a) La de equilibrio, y;
- b) La de desequilibrio

Las condiciones de equilibrio se presentan cuando, para determinados escurrimientos, se alcanza al cabo de cierto tiempo una estabilización tanto en las velocidades del escurrimiento como en el nivel deprimido de la napa.

Para que exista un estado de equilibrio, es indispensable que el caudal extraído por unidad de longitud de la galería, sea menor o igual al caudal propio del acuífero, o bien, que exista una fuente superficial de alimentación. En este caso, el nivel del acuífero se deprime solamente hasta crear las gradientes necesarias, que permitan el escurrimiento hacia la galería del caudal que se extrae de ella.

En las condiciones de desequilibrio, el escurrimiento no se estabiliza. La depresión del nivel del agua aumenta con el paso del tiempo, y las velocidades varían. - El agua que se obtiene proviene del drenaje de los terrenos saturados.

Este drenaje se produce debido a las depresiones siempre crecientes del nivel de la napa. Combinando los factores de patrón de flujo y de la forma de escurrimiento, tenemos las siguientes condiciones:

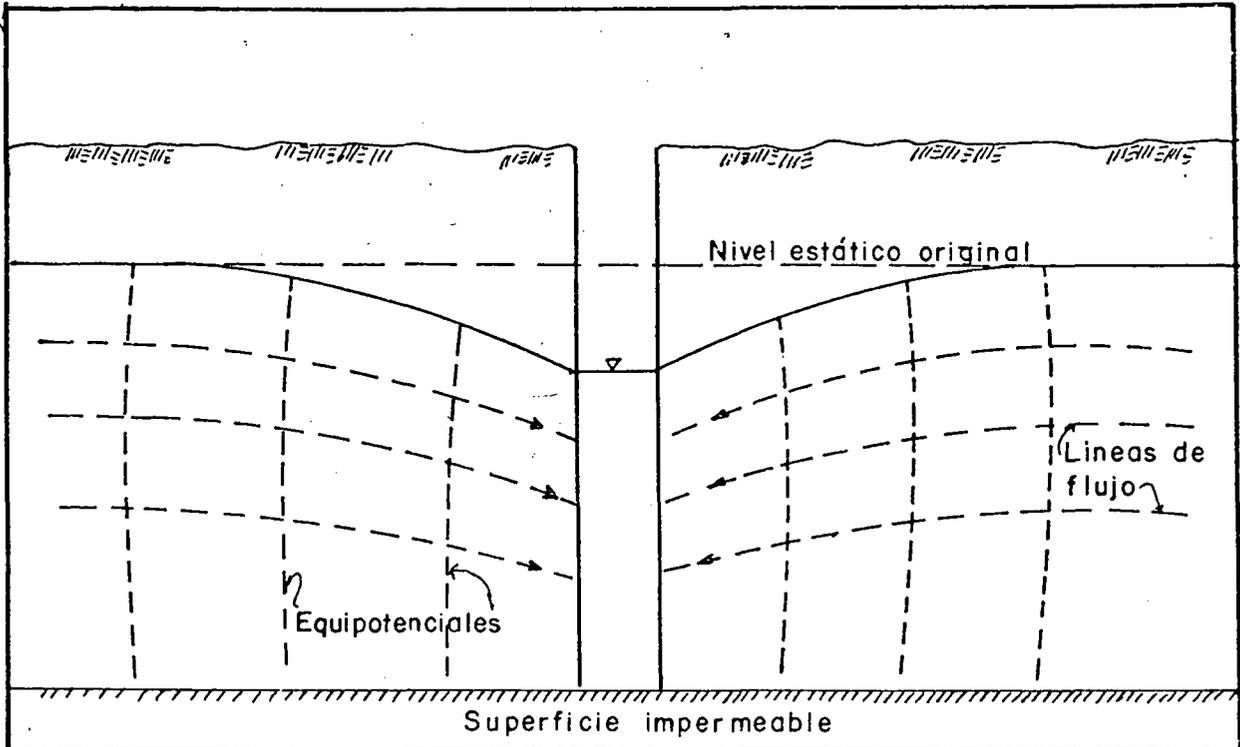


Figura I.3 Captación con líneas de flujo poco inclinadas y equipotenciales casi verticales.

Referencia I

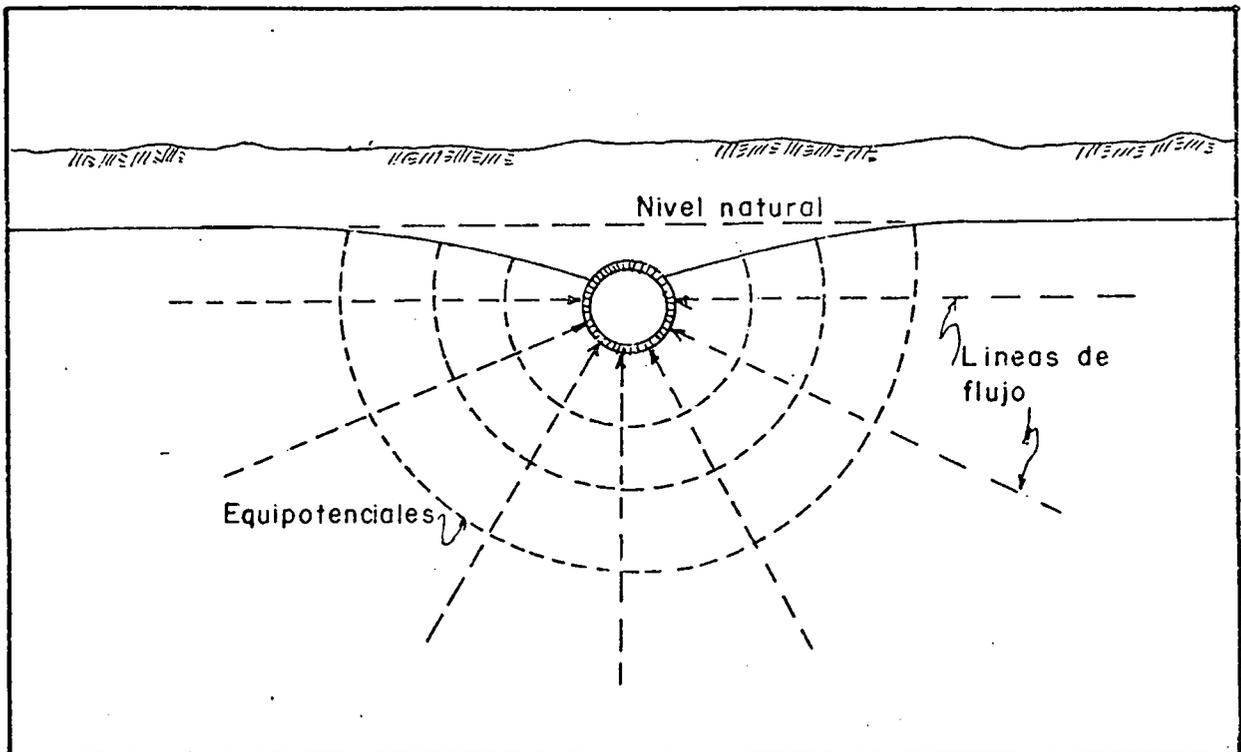


Figura I.4 Captación con líneas de flujo radiales y equipotenciales cilindricos.

Referencia I

- a) Galería que compromete todo el espesor del acuífero, bajo condiciones de equilibrio.
- b) Galería que compromete todo el espesor del acuífero, bajo condiciones de desequilibrio.
- c) Galería superficial bajo condiciones de equilibrio.
- d) Galería superficial bajo condiciones de desequilibrio.

Ahora se presentará cada una de ellas en detalle.

1.3 GALERIA QUE COMPROMETE TODO EL ESPESOR DEL ACUIFERO BAJO CONDICIONES DE EQUILIBRIO.

Las suposiciones que se hacen para este análisis son las siguientes: Las líneas de flujo son horizontales y las equipotenciales verticales, y la pendiente de la superficie impermeable que limita la parte inferior del acuífero, es pequeña en el área cercana a la galería. Ver figura 1.5.

La permeabilidad del acuífero la denominaremos K , y Q el caudal total que escurre hacia la galería por unidad de ancho. Consideraremos que este caudal Q es igual al propio del acuífero.

A una distancia X , medida a partir de la galería hacia aguas arriba, el gradiente hidráulico del escurrimiento está dado por la siguiente expresión:

$$i = \frac{dy}{dx} \quad (1.1)$$

En base a la ecuación de Darcy la velocidad del escurrimiento será:

$$v = ki \quad (1.2)$$

Si sustituimos la ecuación (1.2) en la ecuación (1.1) obtenemos:

$$v = k dy/dx \quad (1.3)$$

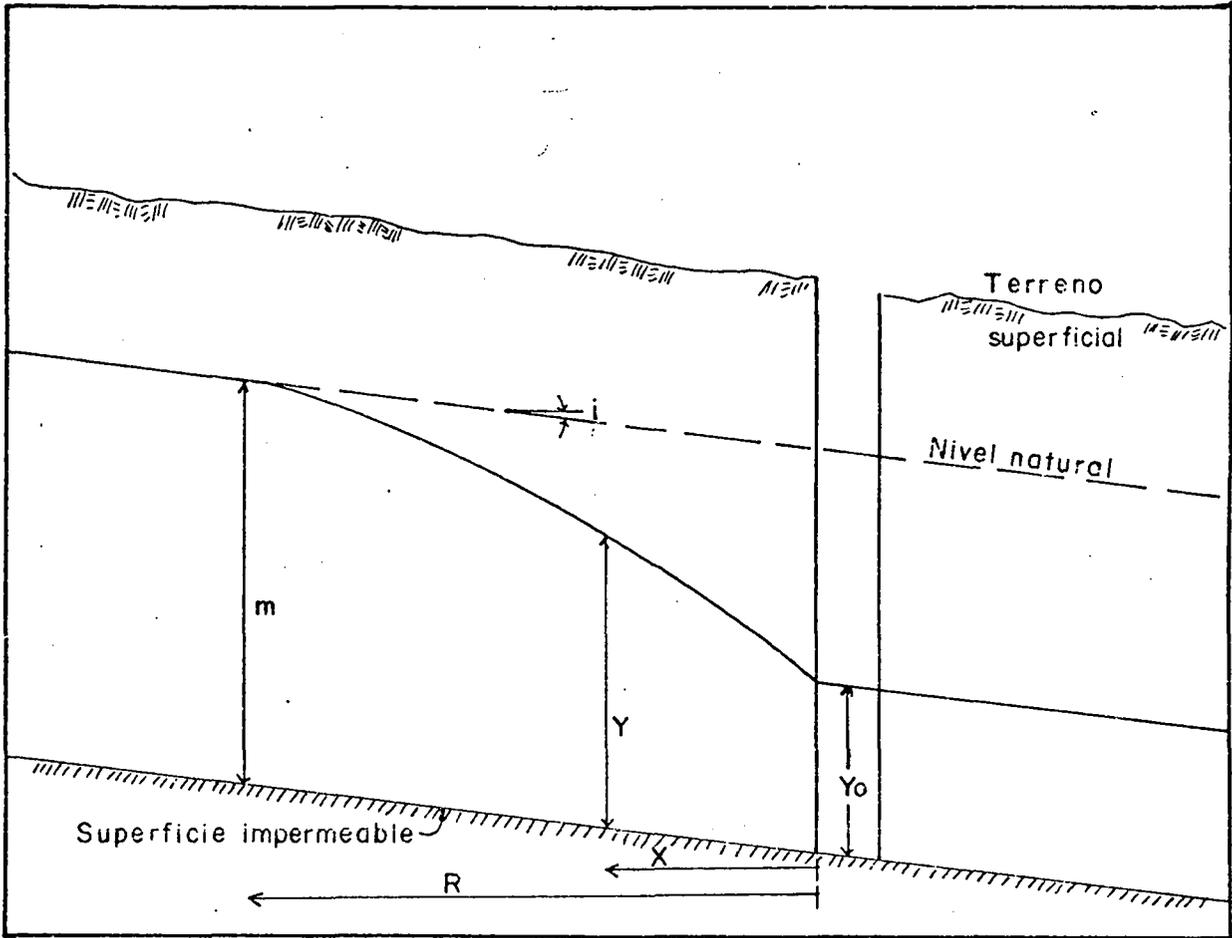


Figura I.5 Galería que compromete todo el espesor del acuífero

Referencia I

El caudal por unidad de longitud que llegaría a la galería es:

$$Q = va \quad (1.4)$$

Reemplazando el valor del área " $A = (Y \times 1)$ " y el de la velocidad de la ecuación (1.3), tenemos lo siguiente:

$$Q = kydy/dx \quad (1.5)$$

Integrando la ecuación anterior:

$$\begin{aligned} \int Q K dx &= \int y dy \\ Q K x &= \frac{y^2}{2} + C_1 \\ y^2 &= 2 Q K x + C \quad (1.6) \end{aligned}$$

El valor de la constante de integración "C", se obtiene al aplicarle las condiciones de borde a la última ecuación.

Para $X = 0, Y = Y_0$

$$Y_0^2 = 2 Q K x + C$$

$$C = Y_0^2$$

La expresión final para la napa deprimida, aguas arriba de la galería es la siguiente:

$$Y^2 = Y_0^2 + \frac{2 Q x}{K} \quad (1.7)$$

Para cumplir con las condiciones de equilibrio supuestas en el análisis anterior, es obligatorio que exista una fuente de alimentación, que permita mantener el escurrimiento hacia la galería.

Los dos casos que se presentan más a menudo son la napa con escurrimiento propio y el acuífero con la recarga ubicada a una distancia "D" de la galería.

1.3.1 ACUIFERO CON ESCURRIMIENTO PROPIO

Se considera que tanto la superficie impermeable que limita inferiormente el acuífero, como el nivel natural del acuífero, tienen una pendiente "i" con respecto a la horizontal. Ver figura 1.6.

El caudal propio del acuífero, "Q a", por unidad de ancho queda dado por:

$$Q_a = mki \quad (1.8)$$

Siempre que el caudal extraído de la galería por unidad de longitud (Q_g) sea menor que el caudal propio del acuífero (Q_a), los niveles deprimidos de la napa, aguas arriba de la captación, quedan dados por la ecuación (1.7), en la que debe reemplazarse Q por Q_a .

El efecto de la galería de infiltración sobre el nivel de la napa aguas arriba, se hace sentir hasta una distancia $X = R$, en donde "Y" es igual al espesor de la napa y en donde la gradiente hidráulica de la superficie del agua $\frac{dy}{dx}$, es igual a la gradiente natural del acuífero. (i).

Resumiendo:

$$\text{Para } x = R, \quad Y = m, \quad \frac{dy}{dx} = i$$

Reemplazando estos valores en la ecuación (1.7) obtenemos el valor de "R":

$$R = \frac{K}{2 Q_a} (m^2 - Y_0^2) \quad (1.9)$$

En caso de que el caudal extraído de la galería sea menor que el propio del acuífero, el valor de " Y_o " queda determinado por la altura del escurrimiento aguas abajo. Este escurrimiento está dado por la diferencia entre el caudal propio del acuífero y el caudal extraído. Conociendo la pendiente natural del acuífero, así como también su permeabilidad obtenemos el valor de " Y_o " por medio de la siguiente expresión:

$$Y_o = \frac{Q_a - Q_g}{ki} \quad (1.10)$$

Si el caudal extraído de la galería es igual al propio del acuífero, y se toman todas las medidas para evitar el escurrimiento aguas abajo, la altura " Y_o " es independiente de las características del acuífero y solamente depende de las condiciones particulares de la galería, como lo son su capacidad de escurrimiento y la forma en que se extrae el agua finalmente. El nivel de la superficie del agua hacia aguas abajo de la galería debe ser horizontalmente, pues no hay escurrimiento.

1.3.2 RECARGA SITUADA A UNA DISTANCIA "D" DE LA GALERIA

En estos casos, existe una fuente de recarga a una distancia "D" de la galería, que es capaz, de aportar todo el caudal que se extrae de la captación. Ver figura 1.7. Para esta condición en la ecuación (1.7) se cumple que,

$$\text{Para "X" = D, "Y" = M} \quad Y$$

$$\text{Para "X" = 0, "Y" = } Y_o$$

Substituyendo estos valores en la ecuación (1.7) se obtiene:

$$M^2 = Y_o^2 + \frac{2 Q D}{K} \quad (1.11)$$

Despejando el caudal:

$$Q = \frac{k(m^2 - y_o^2)}{2D} \quad (1.12)$$

1.4 GALERIA QUE COMPROMETE TODO EL ESPESOR DEL ACUIFERO BAJO CONDICIONES DE DESEQUILIBRIO

Para el análisis éste, se harán las siguientes consideraciones:

La totalidad del agua que se capta proviene del almacenamiento existente en los poros del material granular que constituye el acuífero.

Se supone que el escurrimiento se realiza por líneas de flujo horizontales y equipotenciales verticales.

También se supone que las depresiones de la napa son pequeñas en relación con su espesor total, por lo que el espesor del escurrimiento hacia la captación se realiza con una altura "Y", que se asemeja al espesor original "m".

Ver figura 1.8.

Designaremos a:

S = Coeficiente de almacenamiento del acuífero

T = K m = Coeficiente de transmisibilidad

t = Tiempo transcurrido en segundo, desde que se inicia la extracción de agua de la galería hasta cualquier instante después.

Considerando dos planos verticales (1 y 2), paralelos al eje de la galería y separados el uno del otro por una pequeña distancia "dx". Ver figura 1.8.

Si el gradiente hidráulico del escurrimiento en la posición 1 está dado por la expresión siguiente:

$$I_1 = -\frac{\partial \Delta}{\partial x} \quad (1.13)$$

Entonces, el gradiente hidráulico en la posición 2 está dado por:

$$I_2 = -\left(\frac{\partial \Delta}{\partial x} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx\right) \quad (1.14)$$

Esto es así porque la segunda derivada de la ecuación nos da el incremento de pendiente por unidad de longitud, y como la distancia entre las dos posiciones

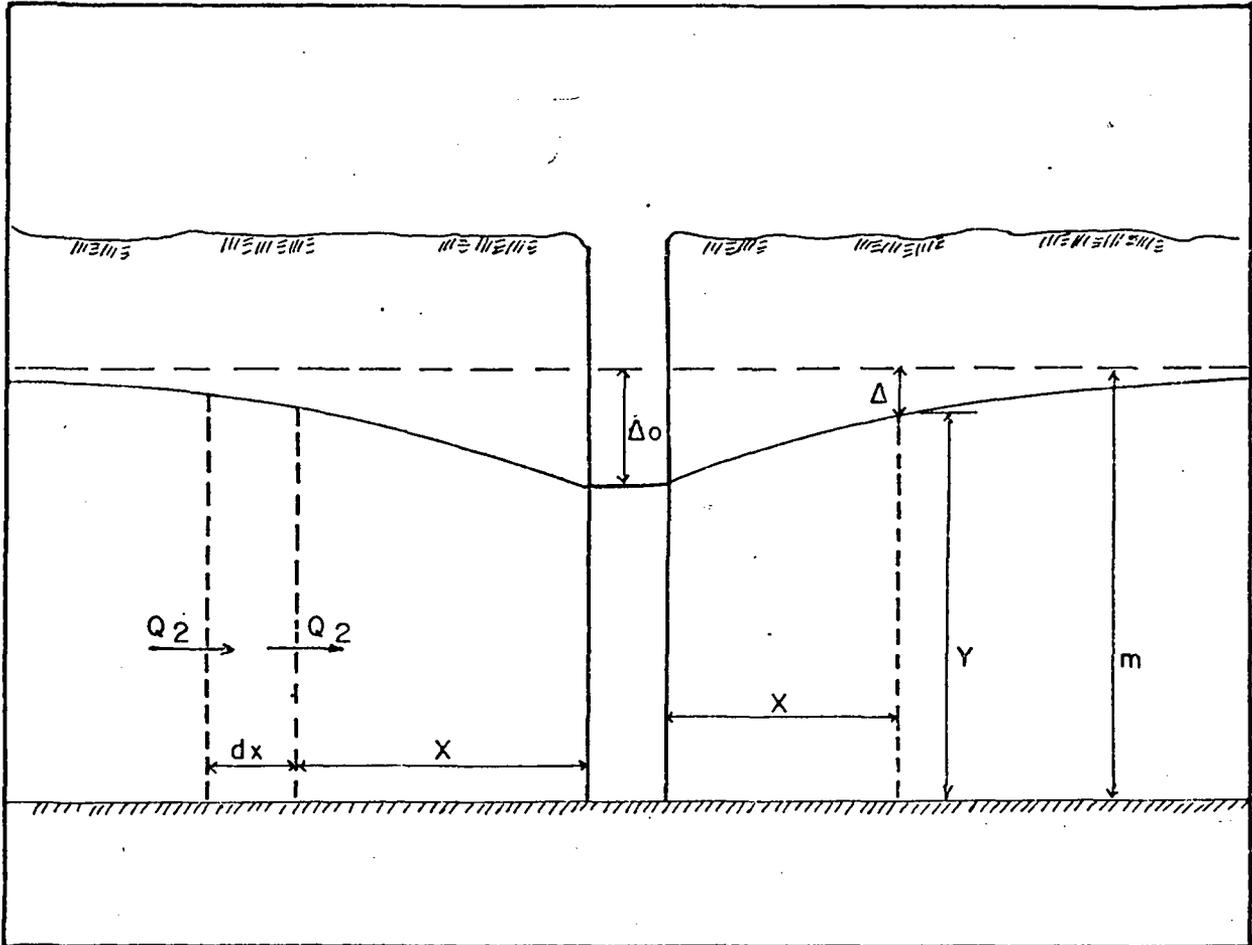


Figura I.8 Galería que compromete el espesor del acuífero bajo condiciones de desequilibrio.

Referencia I

es "dx", entonces el incremento de pendiente o de gradiente es la segunda derivada multiplicada por la distancia "dx".

En las ecuaciones se utilizan derivadas parciales porque la depresión " Δ " es función no solamente de "x", sino también de "t".

Los caudales que atraviesan los planos 1 y 2 por unidad de ancho del acuífero son los siguientes:

$$Q_1 = kmI_1 = \frac{-T \partial \Delta}{\partial x} \quad (1.15)$$

$$Q_2 = KmI_2 = -T \left(\frac{\partial \Delta}{\partial x} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx \right) \quad (1.16)$$

La diferencia entre estos dos caudales, a la cual se llamará "q", se debe al drenaje que se realiza entre las secciones 1 y 2 como resultado de las depresiones del acuífero.

$$q = Q_1 - Q_2 \quad (1.17)$$

Para estimar el caudal "q", se debe considerar que el volumen de agua "dV" que sale del almacenamiento entre las secciones (1) y (2) en un intervalo de tiempo "dt" queda dado, según la definición del coeficiente de almacenamiento "S" por:

$$S = \frac{\text{Volumen}}{\text{Superficie} \times \text{caída de presión}}$$

$$dV = S (dx.1) \left(\frac{\partial \Delta}{\partial t} \right) dt \quad (1.18)$$

Donde: (dx.1) es el área superficial

$\left(\frac{\partial \Delta}{\partial t} \right)$ es la caída de presión por unidad de tiempo.

Se obtiene entonces que:

$$q = \frac{dV}{dt} = S \frac{\partial \Delta}{\partial t} dx \quad (1.19)$$

Reemplazando las ecuaciones (1.15) y (1.16) en (1.17) tenemos lo siguiente:

$$q = -T \frac{\partial \Delta}{\partial x} + T \left(\frac{\partial \Delta}{\partial x} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx \right)$$

$$q = T \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx \quad (1.20)$$

Igualando (1.19) a (1.20) se tiene por último:

$$\frac{S}{T} \frac{\partial \Delta}{\partial t} = \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} \quad (1.21)$$

Esta ecuación diferencial es la que rige el escurrimiento considerado.

Las condiciones de borde que debe satisfacer durante su integración son las siguientes:

a) Para $x = 0$, $Q = 2 \left\{ -T \frac{\partial \Delta}{\partial x} \right\}$

Pues se considera que a la galería se le extrae un caudal "Q" constante, que proviene de ambos lados.

b) Para $x = \infty$; $\Delta = 0$ para cualquier valor de "t".

c) Para $t = 0$; $\Delta = 0$ para cualquier valor de "x".

La solución de la ecuación diferencial (1.21) que satisface estas condiciones de borde es la siguiente:

$$\Delta = Q \sqrt{\frac{t}{ST\pi}} \left\{ e^{-u^2} - 2u \int_u^\infty e^{-u^2} du \right\} \quad (1.22)$$

En donde $u = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{S}{Tt}}$

La ecuación anterior (1.22) se puede expresar también mediante el desarrollo en serie de sus términos, de la forma siguiente:

$$\Delta = Q \sqrt{\frac{t}{ST\pi}} \left\{ 1 - u\sqrt{\pi} + \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \frac{u^{2n}}{n!(2n-1)} \right\} \quad (1.23)$$

Si en las ecuaciones anteriores, hacemos $x = 0$, obtenemos la depresión de la napa en el sitio de la galería en función de tiempo. (Δ_0).

$$\Delta_0 = Q \sqrt{\frac{t}{ST\pi}} \quad (1.24)$$

Para tiempos grandes, los cuales producen valores de "u" pequeños, el valor del término:

$$\sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \frac{u^{2n}}{n!(2n-1)}$$

Se torna despreciable por lo cual la ecuación (1.23) se simplifica:

$$\Delta = Q \sqrt{\frac{t}{ST\pi}} \left\{ 1 - u\sqrt{\pi} \right\} \quad (1.25)$$

1.5 GALERIA SUPERFICIAL BAJO CONDICIONES DE EQUILIBRIO

La galería se encuentra a una profundidad "a" debajo del nivel natural de la napa. Esta profundidad "a" se supone pequeña en relación con el espesor total del acuífero. Ver figura 1.9.

A la depresión de la napa, en un punto cualquiera, se le llamará " Δ ".

Cuando se extrae un caudal "Q" constante por unidad de longitud de la galería, el nivel libre del acuífero se deprimirá, tomando una forma muy parecida a la que se muestra en la figura 1.9.

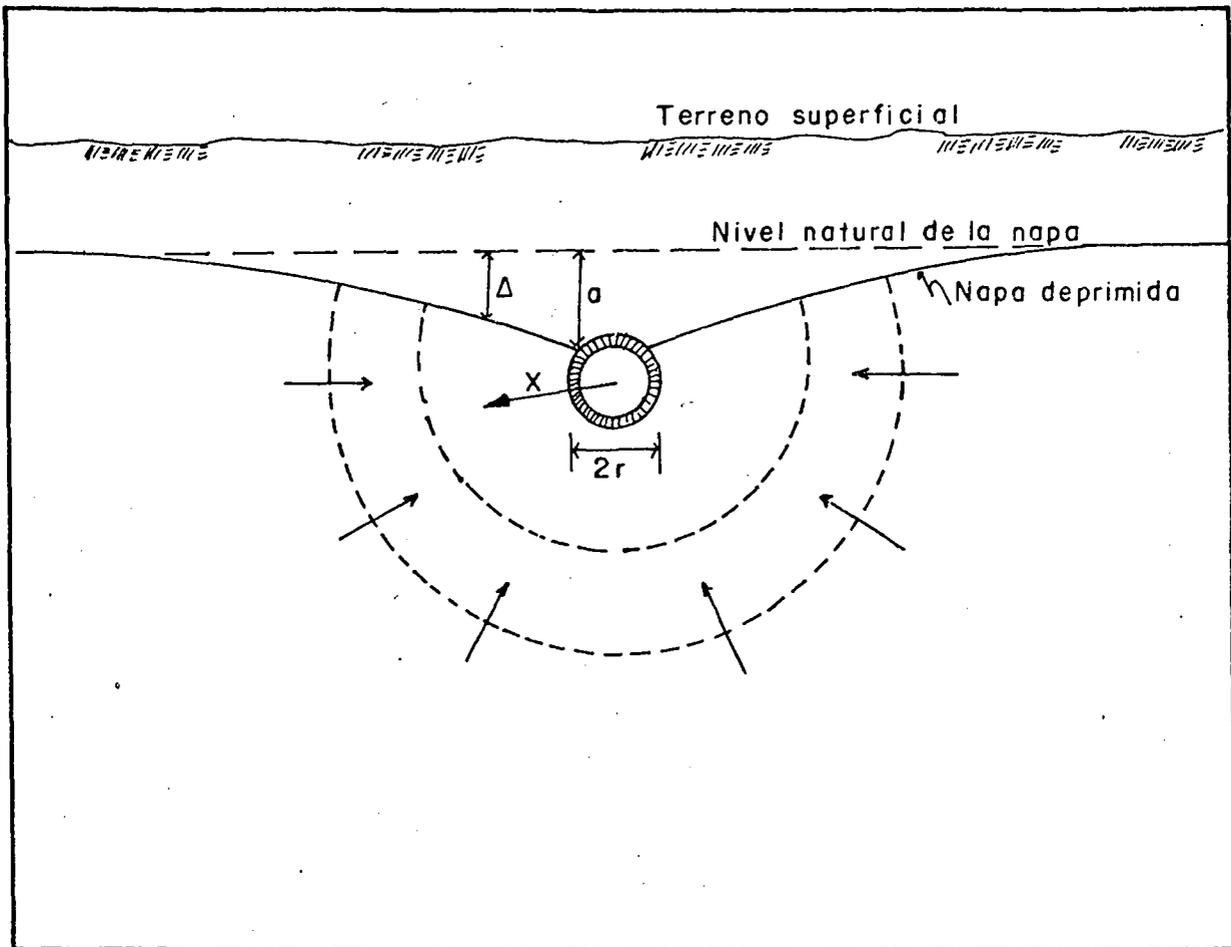


Figura I.9 Galería superficial bajo condiciones de equilibrio

Referencia I

Para mayor simplicidad, se supone que el escurrimiento se realiza con líneas de flujo radiales hacia la captación y con equipotenciales semicirculares concéntricas con la captación. Se supone que el acuífero no tiene escurrimiento propio.

La gradiente hidráulica del escurrimiento, medida radialmente desde la galería queda dada por:

$$i = \frac{-d\Delta}{dx} \quad (1.26)$$

El gasto que atraviesa cada una de las superficies equipotenciales debe ser constante y de la misma magnitud que el que se obtiene de la galería, en base a que se supone un estado de equilibrio.

El caudal que entra a la galería por unidad de longitud, en base a la ecuación de Darcy, está dado por la expresión siguiente:

$$Q = KiA \quad (1.27)$$

Donde, "A" es el área de una superficie equipotencial.

El valor del área de una equipotencial ubicada a una distancia radial x de la galería por unidad de longitud de esta última, está dada por:

$$A = \pi \cdot x \quad (1) \quad (1.28)$$

Reemplazando (1.26) y (1.28) en (1.27) obtenemos la siguiente expresión para el caudal "Q":

$$Q = -\pi K x \frac{d\Delta}{dx} \quad (1.29)$$

Integrando esta ecuación:

$$\int d\Delta = -\frac{Q}{\pi K} \int \frac{dx}{x}$$

Resulta:
$$\Delta = -\frac{Q}{\pi K} \ln x + C \quad (1.30)$$

c = constante de integración

Para determinar la constante "C", debemos conocer una condición de borde. Como suponemos un estado de equilibrio, deberá existir un punto a una distancia "R" a partir de la captación, en donde la depresión de la napa sea nula.

Introduciendo esta condición en (2.5) determinamos ("C")

$$C = \frac{Q}{\pi K} \ln R$$

La expresión final para la depresión es:

$$\Delta = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{x}\right) \quad (1.31)$$

Para que se cumplan las condiciones de equilibrio supuestas en el análisis anterior, es necesario que exista una fuente de alimentación que permita mantener el escurrimiento hacia la captación.

Los casos que más se presentan, son el acuífero con escurrimiento propio y el acuífero con alimentación superficial donde se mantiene un plano piezométrico horizontal.

1.5.1 ACUIFERO CON ESCURRIMIENTO PROPIO

El análisis que se hizo para obtener la ecuación (1.31) no incluía el escurrimiento propio del acuífero. Por consiguiente, esta ecuación no es válida para la condición que se está tratando ahora.

Para encontrar la forma real de la depresión de la napa, se puede aplicar el principio de superposición de soluciones particulares, pues se considera este flujo laminar. Este principio permite obtener soluciones más generales.

En este caso, se pueden considerar dos soluciones particulares: Una para el escurrimiento hacia la galería, suponiendo que el acuífero no tiene escurrimiento propio; y otra para el escurrimiento natural del acuífero, suponiendo que la galería no existe.

Para el caso real, o sea el de una galería en acuífero con escurrimiento propio, las velocidades resultantes serían iguales a la suma vectorial de las correspondientes a cada caso.

Con el fin de simplificar el análisis, y considerando que las depresiones en el nivel del agua son pequeñas, puede suponerse que ambas velocidades se suman algebraicamente.

$$V = V_n + V_g$$

V = Velocidad resultante del escurrimiento en cualquier punto de la superficie libre de la napa, a una distancia X de la galería.

V_n = Velocidad natural de la napa, constante en cualquier punto.

$$(V_n = ki)$$

V_g = Velocidad del escurrimiento hacia la galería, a una distancia "X" de ella, considerando que la napa no tiene escurrimiento propio.

$$(V_g = \frac{Q}{\pi X})$$

La gradiente hidráulica del escurrimiento en un punto cualquiera estará dado por:

$$I = \frac{V}{k} = \frac{V_n + V_g}{k} \quad (1.32)$$

La diferencia de alturas piezométricas entre dos puntos que distan " x_1 " y " x_2 " respectivamente de la galería, será:

$$\begin{aligned}
 H_2 - H_1 &= \int_{x_1}^{x_2} dx = \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} (V_n + V_g) dx \\
 H_2 - H_1 &= \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} V_n dx + \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} V_g dx \\
 H_2 - H_1 &= \frac{V_n}{K} \int_{x_1}^{x_2} dx + \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} V_g dx \\
 H_2 - H_1 &= \frac{V_n}{K} (x_2 - x_1) + \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} V_g dx \\
 H_2 - H_1 &= i(x_2 - x_1) + \frac{1}{K} \int_{x_1}^{x_2} V_g dx \quad (1.33)
 \end{aligned}$$

Esta ecuación demuestra que las depresiones " Δ " de la napa calculadas despreciando el escurrimiento propio de ella, son válidas si se miden no desde una horizontal, sino desde el nivel original de la napa de pendiente " i ".

Si las depresiones se miden desde el nivel original de la napa, (con pendiente " i "), y no desde una horizontal, el primer término del miembro izquierdo de la ecuación (1.33) sería cero y por tanto, las depresiones calculadas despreciando el escurrimiento propio de la napa, son válidas también en este caso.

Como la ecuación de la napa deprimida, está en función del radio de influencia (R), es necesario conocer el valor del mismo.

Para averiguar el valor de " R " se analizará la trayectoria de las líneas de flujo hacia la galería.

Los ejes para el análisis serán " Z " y " Y " como se muestran en la figura 1.10 con el origen en la captación misma.

Se designará por " V_y " y " V_z " a los componentes de la velocidad resultante, de acuerdo con los ejes coordenados estipulados.

Estas componentes serían:

$$V_z = V_g \sin \alpha + V_n = \frac{dz}{dt} \quad (1.34)$$

$$V_r = V_g \cos \alpha = \frac{dy}{dt} \quad (1.35)$$

En estas ecuaciones se ha despreciado la componente vertical de la velocidad natural del acuífero (V_n), por ser muy pequeña.

Dividiendo (1.34) entre (1.35) se obtiene:

$$\frac{dz}{dy} = \tan \alpha + \frac{V_n}{V_g \cos \alpha} \quad (1.36)$$

Reemplazando los valores de $V_g = \frac{Q}{\pi x}$ y $V_n = k_i$ en (2.11) tenemos:

$$\frac{dz}{dy} = \tan \alpha + \frac{k_i \pi x}{Q \cos \alpha} \quad (1.37)$$

En base a la figura 1.10, el $\cos \alpha = \frac{-y}{x}$ y la $\tan \alpha = \frac{z}{y}$

Substituyendo estos valores (1.37) se tiene:

$$\frac{dz}{dy} = \frac{z}{y} - \frac{k_i \pi x^2}{Q y} \quad (1.38)$$

Como $x = \sqrt{z^2 + y^2}$

$$\frac{dz}{dy} = \frac{z}{y} - \frac{k_i \pi (z^2 + y^2)}{Q y} \quad (1.39)$$

Ademas $y = z_i - a$. Reemplazando este valor en la ecuación (1.39).

$$\frac{dz}{dy} = \frac{z}{(z_i - a)} - \frac{k_i \pi [z^2 + (z_i - a)^2]}{Q (z_i - a)} \quad (1.40)$$

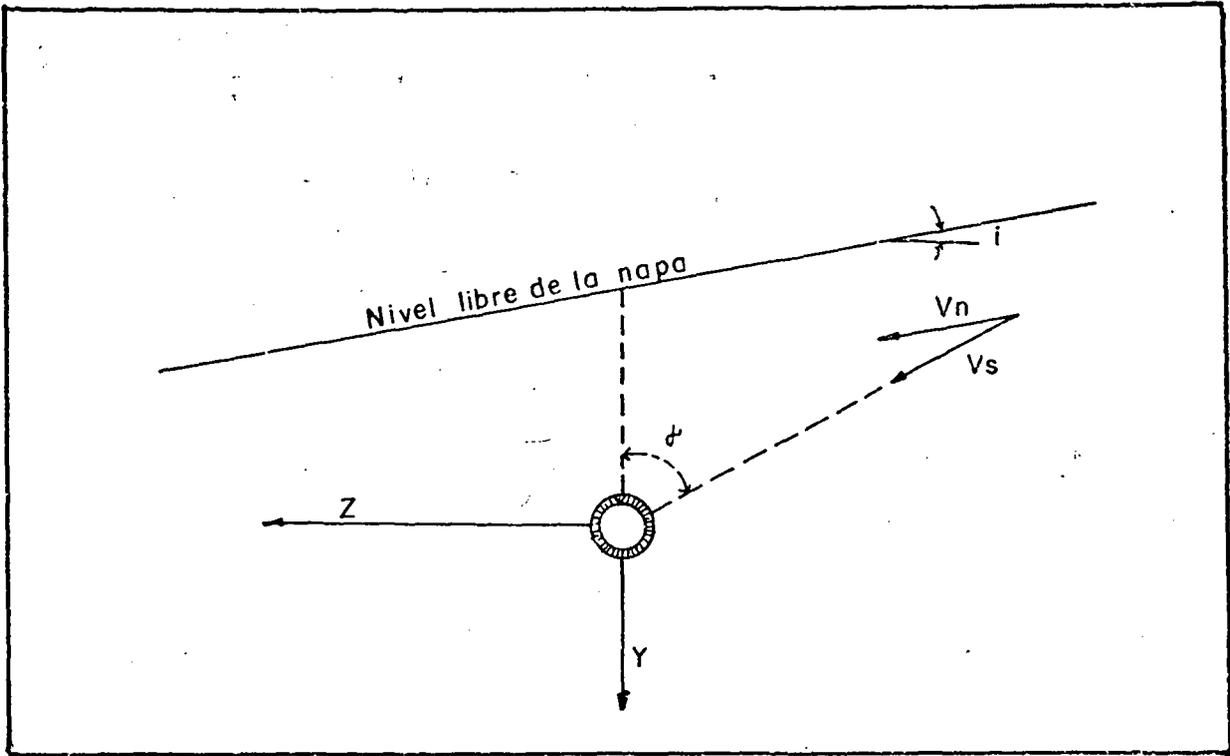
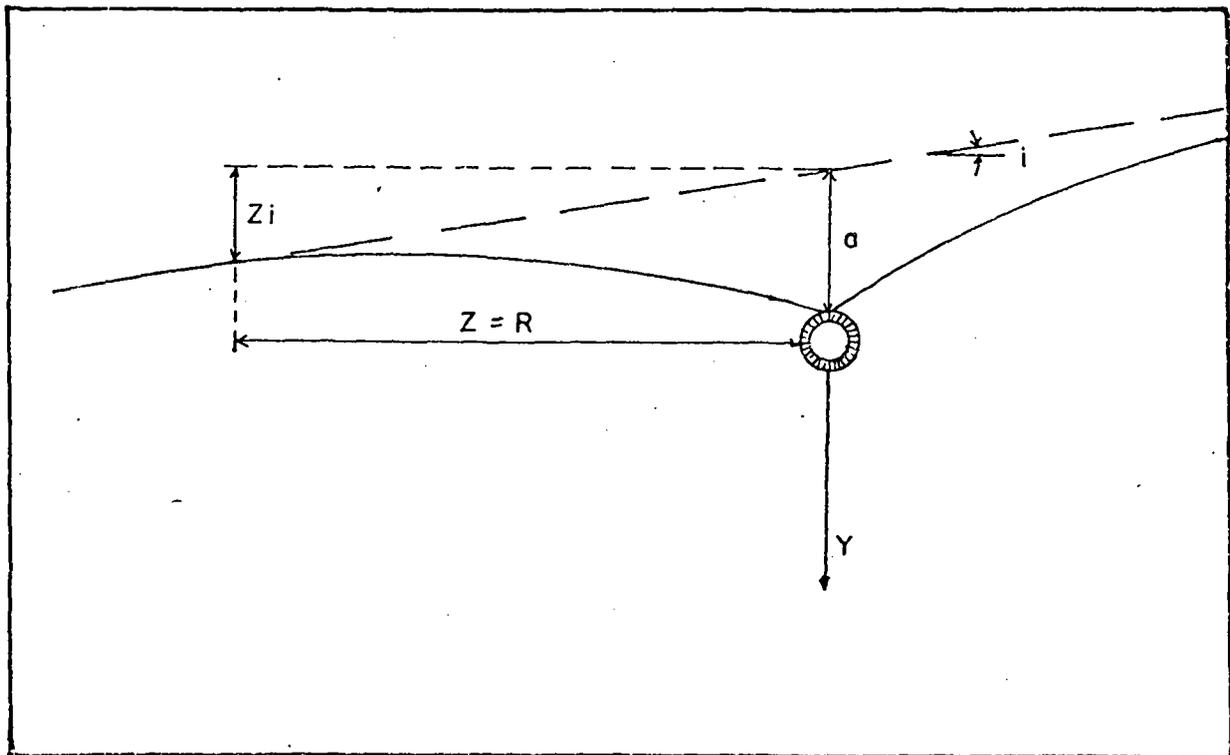


Figura I.10 Ejes para averiguar el radio de influencia de la galería
Referencia I



Figural .II Radio de influencia "R" de la galería superficial
Referencia I

Como se supone condiciones de equilibrio, existe un punto a una distancia "R", donde la depresión de la napa es nula. Ver figura 1.11.

$$\text{Entonces para } z = R, \frac{dz}{dy} = \frac{1}{i}$$

Introduciéndole esta condición de borde a la ecuación (1.40), se obtiene finalmente:

$$R = \frac{a}{(1+i^2)} + \sqrt{\frac{Qa}{K\pi i^2(1+i^2)} - \frac{a^2}{(1+i^2)^2}} \quad (1.41)$$

Como el valor de "a" es pequeño, y el término $(1+i^2)$ es aproximadamente 1.0, para propósitos prácticos se puede tomar el siguiente valor aproximado de R.

$$R = \frac{1}{i} \sqrt{\frac{Qa}{K\pi}}$$

El caudal máximo que puede obtenerse con una captación superficial en una napa con escurrimiento propio, es cuando la depresión de la napa llega hasta el punto donde está el conducto, o sea " Δ " = "a".

$$Q \text{ máx} = \frac{\pi K a}{\ln\left(\frac{R}{x}\right)} \quad (1.42)$$

donde $R = \frac{1}{i} \sqrt{\frac{Qa}{K\pi}}$

$$Q \text{ máx} = \frac{\pi K a}{\ln\left[\left(\frac{1}{i} \sqrt{\frac{Qa}{K}}\right) / r\right]} \quad (1.43)$$

Como puede apreciarse, el caudal está presente en ambos miembros. La forma más sencilla para encontrar el caudal máximo es por tanteo sucesivo.

1.5.2 ACUIFERO INDEFINIDO CON ALIMENTACION SUPERFICIAL

Este caso se presenta cuando la superficie del terreno se mantiene permanentemente inundada por alguna alimentación externa, capaz de proporcionar el caudal necesario para la captación y de mantener un nivel estático sobre la superficie del terreno.

En la figura 1.12 se indica la forma que debe presentar la red de flujo hacia la captación, con sus líneas de flujo y equipotenciales.

Este patrón de flujo es cilíndrico. Como en la sección anterior se analizó el escurrimiento semicilíndrico, y este es similar, obtendremos la depresión en cualquier punto (" Δ "), por analogía.

Para el escurrimiento semicilíndrico la depresión de la napa era:

$$\Delta = \frac{Q}{\pi K} \ln \left(\frac{R}{X} \right) \quad (1.31)$$

Para el escurrimiento cilíndrico, la depresión sería la mitad de la provocada en el patrón de flujo semicilíndrico.

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{X} \right) \quad (1.44)$$

Como el escurrimiento se considera cilíndrico, el acuífero debe ser ilimitado en todas direcciones. Como el caso real no es así, para conocer el caudal que se puede extraer de la captación es necesario usar el método de las imágenes.

El método de las imágenes está basado en la hipótesis simplificativa de que un acuífero está limitado en sus contornos por dos tipos de pantallas horizontales planas, que serán positivas o negativas.

Las positivas son aquéllas en las que se mantiene invariable el nivel de reposo, independientemente del caudal extraído del acuífero, y del tiempo de bombeo. Estas pantallas existen en los contactos de los acuíferos con masas de agua superficiales.

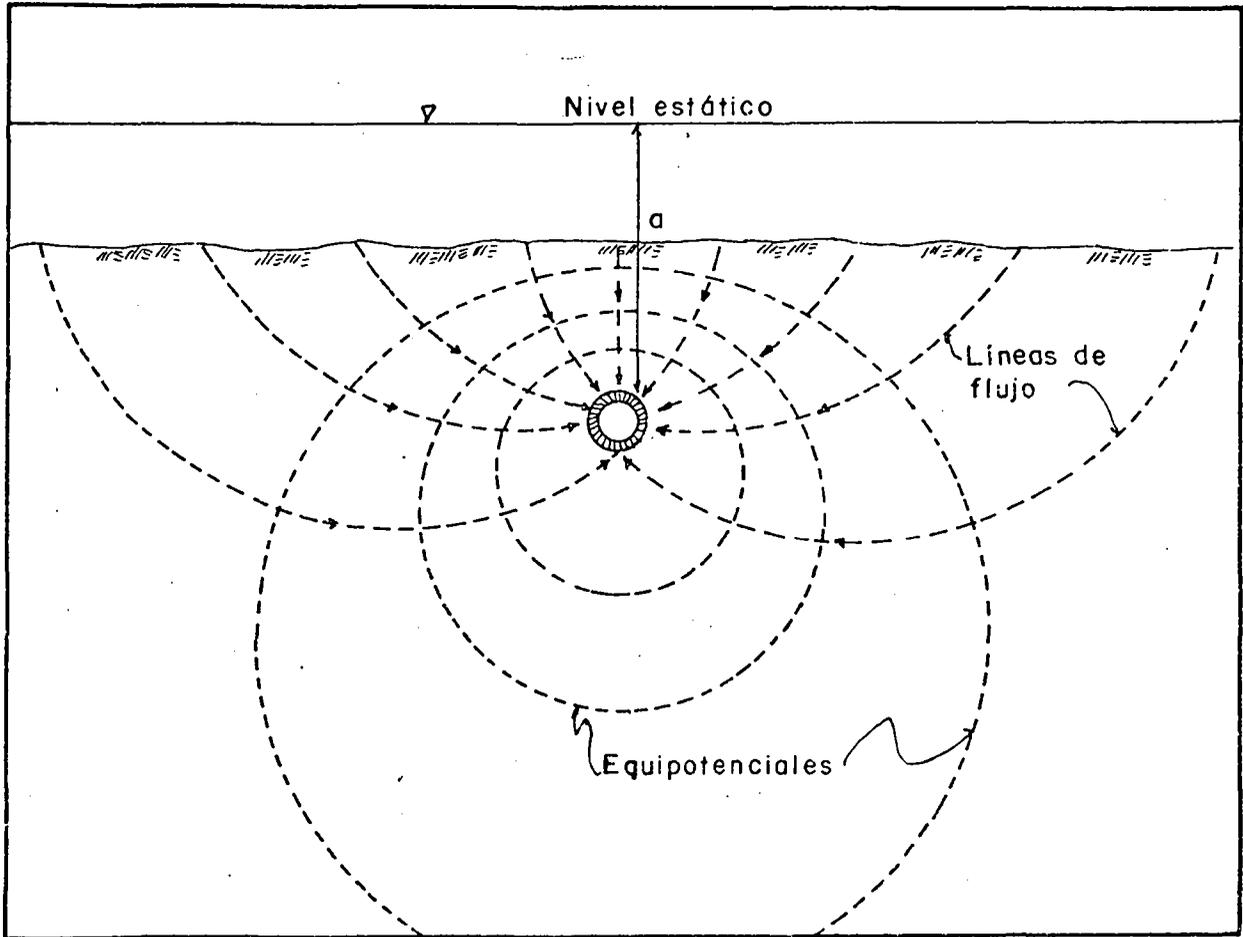


Figura I.12 Diagrama de flujo y equipotenciales en una galería con recarga superficial

Referencia I

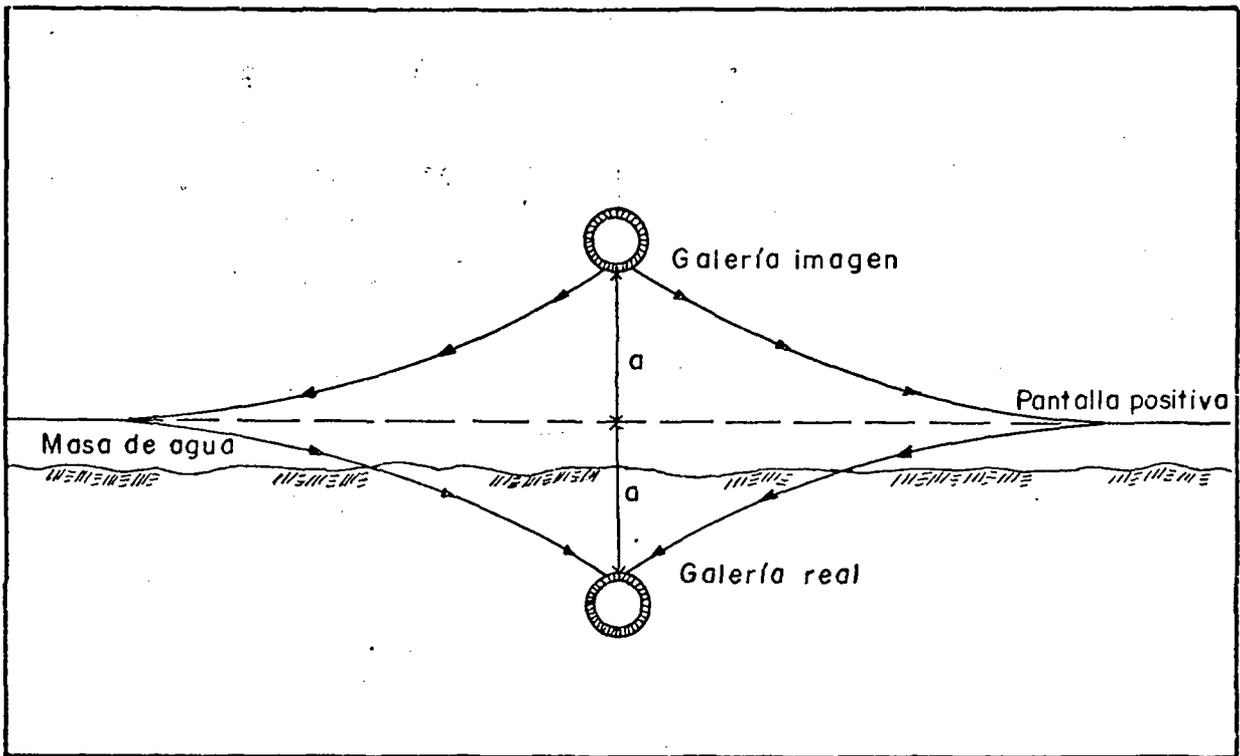


Figura I.13 Ilustración del efecto de una pantalla positiva

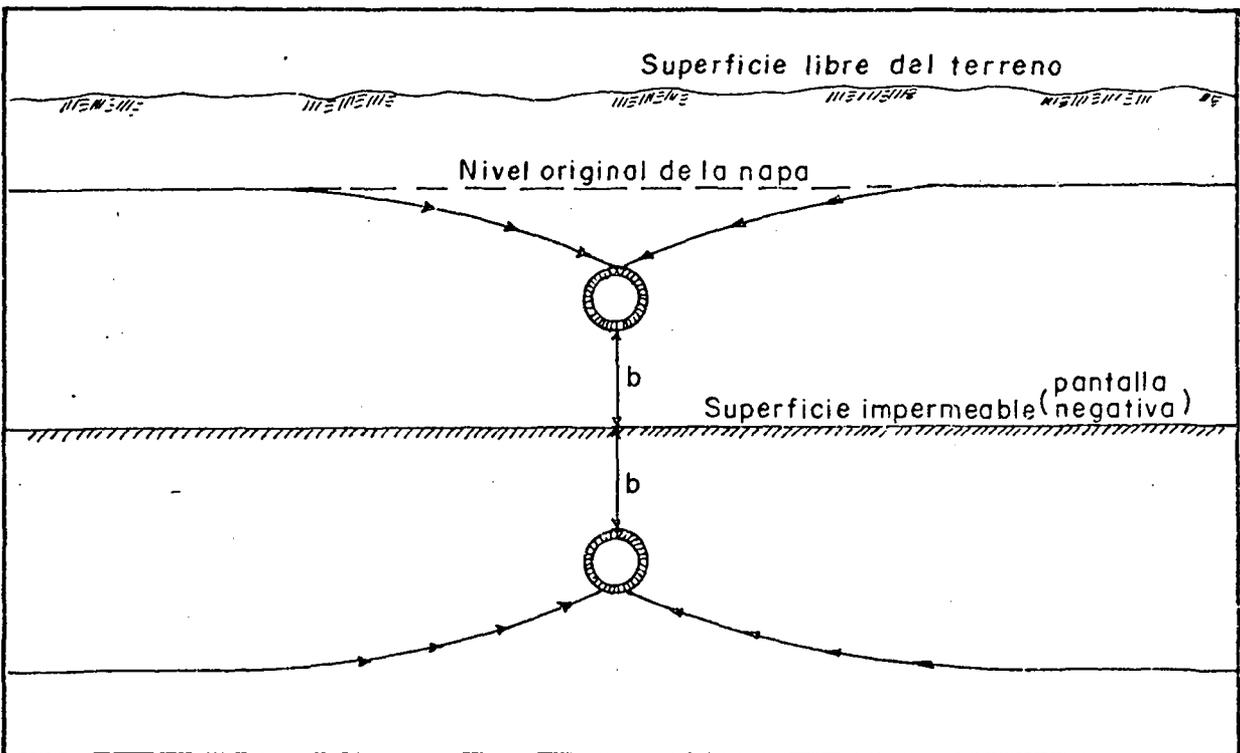


Figura I.14 Ilustración del efecto de una pantalla negativa.

En el caso de una pantalla positiva es indudable que para poder ser considerada como tal, la cantidad de agua que se filtra a través de ella en el acuífero tiene que ser igual o superior a la obtenida en la captación, ya que, si no fuera así, la pantalla no podría mantener el nivel piezométrico. Por consiguiente, la condición determinante de la existencia de la pantalla positiva es, por tanto, que todos los descensos sean nulos en la inmediata proximidad de ésta.

En la figura 1.13, la galería imagen de recarga alimenta el acuífero a la misma velocidad con que éste se vacía por la galería real.

El efecto de una pantalla negativa es el caso opuesto al de la pantalla positiva. Se supone que el acuífero está limitado por una superficie impermeable plana. Es decir, una pantalla que no contribuye para nada a mantener o alimentar el acuífero en sus proximidades. La condición de contorno, por tanto, es que a lo largo de la pantalla negativa no puede haber ninguna corriente con componente perpendicular a ella.

En el caso de una superficie impermeable, la solución consiste en suponer otra galería colocada simétricamente respecto a la pantalla negativa de la galería real. A la galería imagen se le extrae un caudal "Q" exactamente igual al que se obtiene de la galería real. Como al llegar a la pantalla negativa, ambos flujos son de igual magnitud pero de sentidos opuestos, se cancelan, dando por resultado un flujo neto nulo a través de la pantalla. Ver figura 1.14

Para el caso que estamos analizando, acuífero indefinido con alimentación superficial, la solución se obtiene por medio de una pantalla positiva, que coincide con el nivel estático del agua. Ver figura 1.15.

De acuerdo con la ecuación (1.44), las depresiones causadas por cada una de estas galerías en un punto "p" cualquiera, ubicado a una distancia " X_1 ", de la galería real, y a una distancia " X_2 " de la galería imagen, son:

$$\text{Para la galería real: } \Delta_1 = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{X_1} \right)$$

$$\text{Para la galería imagen: } \Delta_2 = \frac{-Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{X_2} \right)$$

**

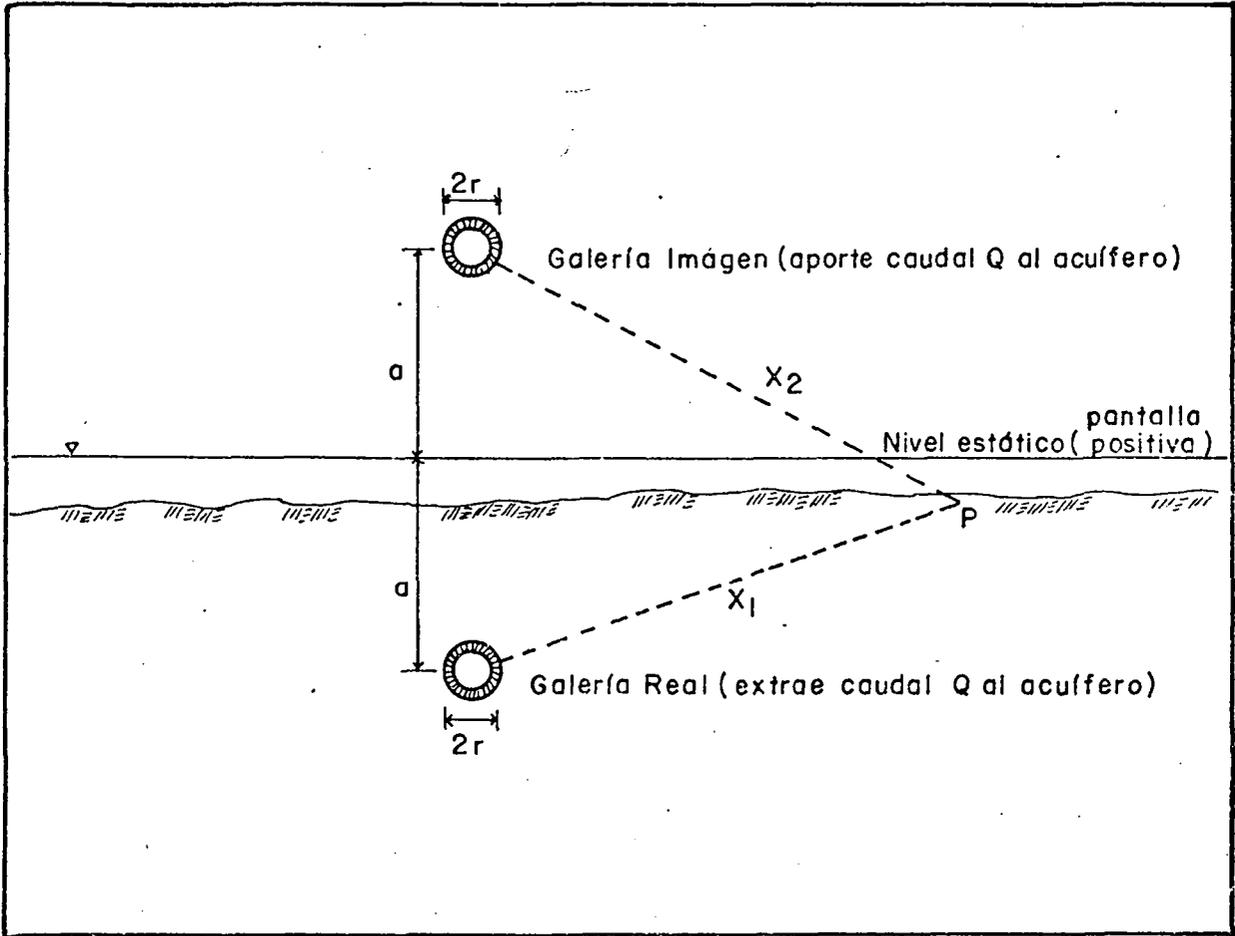


Figura I.15 Galería imagen que permite cumplir con la condición de depresión nula en la superficie de la masa de agua.

Referencia I

** El signo (-) es porque el caudal no sale del acuífero sino que entra.

La depresión total en un punto cualquiera, sería la suma de las dos depresiones.

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{x_1} \right) - \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{x_2} \right)$$

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi K} \left[\ln \left(\frac{R}{x_1} \right) - \ln \left(\frac{R}{x_2} \right) \right]$$

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{x_2}{x_1} \right)$$

(1.45)

Esta solución cumple con las condiciones de borde de la situación real, porque para cualquier punto de la superficie libre del agua, x_1 es igual a x_2 lo que hace a la depresión siempre nula.

El punto donde está el centro de la galería real tiene por coordenadas:

$$x_1 = r$$

$$x_2 = 2a$$

La depresión de la napa dentro de esta galería será:

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{2a}{r} \right) \quad (1.46)$$

Considerando, además que el mayor valor de " Δ " en la ubicación de la captación es "a", el caudal máximo que puede obtenerse por unidad de longitud es:

$$Q_{\max} = \frac{2\pi K a}{\ln \left(\frac{2a}{r} \right)} \quad (1.47)$$

1.5.3 ACUIFERO CON ALIMENTACION SUPERFICIAL LIMITADO INFERIORMENTE.

Este caso es muy similar al anterior, sólo con la diferencia de que en la parte inferior está limitado por un estrato impermeable. Ver figura 1.16.

Las condiciones de borde que se deben satisfacer en la solución de este problema son dos fundamentalmente:

1. Las depresiones en la superficie libre del agua deben ser nulas.
2. A través de la superficie impermeable inferior no puede haber escurrimiento.

La solución se obtiene por superposición de soluciones, aplicando el principio de las imágenes. En la superficie libre del agua se coloca una pantalla positiva y en la superficie impermeable se coloca una pantalla negativa. Ver figura 1.17.

Cada una de las galerías que se muestran en la figura 1.17, trabaja como si se encontrara en un medio infinito, independiente de las otras, sin ningún tipo de barreras, y por lo tanto, con un patrón de flujo cilíndrico.

G_r es la galería real de la que se extrae un caudal "Q" por unidad de longitud. La depresión causada por ella en su propia ubicación ($x = r$), es:

$$\Delta_r = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{r} \right)$$

G_1 es la galería imagen de la real respecto a la superficie libre del agua. Ella aporta al acuífero un caudal "Q" igual en magnitud al que se extrae de la galería real. La depresión causada por G_1 en la ubicación de G_r ($x_1 = 2a$), está dada por:

$$-\Delta_1 = -\frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{2a} \right)$$

G_2 es la galería imagen de la real respecto a la superficie impermeable. A G_2 se le extrae un caudal "Q" igual al que se le extrae a G_r . La depresión causada por G_2 en el sitio donde está ubicada G_r , ($x_2 = 2b$), es:

$$\Delta_2 = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R}{2b} \right)$$

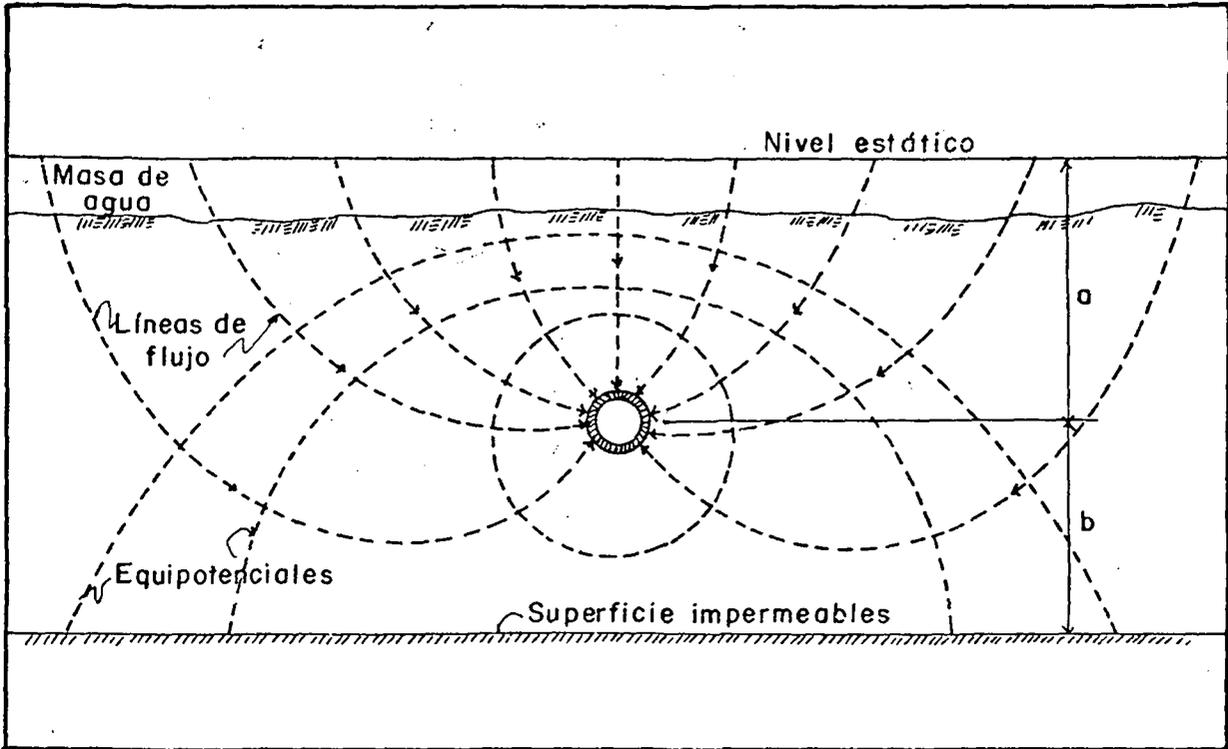


Figura I.16 Galería con recarga superficial en acuífero limitado inferiormente
Referencia I

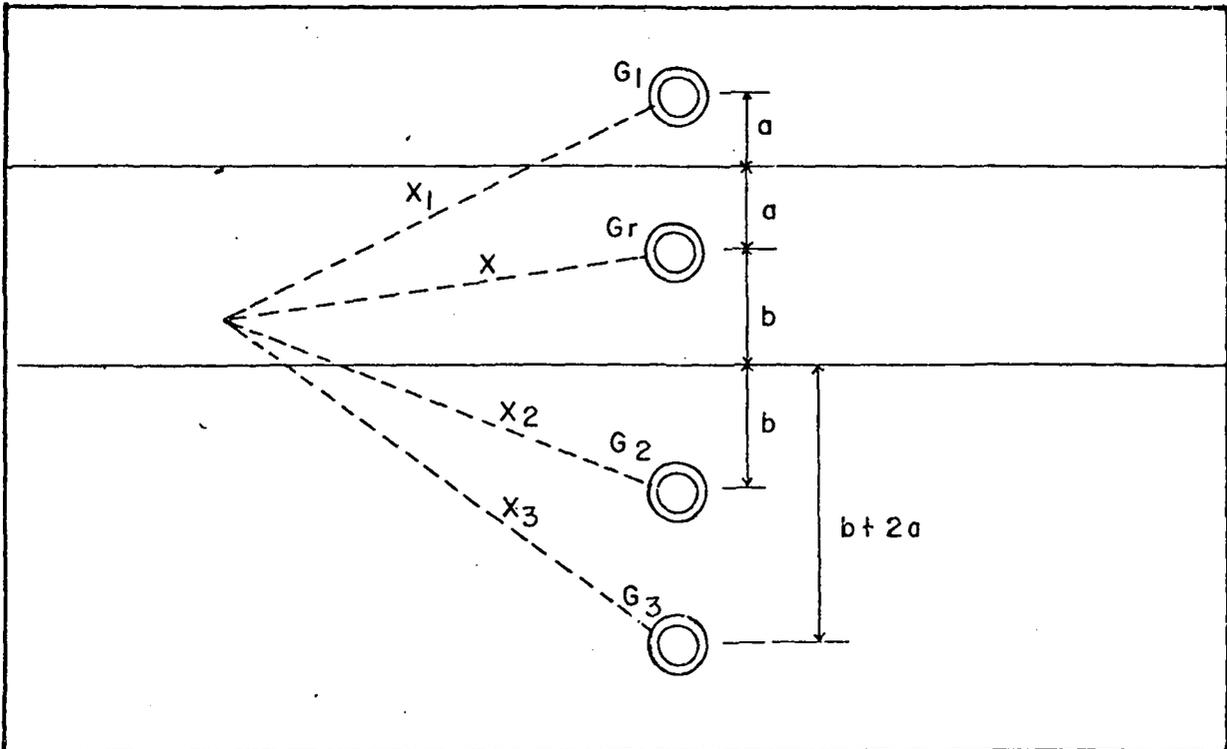


Figura I.17 Galerías imágenes que permiten cumplir con las condiciones
impuesta por el nivel estático del agua y el fondo impermeable
Referencia I

G_3 es la imagen de G_1 respecto a la superficie impermeable (pantalla negativa). Ella aporta al acuífero un caudal "Q" igual al de G_1 . La depresión causada por G_3 en la ubicación de G_r , ($x = 2b + 2a$), es:

$$\Delta_3 = - \frac{Q}{2\pi K} \ln \left[\frac{R}{2(a+b)} \right]$$

Las galerías G_2 y G_3 permiten satisfacer la condición de borde impuesta por la superficie impermeable, pero perturban la condición impuesta por la superficie libre del agua. Para solucionar esto, sería necesario colocar sendas imágenes a G_2 y G_3 respecto a la pantalla positiva, lo que a su vez exigiría nuevas imágenes respecto a la pantalla negativa, y así sucesivamente. Para fines prácticos, basta con considerar las imágenes G_1 , G_2 , y G_3 .

La depresión total de la napa en la ubicación de la galería real sería:

$$\Delta_0 = \Delta_r + \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2\pi K} \left\{ \ln \left(\frac{R}{r} \right) - \ln \left(\frac{R}{2a} \right) + \ln \left(\frac{R}{2b} \right) - \ln \left[\frac{R}{2(a+b)} \right] \right\}$$

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2\pi K} \ln \left[\frac{2a(a+b)}{rb} \right] \quad (1.48)$$

El caudal máximo que puede obtenerse por unidad de longitud de la galería, considerando que la depresión máxima en la ubicación de la galería real es "a", está dado por:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{2\pi K a}{\ln \left[\frac{2a(a+b)}{rb} \right]} \quad (1.49)$$

1.6 GALERIA SUPERFICIAL BAJO CONDICIONES DE DESEQUILIBRIO

Se considera una captación longitudinal superficial que se encuentra a una profundidad pequeña en relación con el espesor total del acuífero. A la galería se le extrae un caudal constante "Q" por unidad de longitud. Este caudal proviene en su totalidad del almacenamiento del acuífero, ya que se supone que no existe fuente de alimentación.

En instalaciones de captación de agua no se presenta frecuentemente este caso, si no más bien, en las de drenaje.

De igual forma que en las condiciones de equilibrio, se considera que el escurrimiento hacia la galería se realiza por medio de líneas de flujo radiales y con superficies equipotenciales semicilíndricas. Ver figura 1.18.

Se consideran dos superficies equipotenciales (1) y (2), que se encuentran separadas por una distancia "dx" entre ellas.

Los gradientes hidráulicos en cada una de estas equipotenciales son:

$$I_1 = - \frac{\partial \Delta}{\partial x}$$

$$I_2 = - \left(\frac{\partial \Delta}{\partial x} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx \right)$$

Los caudales que pasarían a través de estas superficies equipotenciales por unidad de ancho, están dados por:

$$Q_1 = \pi x I_1 K = -\pi K x \frac{\partial \Delta}{\partial x}$$

$$Q_2 = \pi (x + dx) I_2 K = \pi K (x + dx) \left(\frac{\partial \Delta}{\partial x} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} dx \right)$$

La diferencia entre estos dos caudales, que se designará como "q", debe provenir del drenaje que se realiza entre las secciones (1) y (2), como consecuencia de las depresiones de la napa.

$$q = Q_1 - Q_2$$

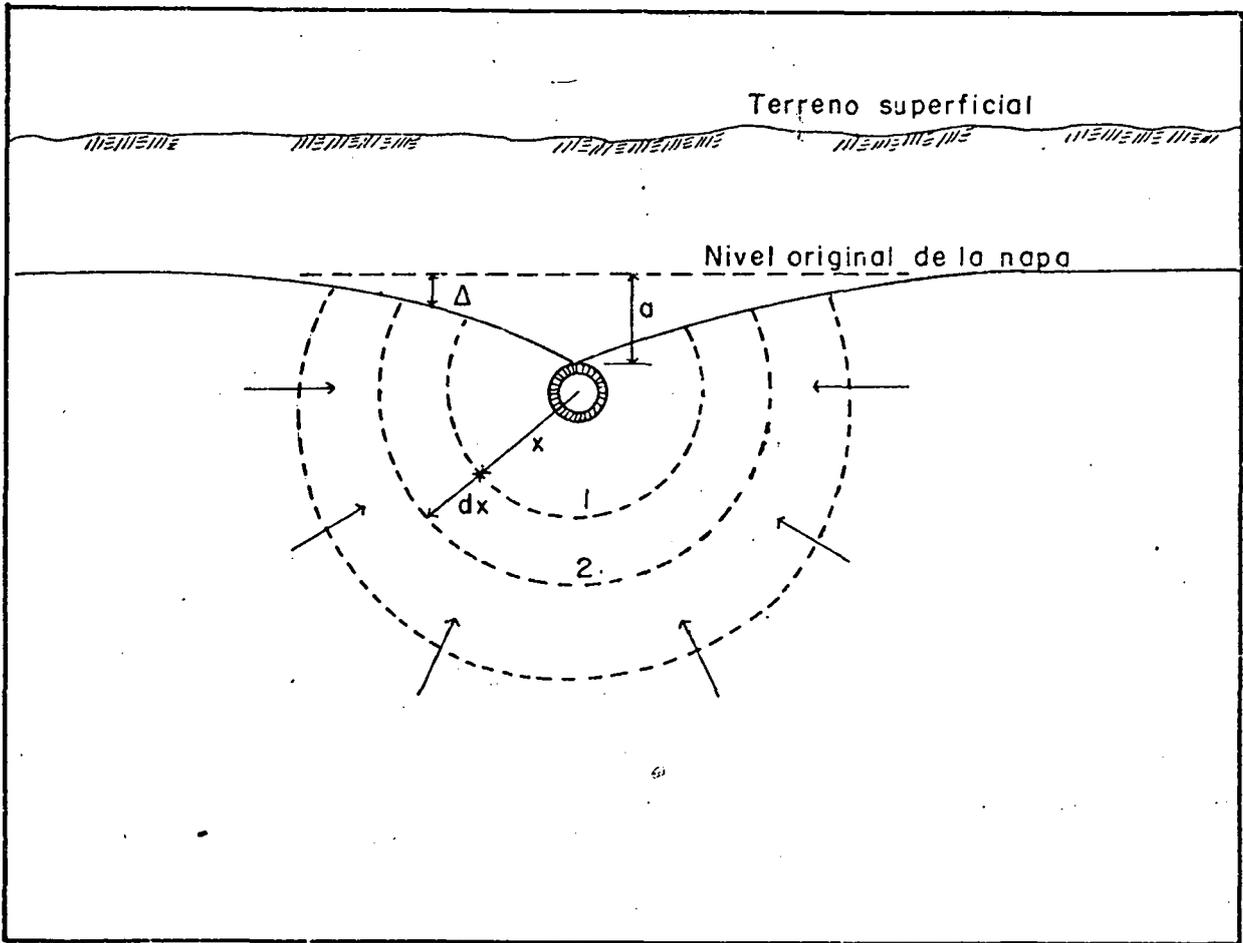


Figura I.18 Galería superficial bajo condiciones de desequilibrio.

Referencia I

Si se desprecian las derivadas de orden superior se obtiene:

$$q = \pi K \left(x \frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} + \frac{\partial \Delta}{\partial x} \right) dx \quad (1.50)$$

Según la definición del coeficiente de almacenamiento ("S") el volumen que sale del almacenamiento entre las secciones (1) y (2) en un intervalo de tiempo "dt" queda dado por:

$$\frac{dV}{dt} = 2 S dx \frac{\partial \Delta}{\partial t}$$

Como $\frac{dV}{dt} = q$ $q = 2S \frac{\partial \Delta}{\partial t} dx$ (1.51)

Reemplazando (1.51) en (1.50) se obtiene la ecuación diferencial que determina la forma de la napa deprimida.

$$\frac{2S}{\pi K} \frac{\partial \Delta}{\partial t} = \frac{x \partial^2 \Delta}{\partial x^2} + \frac{\partial \Delta}{\partial x} \quad (1.52)$$

Las condiciones de borde que hay que cumplir cuando se integra esta ecuación, son las siguientes:

1. El gasto que atraviesa cualquier superficie equipotencial de radio "x" está dado por:

$$Q = -\pi K x \frac{\partial \Delta}{\partial x}$$

Por tanto, para el valor de "x" igual a "r" o sea el radio de la galería, el caudal "Q" es igual al caudal constante que se extrae (Qe).

$$Q_e = -\pi K x \frac{\partial \Delta}{\partial x} \quad \text{Para } x = r$$

2. Para $t = 0$, la depresión debe ser nula para cualquier valor de "x".
3. Para $x = \infty$, la depresión es nula, para cualquier valor de "t".

La función $\Delta (x, t)$ que satisface todas las condiciones anteriores es:

$$\Delta = \frac{Qe}{\pi K} \int_v^{\infty} \frac{e^{-v}}{v} dv \quad (1.53)$$

$$\text{Donde } v = \frac{2S}{\pi K} \frac{x}{t}$$

El valor de la integral puede expresarse por medio de una serie:

$$\int_v^{\infty} \frac{e^{-v}}{v} dv = -0.5772 + \ln\left(\frac{1}{v}\right) + v - \frac{v^2}{2 \cdot 2!} + \frac{v^3}{3 \cdot 3!} - \frac{v^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Para valores de "v" pequeños, o sea tiempos grandes, pueden tomarse solamente en consideración si se quiere, los primeros términos, con lo que se obtiene una expresión simplificada para la depresión.

$$\Delta = \frac{QE}{\pi K} \left[\ln\left(\frac{1}{v}\right) - 0.5772 \right]$$

Como $0.5772 = \ln 1.781$

$$\Delta = \frac{QE}{\pi K} \left[\ln\left(\frac{1}{v}\right) - \ln 1.781 \right]$$

$$\Delta = \frac{QE}{\pi K} \ln\left(\frac{0.56}{v}\right)$$

Reemplazando v por $\frac{2S}{\pi K} \frac{x}{t}$ se obtiene:

$$\Delta = \frac{QE}{\pi K} \ln\left(\frac{0.88kt}{Sx}\right) \quad (1.54)$$

El error que se comete con la aproximación anterior es menor a medida que el tiempo es mayor.

CAPITULO II

"RENDIMIENTO DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION"

En el análisis hidráulico que se hizo en el capítulo anterior, se consideró el funcionamiento de las galerías de infiltración tanto en las condiciones de equilibrio, como en las condiciones de desequilibrio.

Cuando se utilizan las galerías de infiltración como fuente de abastecimiento de agua, se diseñan para que siempre funcionen en condiciones de equilibrio, con el fin de garantizar una producción de agua constante.

En esta sección se presentará la forma de obtener los rendimientos máximos por unidad de longitud para distintas clases de galerías. Este rendimiento máximo por unidad de longitud, junto con la demanda de diseño, nos permite encontrar la longitud de galería necesaria.

$$L = Q_d / Q_u$$

L: es la longitud de galería necesaria.

Q_d : es el caudal de diseño.

Q_u : es el rendimiento máximo por unidad de longitud.

En el diagrama siguiente, se presentan los tres principales tipos de galerías de infiltración con sus respectivas variantes.

2.1 GALERIAS QUE COMPROMETEN TODO EL ESPESOR DE UN ACUIFERO

Este es el tipo de galería que se construye en los acuíferos de poco espesor, donde es factible colocar la galería en el fondo del mismo.

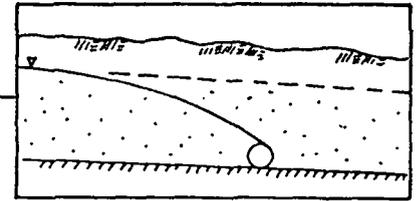
2.1.1 GALERIAS EN ACUIFEROS CON ESCURRIMIENTO PROPIO

El caudal máximo que puede extraerse es el caudal que escurre por el acuífero. En base a la ecuación de Darcy se puede determinar su magnitud. Ver figura 2.1.

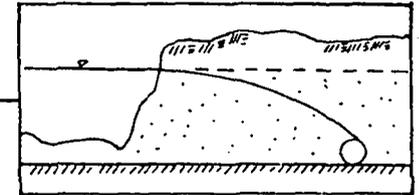
$$Q_u = K i A$$

GALERIAS QUE COMPROMETEN
TODO EL ESPESOR DEL ACUIFERO

GALERIA EN ACUIFERO CON
ESCURRIMIENTO PROPIO

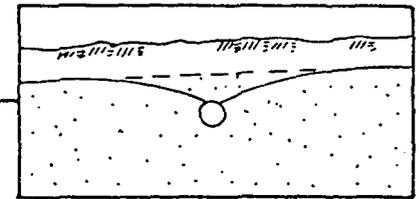


GALERIA ADYACENTE A UNA FUENTE
DE CARGA SUPERFICIAL

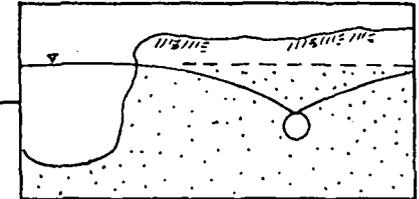


GALERIAS QUE COMPROMETEN
PARTE SUPERIOR DEL ACUIFERO

GALERIA EN ACUIFERO CON
ESCURRIMIENTO PROPIO

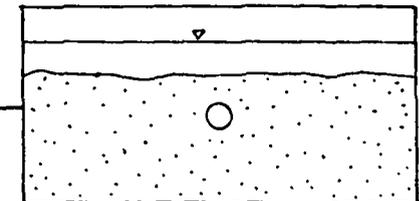


GALERIA ADYACENTE A UNA
FUENTE DE RECARGA SUPERFICIAL

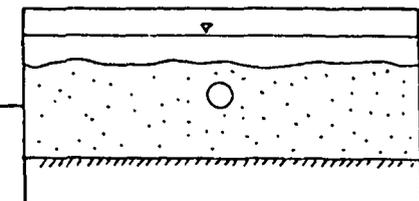


GALERIAS EN ACUIFEROS CON
RECARGA SUPERFICIAL

GALERIA EN ACUIFERO DE
GRAN ESPESOR



GALERIA EN ACUIFERO DE
POCO ESPESOR



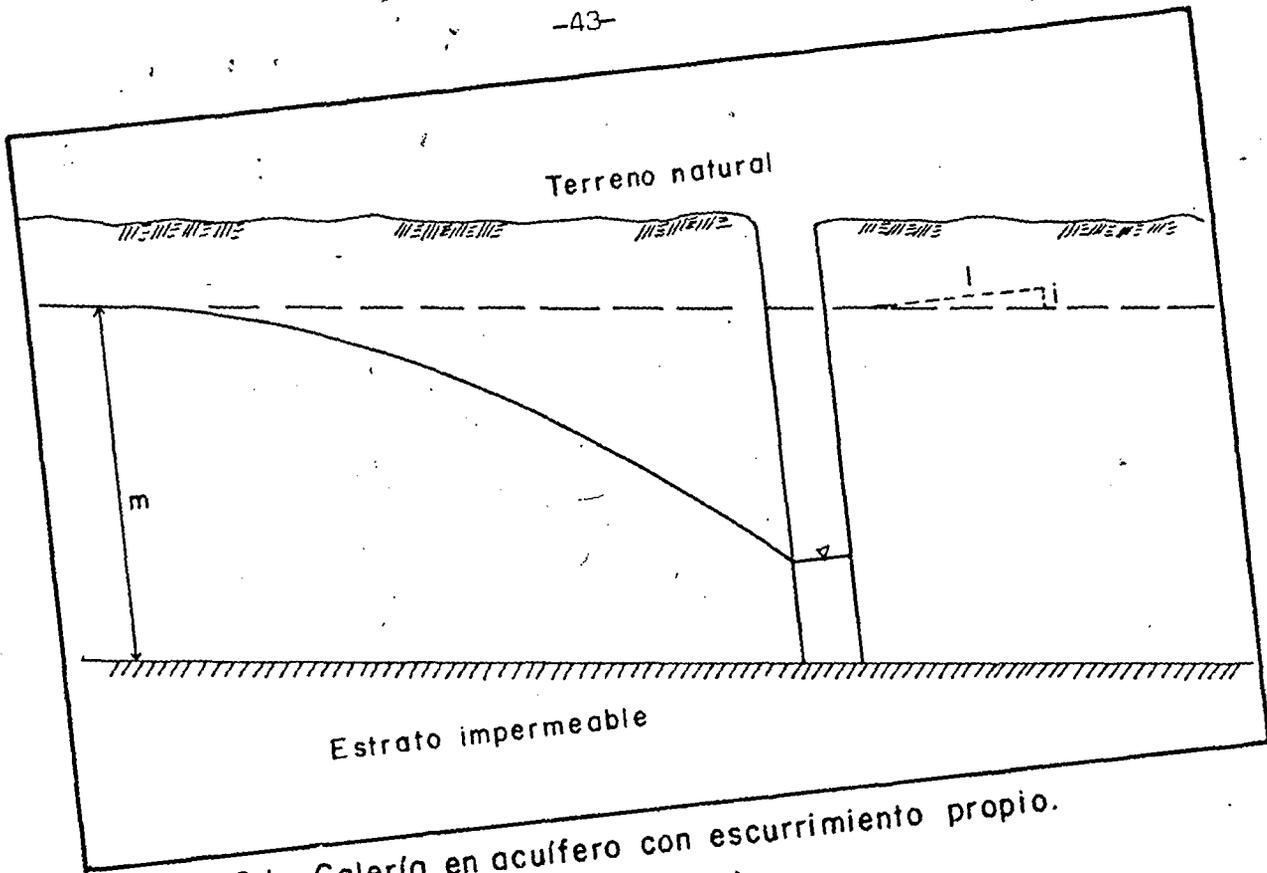


Figura 2.1 Galería en acuífero con escurrimiento propio.
Referencia 1

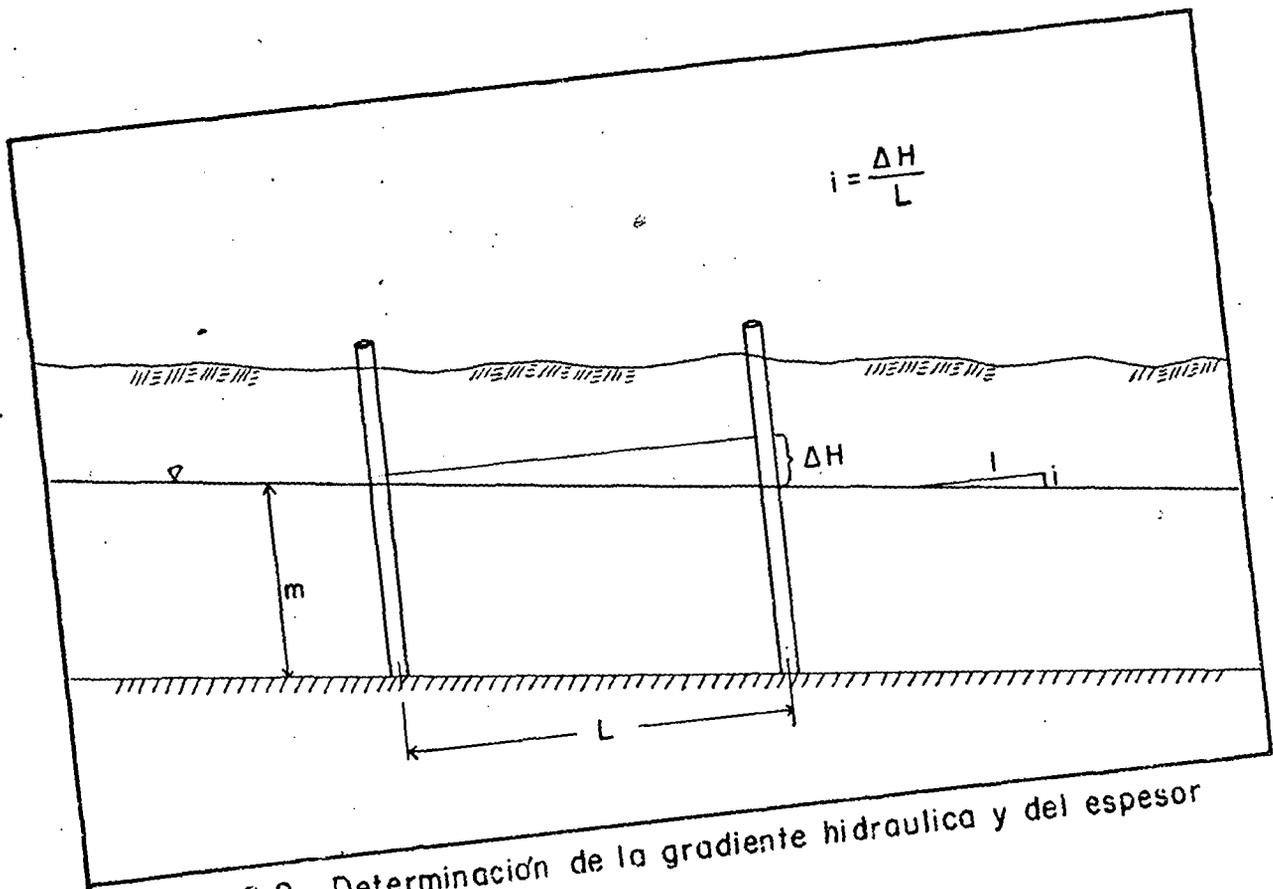


Figura 2.2 Determinación de la gradiente hidráulica y del espesor por perforaciones.

"K" es el coeficiente de permeabilidad promedio del acuífero.

"i" es la gradiente hidráulica promedio del acuífero. Ver figura 2.2. Puede determinarse por medio de perforaciones.

"A" es el área por unidad de ancho del acuífero. Es igual al espesor promedio de este último. El espesor puede determinarse por medio de las mismas perforaciones que se hacen para determinar "i".

2.1.2 GALERIAS ADYACENTES A UNA FUENTE DE RECARGA SUPERFICIAL.

Este es el caso de las galerías ubicadas en las márgenes de ríos y lagos, los cuales aseguran una recarga permanente hasta en los períodos más secos. Ver figura 2.3.

De acuerdo con la ecuación (1.12), el caudal máximo que se puede extraer por unidad de longitud es el siguiente:

$$Q_u = \frac{K (m^2 - Y_o^2)}{2D}$$

"K" es el coeficiente de permeabilidad promedio del acuífero.

"m" es el espesor del estrato saturado de agua, el cual puede determinarse por perforación manual o mecánica.

"Y_o" es la altura del agua en el colector. Esta altura depende de la capacidad del escurrimiento del conducto y de la forma en que se extrae el agua finalmente.

2.2 GALERIAS QUE COMPROMETEN LA PARTE SUPERIOR DEL ACUIFERO.

2.2.1 GALERIA EN ACUIFERO CON ESCURRIMIENTO PROPIO

Del análisis hidráulico se tiene la ecuación (1.41), que nos da el rendimiento máximo por unidad de longitud de galería.

$$Q_u = \frac{\pi K a}{\log_e(R/r)} \quad \text{donde} \quad R = \frac{1}{i} \sqrt{Q_u / \pi K}$$

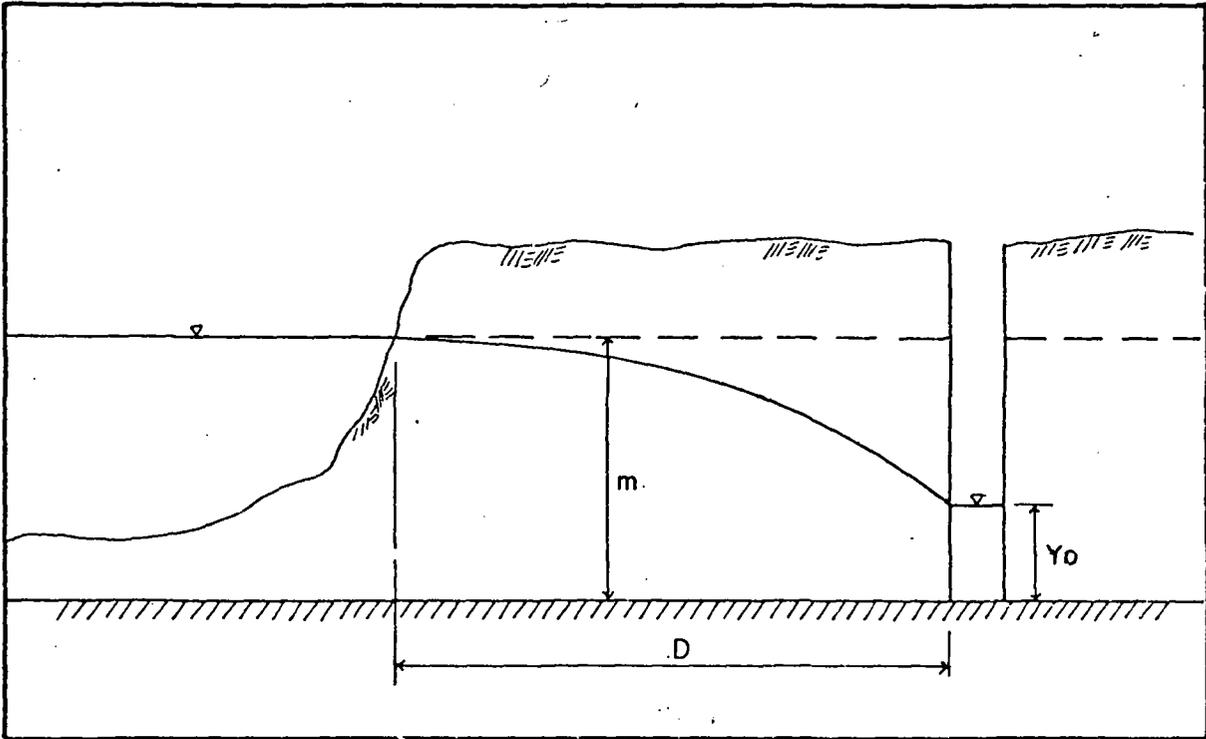


Figura 2.3 Galería situada en la margen de una masa de agua superficial.

$$Q_u = \frac{\pi K a}{\log_e \left[\frac{1}{i} \sqrt{\frac{Q_u a}{\pi K}} / r \right]}$$

"K" es el coeficiente de permeabilidad promedio del acuífero.

"a" es la profundidad a que se encuentra la galería bajo el nivel freático original.

"i" es la gradiente hidráulica natural del acuífero. Esta gradiente se puede determinar por medio de perforaciones.

"r" es el radio del conducto.

En la ecuación de rendimiento máximo, el término " Q_u " aparece en ambos miembros. La manera más sencilla de determinar el valor de " Q_u " es por tanteo sucesivo. Se asume un caudal cualquiera y se introduce en el miembro derecho de la ecuación. El resultado que se obtiene se usa en el próximo tanteo. Por lo general, con cinco o menos iteraciones, la ecuación converge.

EJEMPLO:

Datos conocidos: K = 50 m/día
 a = 1.00 m
 i = 0.001
 r = 0.20 m

Q_{asumido} m ³ /m x día	$Q_{\text{ecuación}}$ m ³ /m x día
10.00	22.00
22.00	20.848
20.848	20.923
20.923	20.918
20.918	20.918

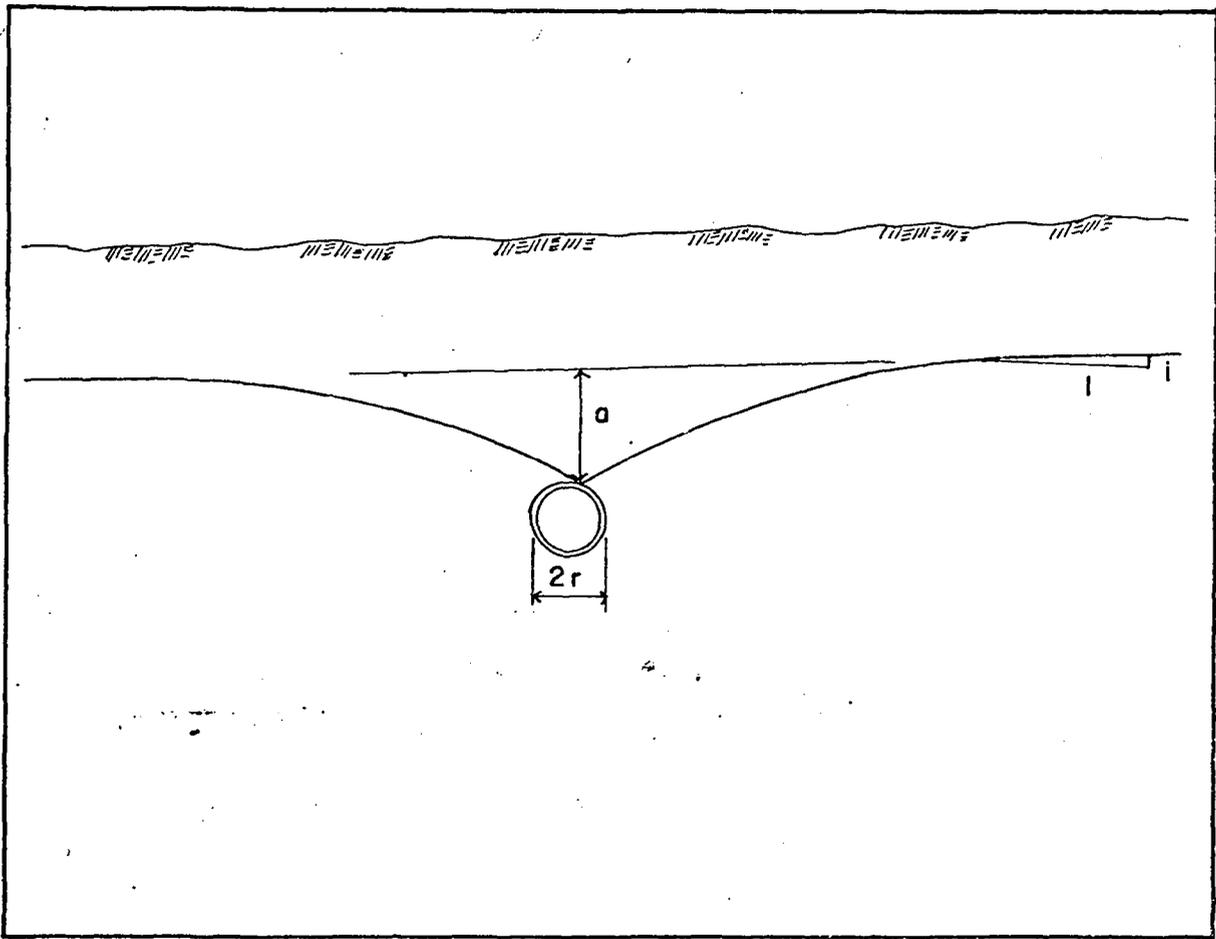


Figura 2.4 Galería que compromete parte superior de un acuífero con escurrimiento propio.

Referencia I

2.2.2 GALERIA ADYACENTE A UNA FUENTE DE RECARGA SUPERFICIAL

En base a la ecuación (1.41), el rendimiento máximo por unidad de longitud de galería es:

$$Q_u = \frac{\pi K a}{\log_e (R/r)}$$

En este caso, el radio de influencia, "R" es conocido, pues, es igual a la distancia "D" que separa a la galería de la masa de agua superficial.

Ver figura 2.5.

"K" es el coeficiente de permeabilidad promedio.

"a" es la profundidad de la galería bajo el nivel del agua original.

"r" es el radio del conducto.

2.3 GALERIAS EN ACUIFEROS RECARGADOS SUPERFICIALMENTE

Ejemplo de este tipo de galerías son aquéllas colocadas bajo el lecho de ríos y lagos.

2.3.1 GALERIA EN ACUIFERO DE GRAN ESPESOR

Se puede considerar a un acuífero como de espesor infinito, cuando la relación "b/a" es mayor o igual que 10. "a" es la profundidad a que se encuentra el conducto respecto al nivel del agua superficial, y "b" es la distancia que separa al conducto del estrato impermeable inferior. Ver figura 2.6.

Según la ecuación (1.46), el máximo rendimiento por unidad de longitud de galería es:

$$Q_u = \frac{2\pi K a}{\log_e (2a/r)}$$

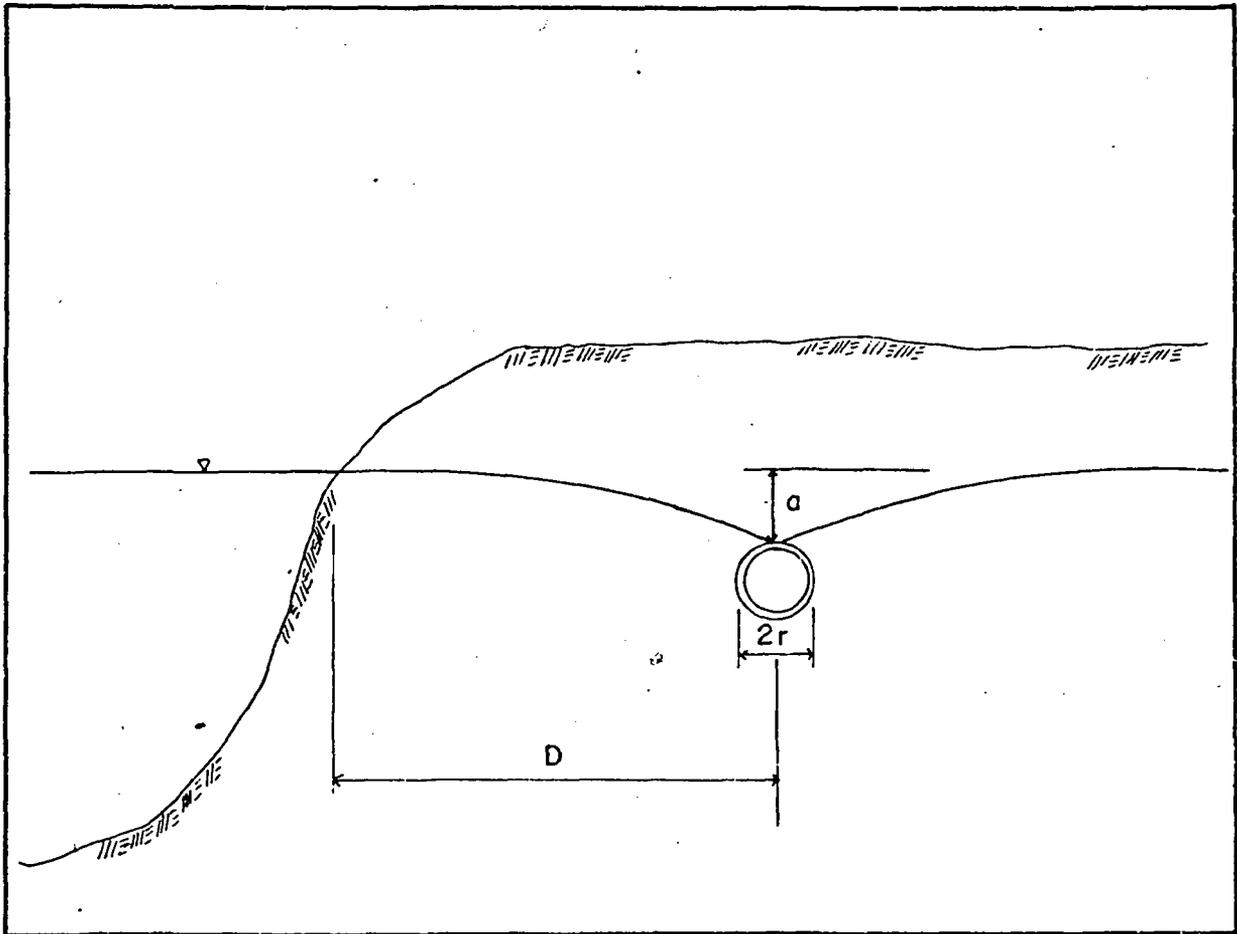


Figura 2.5 Galería que compromete parte superior de un acuífero adyacente a una masa de agua superficial.

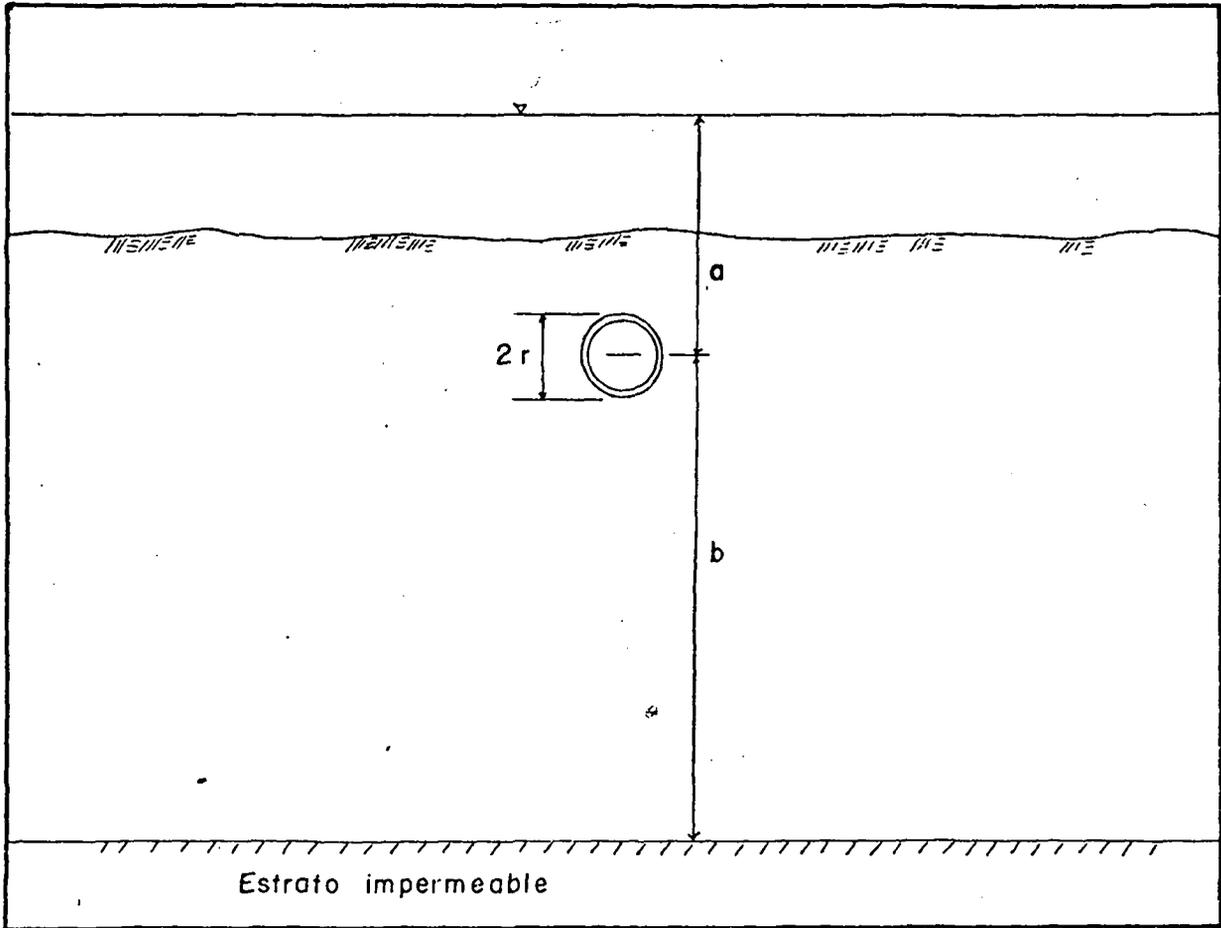


Figura 2.6 Galería en un acuífero de gran espesor

Referencia I

"K" es el coeficiente de permeabilidad promedio del material que forma el lecho del lago o río. Este coeficiente se puede obtener con pruebas de laboratorio.

"a" es la profundidad a que se encuentra el conducto, respecto al nivel del agua superficial.

"r" es el radio del conducto.

2.3.2 GALERIA EN UN ACUIFERO DE POCO ESPESOR

Se puede considerar que un acuífero es de poco espesor, cuando la relación "b/a" es menor de 10. Ver figura 2.7.

Por medio del método de las imágenes se obtuvo la ecuación (1.48) que nos da el caudal máximo por unidad de longitud.

$$Q_u = \frac{2 K a \pi}{\text{Log}_e 2a(a + b)/rb}$$

"K" es el coeficiente de permeabilidad del lecho del río o lago.

"a" es la profundidad a que se encuentra el conducto respecto al nivel del agua superficial.

"b" es la distancia que separa al conducto del lecho impermeable.

"r" es el radio del conducto.

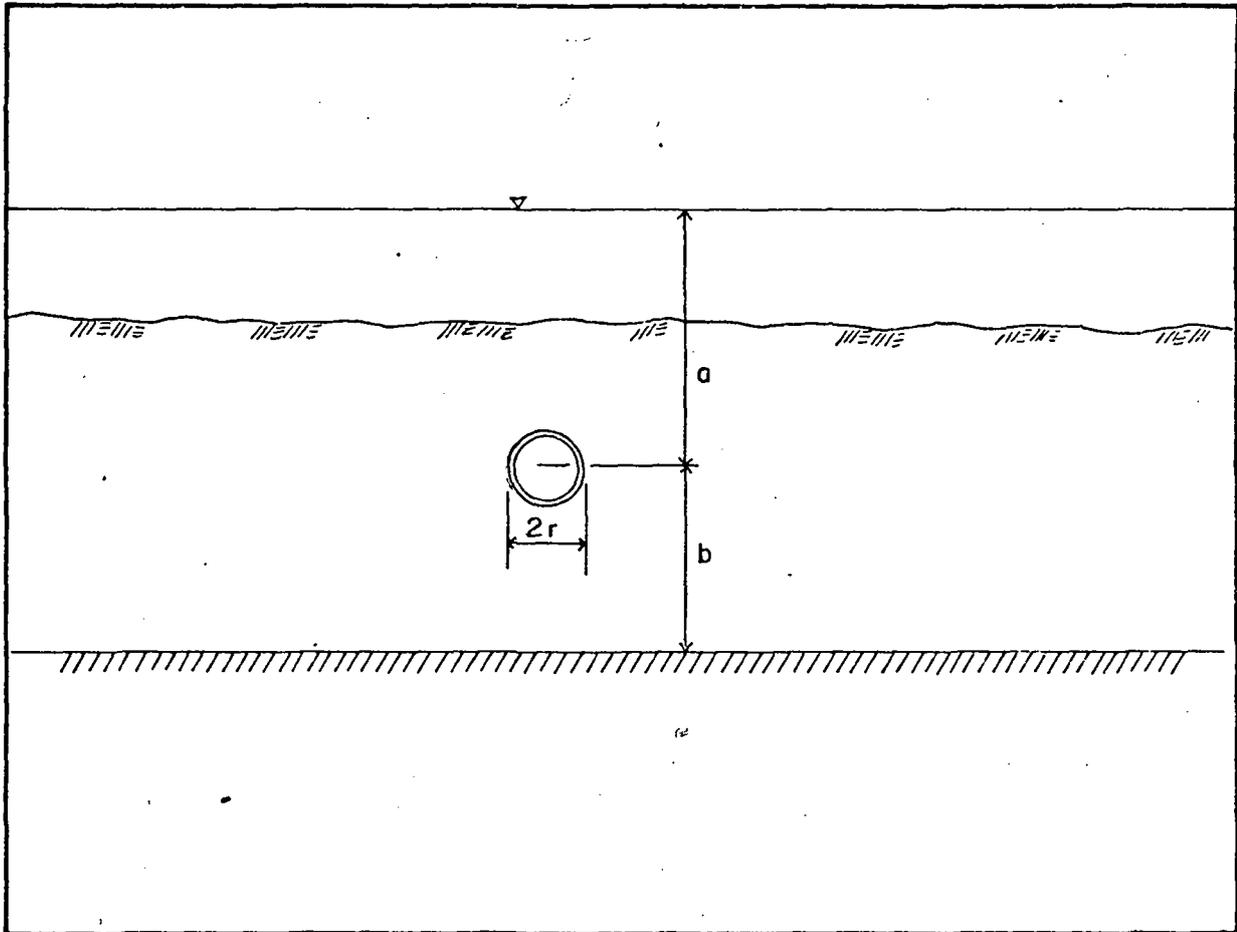


Figura 2.7 Galería en acuífero de poco espesor con recarga superficial

Referencia I

CAPITULO III

"DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO"

Los parámetros que influyen en el rendimiento de las galerías de infiltración, fuera de las condiciones geométricas impuestas por el diseñador, son el coeficiente de permeabilidad promedio del acuífero, el espesor del mismo; y en los casos de acuíferos con escurrimiento propio, su gradiente hidráulica. De estos tres factores, el que influye directamente en todos los tipos de galería es el coeficiente de permeabilidad del acuífero.

El valor del coeficiente de permeabilidad varía de acuerdo con numerosos factores, entre los que están:

- Forma de los granos
- Disposición de los granos
- Tamaño de los granos
- Viscosidad y densidad del fluido.

Existen métodos de campo y métodos de laboratorio para determinar el coeficiente de permeabilidad, pero ninguno de ellos brinda un 100% de seguridad debido a la gran variabilidad de los depósitos de tierra natural.

La selección entre un método y otro depende de las condiciones particulares del acuífero y de la importancia del proyecto.

3.1 MÉTODOS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD

El coeficiente de permeabilidad de masas de suelos y rocas puede ser determinado por medio de una prueba controlada, en la cual el área de la sección transversal, el gradiente hidráulico, y la magnitud del flujo son conocidos. Luego, puede determinarse con la ley de Darcy, en la forma siguiente:

$$K = \frac{Q}{iA}$$

- donde: "K" es el coeficiente de permeabilidad,
"i" es el gradiente hidráulico, y
"A" es el área transversal.

Las pruebas de laboratorio comunmente utilizadas son las de cabeza hidráulica constante y las de cabeza hidráulica variable.

3.1.1 METODO DE LA CABEZA HIDRAULICA CONSTANTE

A continuación presentamos los pasos que se van a seguir para realizar esta prueba.

- a. La muestra se coloca en un recipiente cilíndrico, que tiene en el fondo una pantalla para retener el material.
- b. Luego por medio de un rebosadero se le mantiene una carga hidráulica constante.
- c. El flujo que atraviesa la muestra se recoge en un recipiente.
- d. Se mide el volumen que atraviesa la muestra en un período de tiempo determinado, para calcular la rata de flujo ($Q = \text{Volumen} / t$).

Se conoce el área transversal del cilindro (A).

La gradiente hidráulica que es igual a la cabeza neta " h " dividida entre la longitud de la muestra se puede determinar fácilmente.

$$i = h/L$$

El coeficiente de permeabilidad se calcula de acuerdo con la expresión siguiente:

$$K = \frac{Q L}{A h}$$

"Q" = Caudal

"L" = Longitud de la muestra

"A" = Area de la sección transversal de la muestra

"h" = Cabeza hidráulica

Este método es aplicable a materiales relativamente permeables, porque si la permeabilidad es muy pequeña el período de tiempo llega a ser excesivo y la evaporación durante la prueba introduce errores en los resultados.

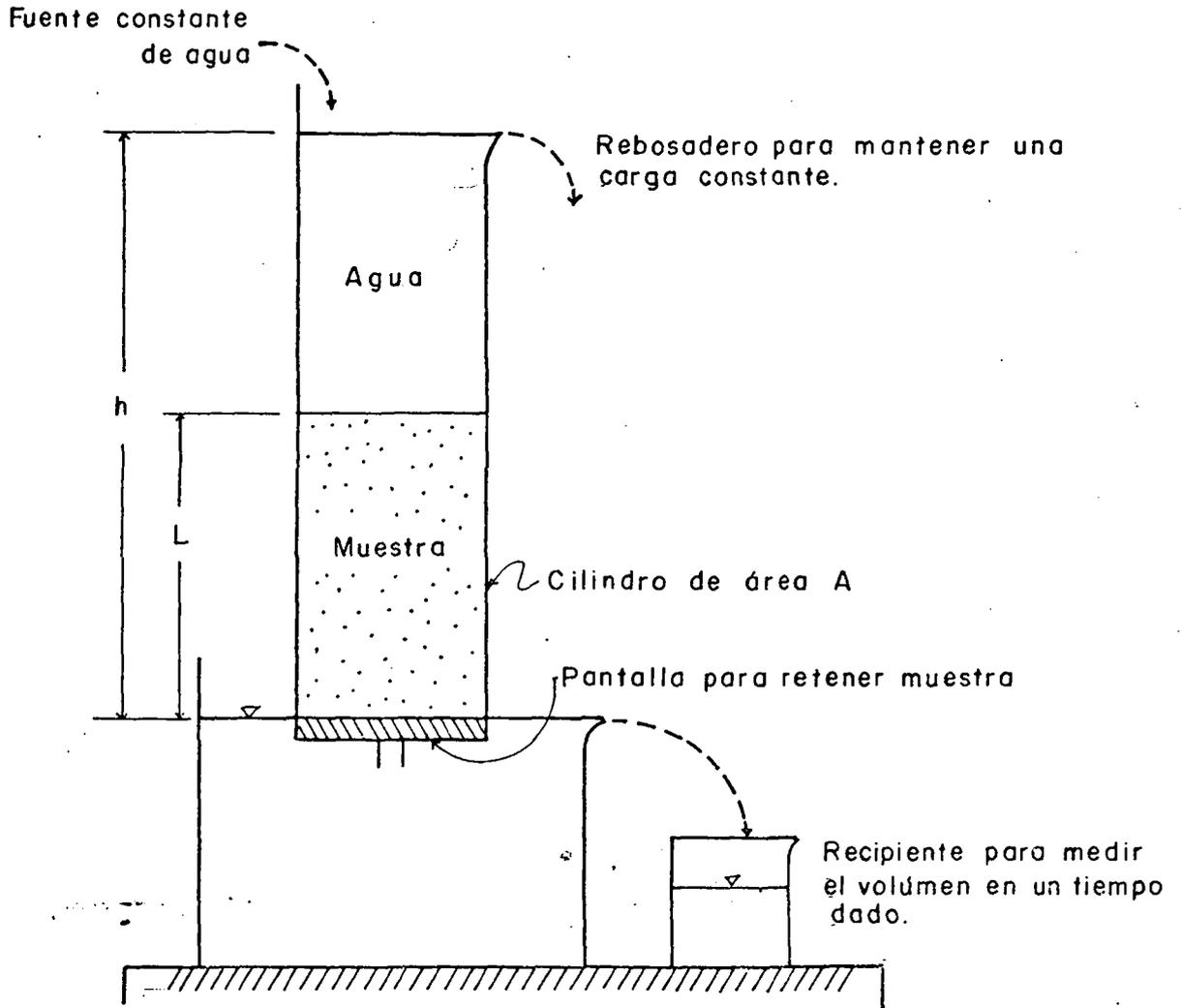


Figura 3.1 Permeámetro de carga constante
Referencia 10

3.1.2 METODO DE LA CABEZA HIDRAULICA VARIABLE.

La muestra se coloca en un recipiente cilíndrico que tiene en el fondo una pantalla para retener el material. Generalmente, el diámetro es de pocas pulgadas.

El tubo de alimentación se coloca en la parte superior de la cámara que contiene la muestra.

El diámetro del tubo de alimentación es pequeño. Se debe contar con tubos de alimentación de distintos diámetros, para usar el que más se adapta a la permeabilidad de la muestra. Esto es así, porque si el diámetro es muy grande, la caída del nivel del agua se hará excesivamente lenta y si el tubo es muy angosto, la velocidad será muy rápida para hacer las mediciones.

En esta prueba, antes de medir el descenso del nivel para un tiempo determinado, hay que asegurarse de que la muestra esté saturada.

Para calcular el coeficiente de permeabilidad se recurre a la siguiente ecuación válida:

$$dQ = -adh = \frac{k h A dt}{L}$$

integrando y despejando:

$$k = \frac{a L \ln(h_0/h_1)}{A t}$$

" h_0 " es la altura en el instante en que se inicia la medida del tiempo.

" h_1 " es la altura después de un intervalo de tiempo " t ".

Usando logaritmos comunes se obtiene:

$$K = \frac{2.3 a L \log(h_0/h_1)}{A t}$$

Este método se usa en aquellos suelos que poseen una baja permeabilidad.

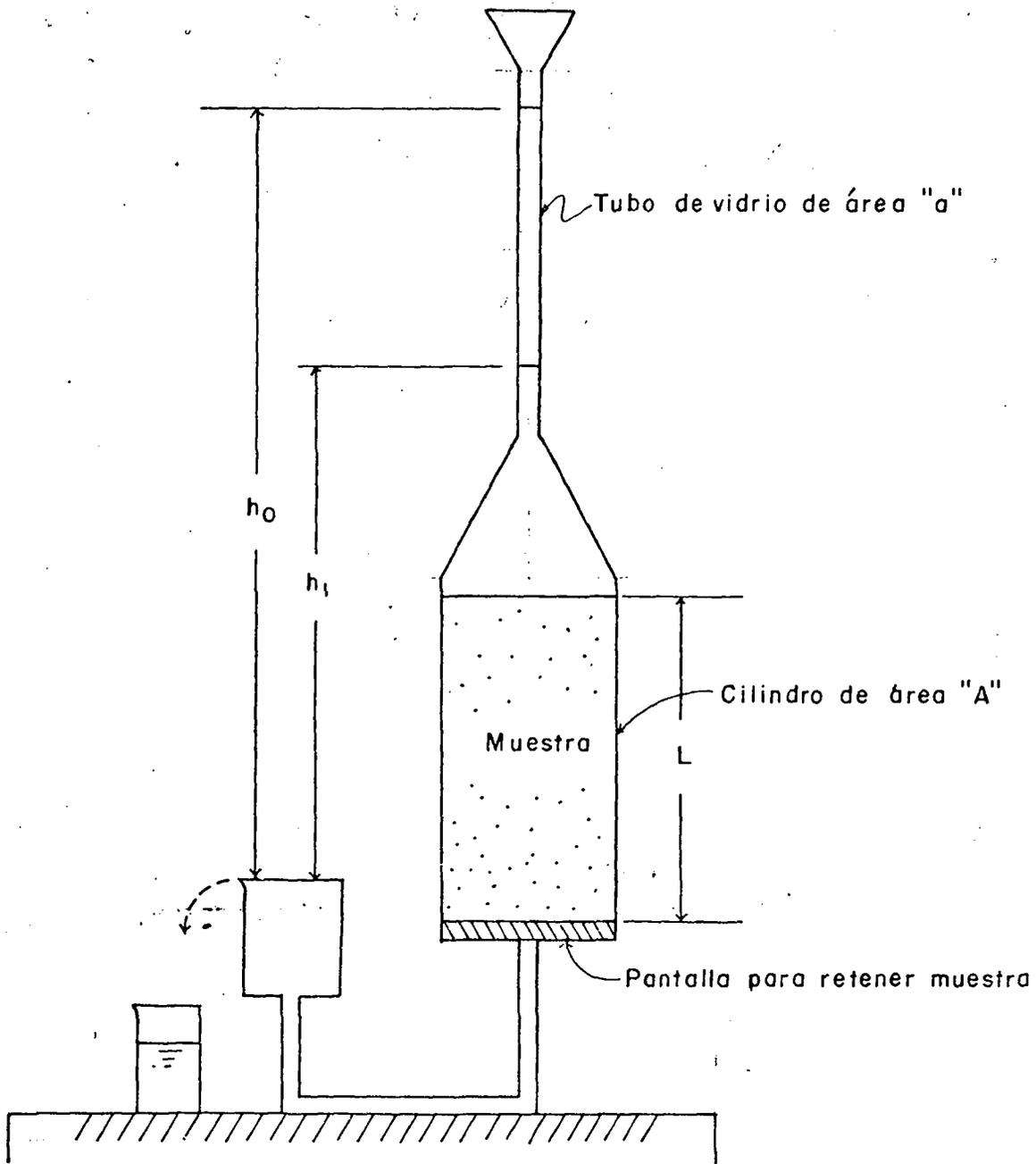


Figura 3.2 Permeómetro de carga variable

Referencia 10

3.1.3 PRECAUCIONES Y DETALLES EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.

- a. Debe evitarse la segregación durante la colocación del suelo en el permeámetro. Si se segregan los finos puede formarse una película impermeable que va a alterar los resultados.
- b. El aire que contiene el agua puede llenar los vacíos del suelo, dando valores de "k" menores que los reales. Para evitar esto, se debe usar agua destilada a una temperatura mayor que la del ambiente.
- c. Como la viscosidad cambia con la temperatura, asimismo cambia la permeabilidad. Por esta razón, la permeabilidad obtenida en el laboratorio a una temperatura T_0 , cambia en el campo, por lo que hay que corregirla.

$$K_T = K_{T_0} \frac{\mu_{T_0}}{\mu_T}$$

" K_T " permeabilidad real

" K_{T_0} " permeabilidad en el laboratorio

" μ_{T_0} " Viscosidad (poises) en el laboratorio

" μ_T " Viscosidad (poises) en el campo.

- d. El contenido de minerales en el agua usada en la prueba de permeabilidad puede influir en los coeficientes obtenidos, si los minerales que contiene reaccionan con los presentes en la muestra. Para evitar esto, se usa agua destilada.
- e. Para suelos granulares se recomienda usar las especificaciones de la A. S. T. M. (American Society of Testing and Materials). Bajo la denominación D 2434-68 para carga constante.

3.2 METODOS DE CAMPO PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD

3.2.1 BOMBEO DE UN ACUIFERO LIBRE, CON POZOS DE OBSERVACION Y FLUJO ESTABLE.

Esta es la prueba de permeabilidad de campo más usada. Consiste en bombear agua de un pozo, mientras que se hacen lecturas de nivel de agua en varios pozos de observación cercanos.

La prueba se continúa hasta que se alcanzan las condiciones de equilibrio, o sea, cuando el nivel del agua en los pozos de observación y de bombeo se mantiene constante para una rata de bombeo determinada.

Después que se ha desarrollado el estado estable, la cantidad de agua que fluye hacia un pozo en la unidad de tiempo es según ecuación de Darcy:

$$q = kiA$$

A una distancia "r" del pozo el área "A" a través de la cual el agua está fluyendo es $2\pi r h$. De acuerdo a la suposición de Dupuit de que $i = dh/dr$ tenemos:

$$q = 2 k\pi r h \, dh/dr$$

$$qdr/r = 2 k\pi h \, dh$$

integrando:

$$q \ln r = 2\pi k h^2/2 + c = \pi k h^2 + c$$

A una distancia radial R donde la depresión es despreciable, $h = H$, y

$$q \ln(R) = \pi k H^2 + c$$

Por lo tanto:

$$c = q \ln(R) - \pi k H^2$$

Entonces:

$$q \ln(r) = \pi k h^2 + q \ln(R) - \pi k H^2$$

PLANTA



ELEVACION

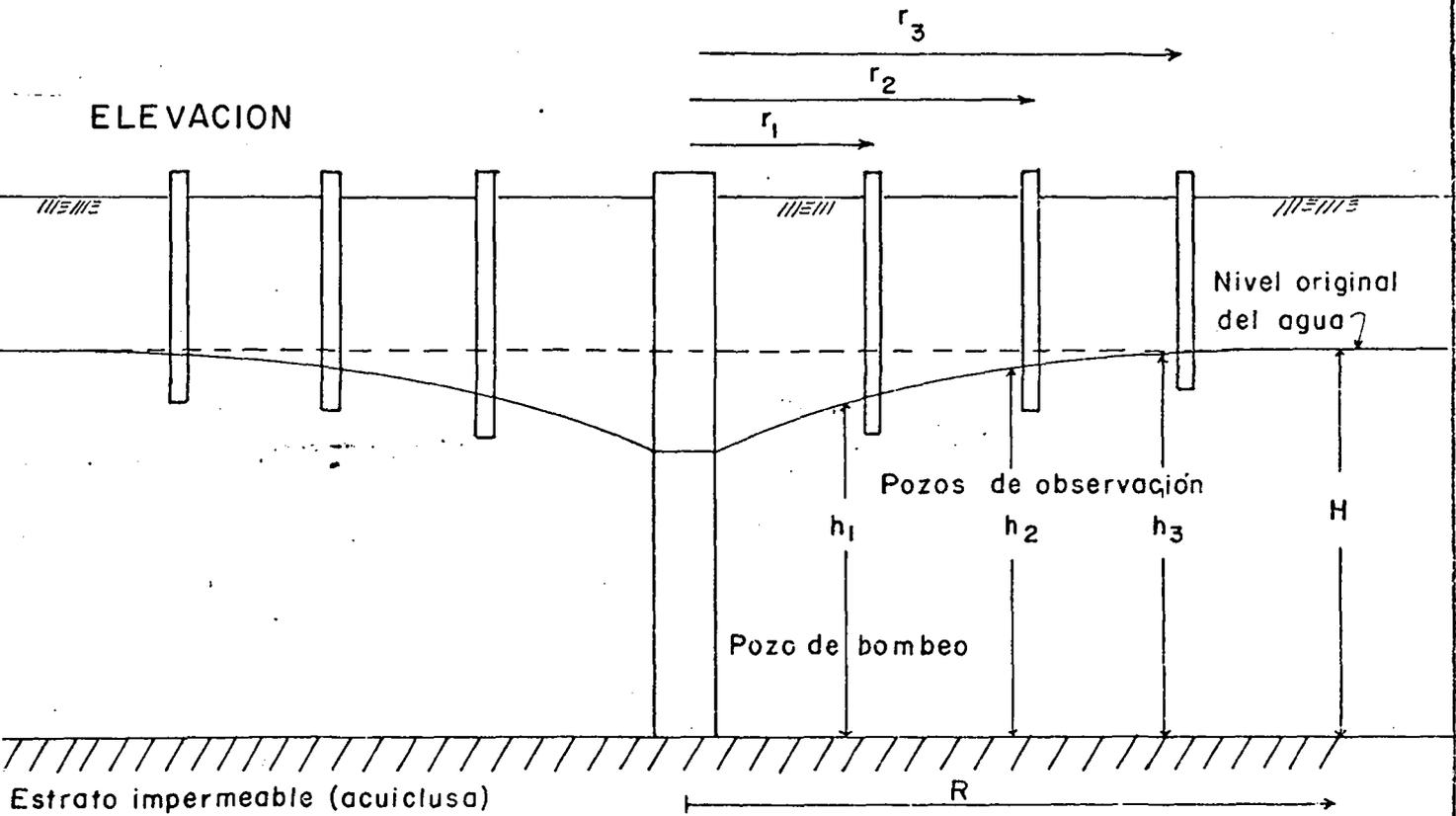


Figura 3.3 Ilustración de un acuífero libre, con pozos de observación y bombeado a una rata constante.

Referencia 10

y $q \ln(R/r) = \pi k(H^2 - h^2)$

Por consiguiente:

$$k = \frac{q \ln(R/r)}{\pi (H^2 - h^2)}$$

La fórmula de pozo simple se basa en las siguientes consideraciones:

- a. El pozo de bombeo penetra todo el espesor del acuífero.
- b. Existe una condición de equilibrio. La rata de flujo es constante y el nivel en los pozos permanece estable.
- c. El material del acuífero es homogéneo, isotrópico y se extiende a distancias infinitas en todas las direcciones.
- d. Es válida la suposición de Dupuit que establece:
 - Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales.
 - Que la gradiente hidráulica es igual a la pendiente de la línea corriente superior y es constante en cualquier punto de la vertical.
- e. Existe flujo laminar en toda el área del cono de depresión.

3.2.2 CASO ESPECIAL DE ACUIFERO LIBRE RECARGADO POR UNA MASA DE AGUA SUPERFICIAL

Como la gran mayoría de las galerías de infiltración se construyen en las márgenes de ríos o lagos, es importante conocer el efecto de la masa de agua sobre la prueba de bombeo.

Las fórmulas para determinar la permeabilidad por bombeo de pozos, se obtienen considerando que el acuífero tiene una extensión ilimitada horizontalmente. En este caso, el acuífero es truncado por una masa de agua.

Para poder cumplir con la condición de borde impuesta en la intersección del acuífero con la masa de agua, o sea, depresión nula para cualquier tiempo, es necesario aplicar el método de las imágenes.

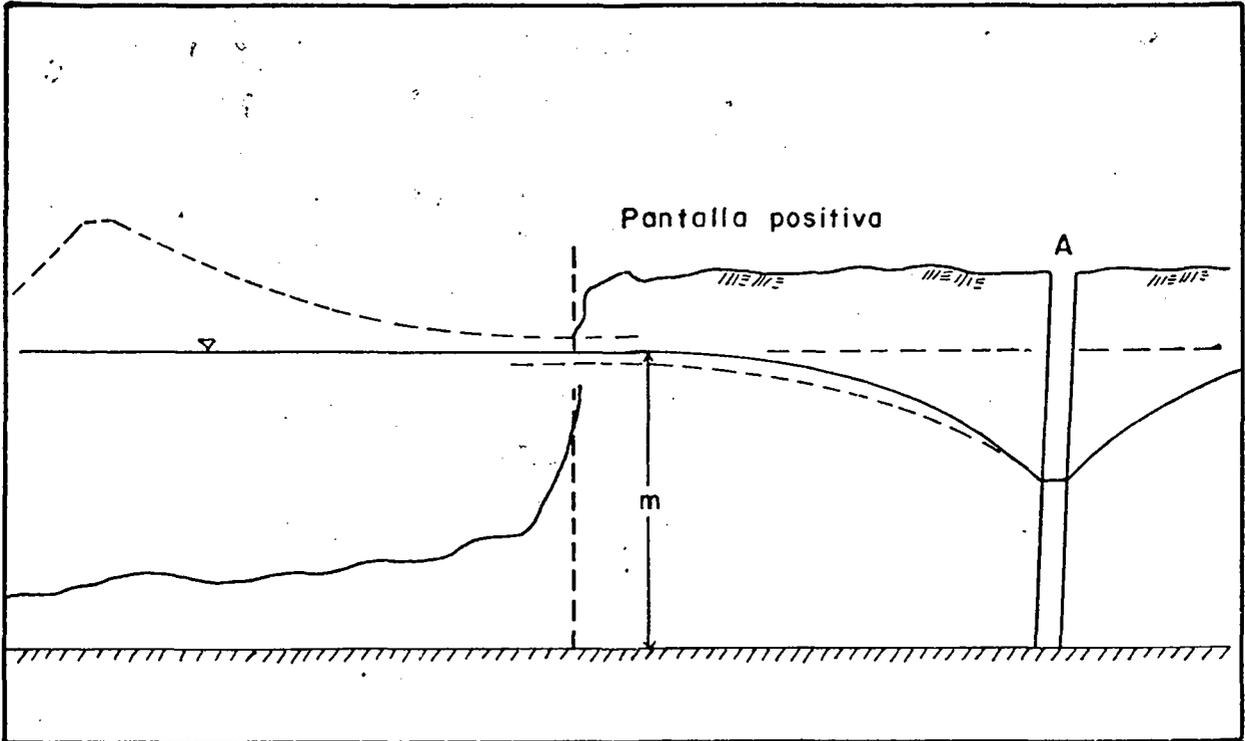


Figura 3.4 Pozo real y pozo imagen. Ambos equidistan de la pantalla positiva.

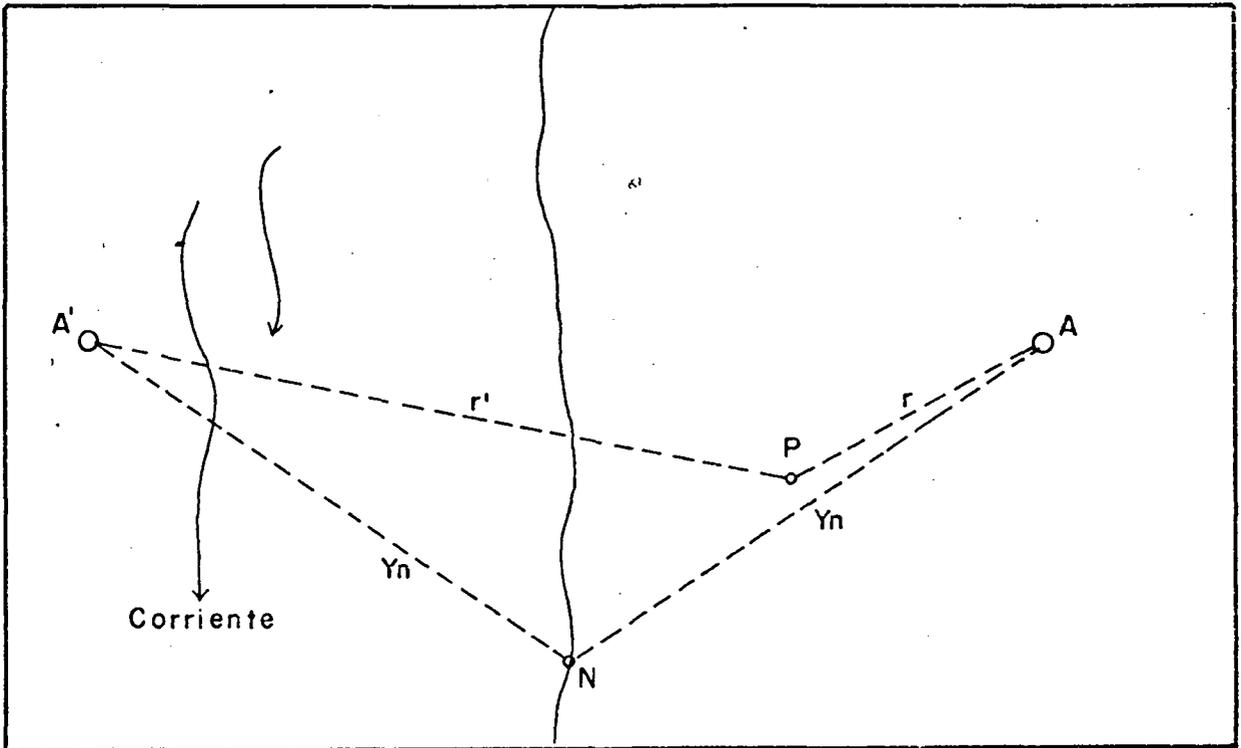


Figura 3.5 Vista en planta de los pozos y de los puntos donde se mediran los descensos.

Referencia 2

La masa de agua actúa como una pantalla positiva. El efecto de la pantalla positiva se sustituye por el efecto de un pozo imagen de recarga situado simétricamente con respecto a ella del pozo real de extracción. Si se supone el pozo real bombeado con un caudal constante "Q", el efecto de la recarga del río o lago, de acuerdo con el método de las imágenes, es equivalente a un pozo "A'", que produjera, suponiendo el acuífero indefinido, un caudal negativo "-Q"; es decir, un pozo "A'", que deja entrar al acuífero un caudal de la misma magnitud que el que se le extrae al pozo "A". Ver figura 3.4.

El descenso del nivel freático producido por los dos efectos superpuestos en un punto cualquiera "P", es la suma algebraica de los descensos producidos por el pozo imagen y el pozo de bombeo. Ver figura 3.5.

Si se aplica la fórmula de Thiem a un punto "P" ubicado a una distancia "r" de "A", y a una distancia "r'" de "A'", y a un punto "N" ubicado en la intersección de la masa de agua con el acuífero y que dista "r_n" tanto de "A" como de "A'", tenemos:

Debido al bombeo de "A",

$$s_p - s_n = \frac{Q (\log_e r_n - \log_e r)}{2\pi Km}$$

"K" es el coeficiente de permeabilidad

"m" es el espesor medio del acuífero

Debido al pozo "A'",

$$s_n - s'_p = \frac{Q (\log_e r' - \log_e r_n)}{2\pi Km}$$

Sumando las dos ecuaciones se obtiene:

$$s_p - s'_p = \frac{Q \log_e (r'/r)}{2\pi Km}$$

El descenso real, "s", que se produce en el punto "P", es igual a $(s_p - s'_p)$. Entonces,

$$s = \frac{Q \log_e(r'/r)}{2\pi Km}$$

Despejando el coeficiente de permeabilidad,

$$K = \frac{Q \log_e(r'/r)}{2\pi ms}$$

3.2.3 BOMBEO DE UN ACUIFERO CONFINADO, CON POZOS DE OBSERVACION Y FLUJO ESTABLE.

El manto acuífero está limitado en sus partes alta y baja por formaciones impermeables (acuiclusas) y saturado por agua a presión. Si se introducen tubos piezométricos en el acuífero, el nivel del agua formará una superficie piezométrica situada toda ella dentro o por encima de la formación impermeable superior.

Como el acuífero es confinado, todas las velocidades son horizontales, y por lo tanto se cumple la suposición de Dupuit.

En base a la ecuación de Darcy:

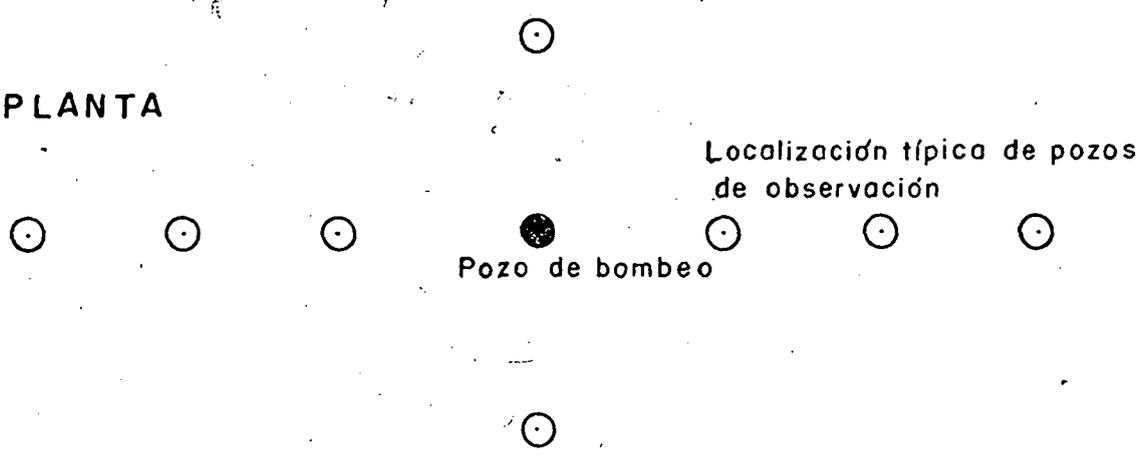
$$Q = AV = 2\pi rH K dh/dr$$

Integrando entre dos puntos del acuífero,

$$\int_{h_1}^{h_2} dh = \int_{r_0}^{r_1} \frac{Q}{2\pi Hk} \frac{dr}{r}$$

$$h - h_1 = \frac{Q \ln(r/r_0)}{2\pi kH}$$

PLANTA



ELEVACION

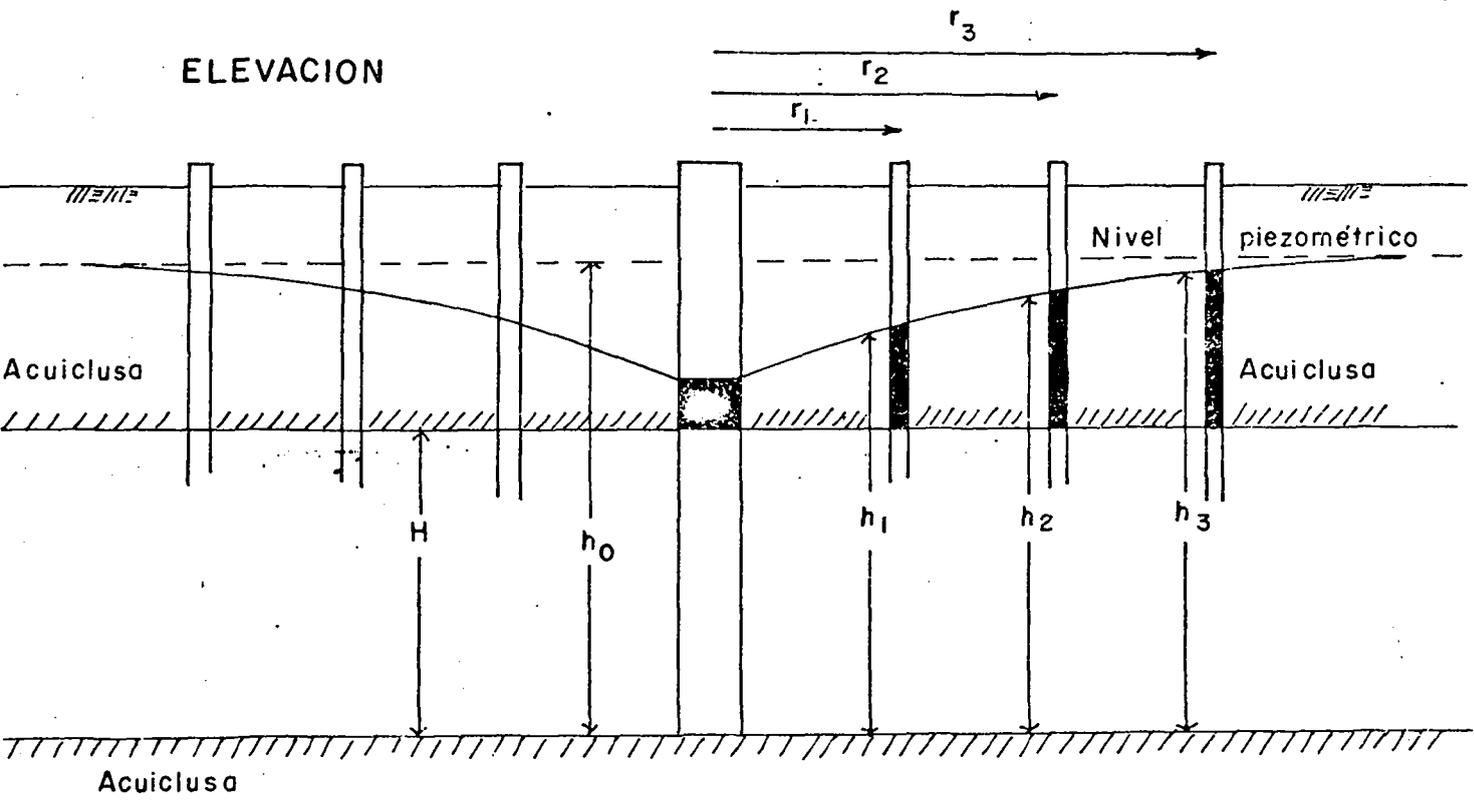


Figura 3.6 Ilustración de un acuífero confinado, con pozos de observación y bombeado a una rata constante.

Referencia 10

Para un valor de $h = h_0$ y para un valor de $r = R$, se tendrá:

$$h_0 - h_1 = \frac{Q \ln(R/r_0)}{2\pi kH}$$

Despejando a "Q" se obtiene la llamada ecuación de Thiem o de equilibrio entre dos puntos.

$$Q = \frac{2\pi kH (h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)}$$

De donde se obtiene:

$$K = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{2\pi H (h_2 - h_1)}$$

En esta prueba se hacen las mismas suposiciones que en las de acuífero libre.

3.2.4 CONSIDERACIONES PRACTICAS RELATIVAS A LAS PRUEBAS DE BOMBEO.

La confiabilidad de las pruebas de bombeo de pozos depende de la cantidad de suposiciones que se cumplan.

Estas pruebas pueden ser usadas también en mesas de agua ligeramente inclinadas. En estos casos, el borde inferior del acuífero, (estrato impermeable), puede ser trazado paralelo al nivel original del agua y los cálculos se hacen en forma igual a los de una mesa nivelada.

La permeabilidad que se obtiene con estas pruebas representa la medida promedio de permeabilidades de grandes volúmenes de tierra.

Los pozos de bombeo deben penetrar todos los estratos permeables que se analizan. Los pozos de observación solamente tiene que alcanzar los niveles de agua en su punto más bajo.

Los pozos de observación comparándolos con los de bombeo, son mucho más baratos ya que su diámetro y su profundidad son menores.

Cuando el terreno no está consolidado, situación que se presenta en la mayoría de los casos, es necesario forrar los pozos con tubería perforada. Estas perforaciones, huecos o ranuras, deben ser de dimensiones pequeñas para evitar la entrada de material fino.

Si el pozo de bombeo no atraviesa completamente el acuífero, hay una depresión de succión considerable y la superficie adopta una forma semiesférica, al menos en las cercanías del pozo de bombeo. Es aconsejable, en estos casos, situar los pozos de observación a una distancia del pozo de bombeo igual o mayor que dos veces la penetración del pozo en el acuífero.

Generalmente, se usan cuatro pozos de observación. Dos, es la cantidad mínima de pozos de observación que permite calcular el coeficiente de permeabilidad.

En la práctica los cálculos de la permeabilidad se hacen usando los pozos de observación en varias combinaciones y haciendo un promedio.

Para medir la depresión dentro de los pozos se debe utilizar cualquier sistema que dé buenos resultados. Un sistema muy práctico es aquel que consiste en dos polos eléctricos conectados a un galvanómetro, que indica el paso de corriente solamente cuando los dos polos están sumergidos.

Para tener la seguridad de que el caudal extraído sea constante, es conveniente utilizar un medidor con gráfica. El caudal debe estar en el rango normal de operación del medidor.

Antes de instalar el medidor, es necesario bombear el pozo con el fin de eliminar cualquier cantidad de lodo y arena que esté dentro del mismo. El lodo y la arena pueden obstruir el medidor en muchos casos. Para la limpieza del pozo es recomendable usar una bomba de diafragma.

Para el bombeo en sí, se pueden utilizar bombas de succión o de pozo profundo. Las primeras trabajan adecuadamente hasta profundidades de 15 pies.

El pozo de bombeo debe tener un diámetro tal, que permita la inserción del conducto de la bomba.

La capacidad de la bomba debe ser tal, que logre bajar el nivel del agua en el pozo de bombeo unas 6 pulgadas, (15 cm), como mínimo.

La forma de verificar que se han logrado condiciones de equilibrio para un caudal constante, es hacer medidas periódicas en los pozos de observación. Cuando las depresiones se mantienen constantes, se tiene estado de equilibrio.

El pozo debe ser bombeado en condiciones de equilibrio a dos ratas de flujo para comprobación de los resultados.

3.2.5 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD MEDIDO MEDIANTE POZOS LLENOS DE AGUA.

Se puede determinar el coeficiente de permeabilidad bajo el nivel freático, sobre el terreno, practicando una perforación, llenándola de agua y midiendo el ritmo o velocidad de escape del agua del agujero al terreno.

Una variante consiste en extraer agua de la perforación mediante bombeo, y observar la velocidad de su relleno por las aguas.

La diferencia entre niveles "h" dentro y fuera de un tubo lleno de agua es objeto de observación y registro, y se determina su merma " h" en un pequeño intervalo de tiempo " t", por ejemplo, 1 minuto.

Si el diámetro del tubo es "r" y la elevación del nivel de las aguas dentro del tubo ha sido de "h", durante el tiempo de la medida, el valor del coeficiente de permeabilidad es:

$$K = \frac{r \Delta h}{2h \Delta t}$$

Si se expresan "h" y "r" en pies y "t" en días, el valor del coeficiente "K" en la fórmula, resulta en pies por día.

Este método de determinación de los coeficientes de permeabilidad, conocido con el nombre de ensayo de "Tubo Abierto", está sujeto a errores a menos que " h" y " t" sean muy pequeños y que la relación " h/ t" se aproxime a la derivada "dh/dt".

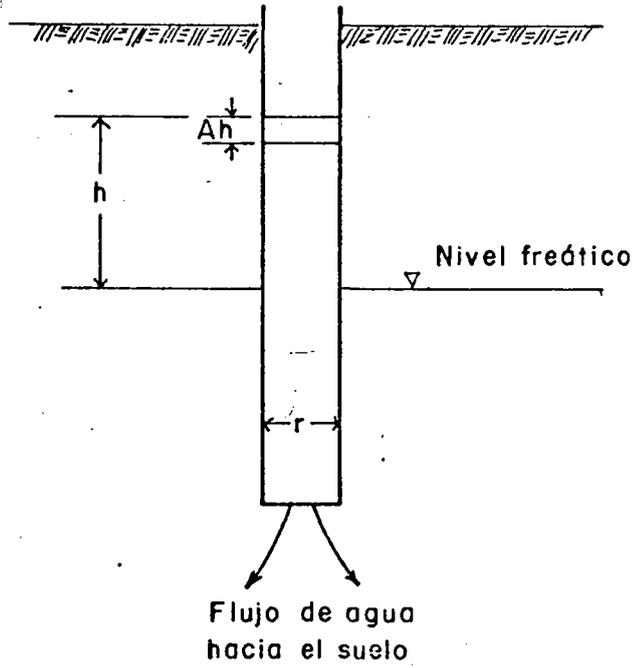


Figura 3.7 Medida del coeficiente de permeabilidad mediante pozos de agua.

Referencia 5

Las observaciones, tanto en este ensayo como en los similares, solamente deben iniciarse cuando haya quedado establecido el flujo, esto es, cuando la masa de suelo alrededor del agujero o perforación haya quedado saturada, lo cual no es fácil de lograr.

Resultan particularmente deficientes las lecturas prematuras en materiales muy permeables, como consecuencia de la rápida depresión que ocurre durante los primeros segundos que siguen al relleno del agujero con agua.

3.3 SELECCION DEL METODO PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD.

Los ensayos de permeabilidad en los laboratorios pueden alcanzar un alto grado de precisión en lo que se respecta a la muestra ensayada, pero; como consecuencia de la gran dificultad que supone tomar muestras en el campo que sean verdaderamente representativas, pocas veces se llega a un acuerdo satisfactorio entre los ensayos de campo y los de laboratorio.

Si bien, los métodos actuales para medir el coeficiente de permeabilidad en el terreno, son un poco toscos, definen no obstante, la permeabilidad promedio de los materiales de un área determinada, mejor que los ensayos aislados de laboratorio.

Entre los métodos de campo, el de bombeo de pozos es el más utilizado, pues, es el que da los resultados más veraces.

Como las galerías de infiltración, en la mayoría de los casos, son captaciones de acuíferos poco profundos, la prueba de bombeo de acuífero libre con pozos de observación y flujo estable, es la más común.

Si se trata del aprovechamiento de un acuífero con escurrimiento propio, el procedimiento que se usa es el descrito en la sección 3.2.1.

Cuando la galería se proyecta construir en las márgenes de una corriente o masa de agua superficial, es conveniente utilizar el método descrito en la sección 3.2.2.

En los casos en que la galería tenga que construirse en el lecho de masas de agua superficiales, es imposible hacer una prueba de bombeo. Lo que se impone es realizar pruebas de laboratorio a muestras tomadas en puntos

distintos y a diferentes profundidades. El valor del coeficiente sería el promedio de los valores obtenidos en las pruebas individuales.

Los costos de una prueba de bombeo son altos, pues se necesita un pozo de bombeo y por lo menos dos de observación, así como bombas, medidores y personal de cierta experiencia. Por esto, para comunidades pequeñas, no se justifica realizar una prueba de bombeo, sino, solamente pruebas de laboratorio que muestren el rango en el que está la permeabilidad para hacer un diseño preliminar. La longitud final se obtiene durante la construcción, prolongando el conducto hasta que llegue el momento en que el caudal que se capta, sea el requerido. Para esto se puede construir primero el pozo de captación, luego ir agregando tramos de tubería y al mismo tiempo ir verificando por bombeo el volumen de agua captado, hasta lograr el caudal de diseño.

Para que se tenga una idea del orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad de acuerdo con el tipo de suelo, se presenta el cuadro siguiente:

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

"K" en cm/seg.
FIG. 1.8a

10² 10 1.0 10⁻¹ 10⁻² 10⁻³ 10⁻⁴ 10⁻⁵ 10⁻⁶ 10⁻⁷ 10⁻⁸ 10⁻⁹

CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE			BUEN DRENAJE				MAL DRENAJE		PRACT. IMPERMEABLE
SUELOS			PERMEABLE						IMPERMEABLES
CLASES DE SUELOS	GRAVA	LIMPIA	ARENAS LIMPIAS Y MEZCLAS LIMPIAS DE ARENAS Y GRAVA				ARENAS MUY FINAS; LIMOS ORGANICOS e INORGANICOS; MEZCLAS DE ARENA, LIMO Y ARCILLA; MORENAS; DEPO- SITOS DE ARCILLA ESTRATIFICADA, etc.		SUELOS "IMPERMEABLES" COMO SER: ARCILLAS HOMOGÉNEAS QUE SE HALLAN DEBAJO DE LA ZONA DE METEORIZACION
							SUELOS "IMPERMEABLES" QUE HAN SUFRIDO ALTERACION POR LA VEGETACION Y METEORIZACION.		
DETERMINACION DIRECTA DEL	PRUEBA DIRECTA DEL SUELO EN SU POSICION ORIGINAL (ej. pozos) DA BUEN RESULTADO SI SE EJECUTA LA PRUEBA DEBIDAMENTE. SE REQ. GRAN EXPERIENCIA.								
COEFICIENTE DE			PERMEAMETRO DE NIVEL CONSTANTE SE REQ. POCA EXP.						
PERMEABILIDAD			DA BUEN RESULTADO SE REQUIERE POCA EXPERIENCIA				PERMEAMETRO DE NIVEL VARIABLE. SE REQ. MUCHA EXP. PARA INTERPRETAR CORRECTAMENTE LOS RESULTADOS		DA REGULAR RESULTADO SE REQ. GRAN EXP.

CAPITULO IV

"SELECCION DEL SITIO Y DEL TIPO DE GALERIA"

4.1 SELECCION DEL SITIO.

Cuando se proyecta construir una galería de infiltración como fuente de un sistema de abastecimiento de agua; es necesario que ésta sea capaz de proporcionar un caudal determinado en todo tiempo. Es indispensable entonces, encontrar un acuífero que a finales de la estación seca tenga una recarga tal, ya sea subterránea o proveniente de una masa de agua superficial, que satisfaga los requerimientos de agua.

La localización de un acuífero con escurrimiento propio, cercano a la superficie, y que no se agote durante los períodos más secos, es bastante difícil. Por esta razón son escasas las galerías en este tipo de acuíferos.

Con el fin de asegurar el abastecimiento de agua hasta en los períodos más secos, la mayoría de las galerías de infiltración se construyen en las márgenes de ríos y lagos, o debajo del lecho de los mismos.

Si se contara con las dos alternativas para ubicar la galería, o sea, construirla en un acuífero con escurrimiento propio o en la orilla de una masa de agua superficial, es preferible en cuanto a la calidad del agua escoger la primera. El agua que recorre largas distancias a través de masas de suelo, tiene menor probabilidad de estar contaminada bacteriológicamente.

Para evitar la contaminación de las aguas que vaya a producir una galería, es recomendable ubicarla lo más alejada posible de fuentes de polución, tales como: lagunas de oxidación, lechos percoladores, letrinas, descargas industriales, etc.

Los lugares más convenientes, son aquellos en que las márgenes de la corriente son relativamente planas y donde la diferencia de elevación entre el nivel del agua y el terreno de la orilla sea mínima. Esto último, es con el fin de que el nivel freático esté lo más cerca posible de la superficie y así evitar grandes excavaciones.

El material que forma la ribera debe tener una granulometría que le permita trabajar a la misma, como un filtro lento. El tipo de suelo que está en las márgenes puede determinarse por medio de sondeos adecuadamente distribuidos. Estos sondeos pueden hacerse a mano cuando la profundidad del nivel freático no es mayor de 3 metros.

Por cuestiones de seguridad, es preferible que el sitio se encuentre en un sector donde la ribera esté bajo la menor acción de socavación posible por por parte de la corriente. Así se evita que llegue un momento en que la masa de suelos que trabaja como filtro, se haga muy delgada, y por lo tanto, que baje la calidad del agua extraída. Lo anterior es muy importante, pues, casi siempre la ribera está formada por gravas, arenas y limos no consolidados, que ofrecen muy poca resistencia a la erosión.

La selección final del sitio, se hace entonces en base a la permeabilidad promedio, que puede determinarse por pruebas de bombeo de pozos o por una serie de pruebas de laboratorio. Como el rendimiento es proporcional a la permeabilidad, a mayor permeabilidad menor longitud de galería necesaria y viceversa.

En el caso de que la permeabilidad de la ribera sea muy baja y sea poco práctico construir la galería por su excesiva longitud, se puede considerar entonces ubicar la captación bajo el lecho del río.

En cuanto a la distancia que debe existir entre la galería y la fuente de recarga superficial, puede considerarse como distancia mínima, la que pueda recorrer la contaminación bacteriana que se pueda encontrar en el río o lago. Según T. W. Bennett, experiencias en climas templados indican que después de 15 pies de separación entre la fuente contaminante y la galería, la presencia de coliformes es muy rara. Puede utilizarse la recomendación de la Organización Mundial de la Salud, acerca de que la separación entre una letrina y una fuente de agua subterránea debe ser mayor de 15 metros.

Antes de ubicar una galería bajo el lecho de la corriente, es necesario también hacer pruebas de permeabilidad en el laboratorio de muestras tomadas en el sector de interés. Es recomendable, que el sitio esté en un tramo del río donde la velocidad sea baja, porque durante las grandes avenidas existe la posibilidad de que la corriente arrastre el recubrimiento original de la galería y que deposite otro que no cumpla con los requerimientos de filtración.

Las experiencias obtenidas en Panamá, han demostrado que las galerías ubicadas en las márgenes, son mas eficientes que las localizadas bajo el lecho de corrientes superficiales, en cuanto al mejoramiento de la calidad del agua.

4.2 SELECCION DEL TIPO DE GALERIA.

El escogimiento entre un tipo de galería u otro, depende de las condiciones naturales, de las facilidades técnicas, y de los requerimientos de agua que es necesario satisfacer.

La selección entre una galería que comprometa todo el espesor de un acuífero, y otra que sólo aproveche la parte superior del mismo, depende del espesor del acuífero, de la permeabilidad del suelo, del equipo disponible para hacer la excavación, del área disponible, y sobre todo, de la demanda de agua.

En el caso de un acuífero muy delgado, lo más acertado sería colocar la galería en el fondo, de tal manera, que se pueda extraer todo el caudal que escurre por él.

Si se tiene un acuífero de mediano espesor, valdría la pena analizar, qué es más económico; si hacer una excavación muy profunda para comprometer todo el acuífero, o excavar poco y obtener un rendimiento menor por unidad de longitud de galería y por tanto, una longitud mayor de galería.

Es lógico suponer que para acuíferos de más de 10 metros de espesor, lo más conveniente es captar solamente la parte superior, pues, la construcción se haría muy onerosa debido a lo difícil que es trabajar en un área inundada por una gran altura de agua.

En cuando a la fuente de recarga, la cual permite una extracción de agua constante, siempre estará dada por las condiciones naturales existentes. Sólo hay dos condiciones; el acuífero con escurrimiento propio y la existencia de una masa de agua superficial cercana.

El otro tipo de galería es aquél que se construye bajo el lecho de una masa de agua. Como el agua que produce es, según nuestra experiencia, de menor calidad que la producida por los otros tipos de galería, es recomendable evitar su uso, a menos que sea impracticable construir una galería en las márgenes.

CAPITULO V

"DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE UNA GALERIA DE INFILTRACION"

Una vez determinada la longitud mínima de la galería, en base al rendimiento máximo por unidad de longitud y al caudal de diseño, el paso que hay que seguir es el diseño de los elementos que componen la galería.

5.1 EL COLECTOR.

En el diseño del colector de la galería es necesario tomar en consideración lo siguiente:

- La sección debe tener la capacidad suficiente para que escurra el caudal de diseño.
- Las pérdidas por fricción deben ser mínimas.
- Se debe proveer un máximo de área abierta para que el agua pase del acuífero al conducto.

5.1.1 TAMAÑO.

En ciertos tipos de galería, como las que comprometen la parte superior del acuífero, y las que tienen recarga superficial, el diámetro del conducto influye en el rendimiento por unidad de longitud de la galería. El diámetro mínimo que se puede utilizar, es el que garantiza el escurrimiento del caudal de diseño.

Si bien en muchas ocasiones, diámetros pequeños como el de 4 pulgadas, tienen la capacidad para conducir el caudal de diseño, es preferible usar como mínimo un diámetro de 8 pulgadas para facilitar la limpieza y el mantenimiento.

Además, es necesario considerar, que la sección permite un área abierta (perforaciones) adecuada para la entrada del agua. Esto se tratará más detalladamente en la sección de área abierta.

En casos de galerías muy largas, es factible usar distintos diámetros, pues en los tramos iniciales no se necesita una alta capacidad de conducción.

Es muy difícil encontrar una galería de infiltración que tenga un caudal de diseño superior a las capacidades de los diámetros comerciales existentes.

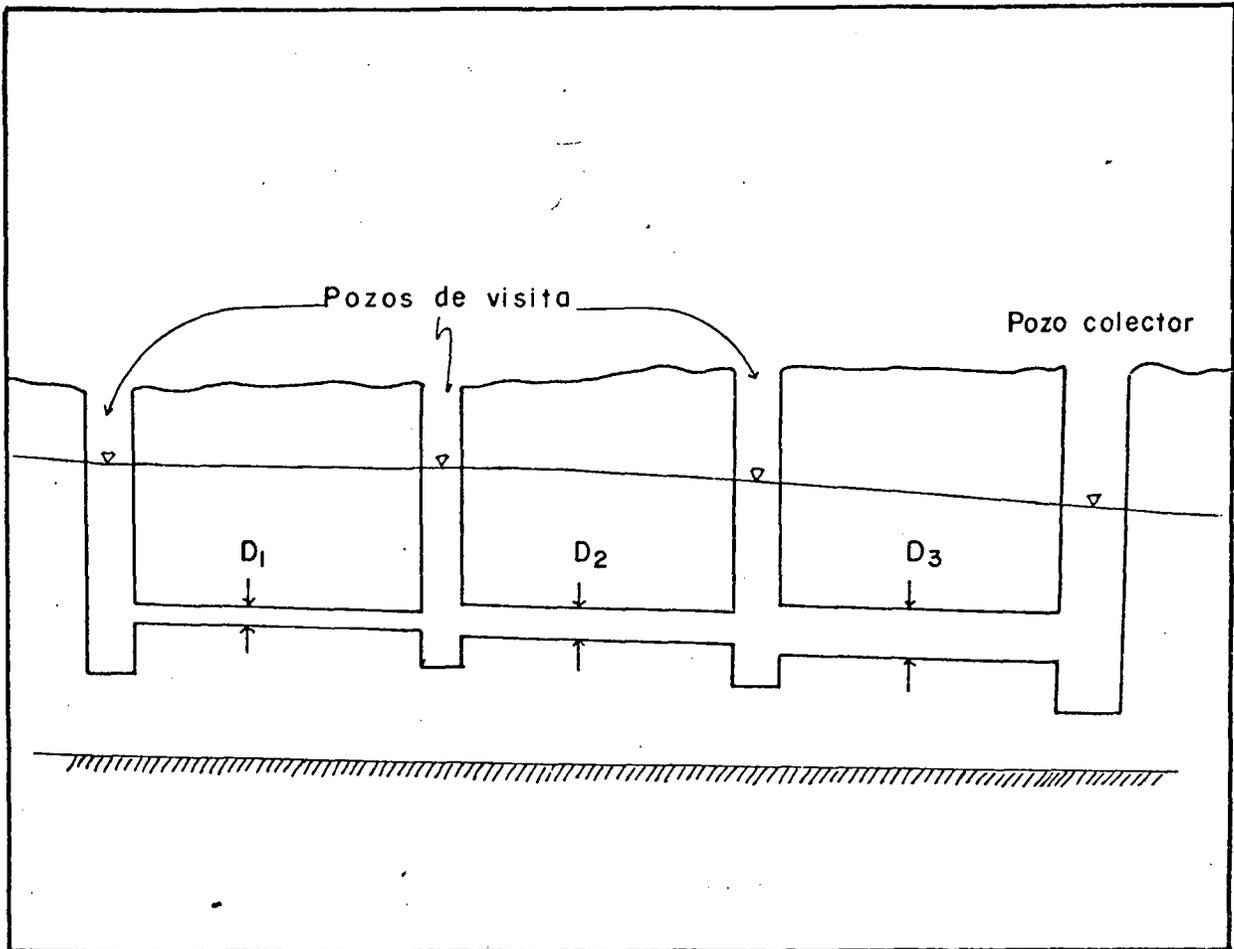


Figura 5.1 Galería de infiltración con distintos diámetros
Referencia 4

5.1.2 TIPO DE MATERIAL.

Por lo general, se utilizan las tuberías comerciales disponibles, entre las que se pueden mencionar las de Cloruro de Polivinilo (P.V.C.), asbesto cemento, hierro fundido y hormigón simple o armado.

La selección de un tipo de material está condicionado a su resistencia estructural; a su susceptibilidad para reaccionar con distintos tipos de calidad de agua subterránea, lo que puede producir pérdidas en su capacidad para resistir cargas o darle al agua características no recomendables para el consumo; a la facilidad de hacerle perforaciones; a la calidad de la mano de obra y a la disponibilidad de los materiales.

Si se evalúan los diferentes tipos de materiales, vemos que la tubería plástica P. V. C. presenta grandes ventajas. Es barata, liviana, provoca pocas pérdidas por fricción, es fácil de acarrear, su instalación es sencilla por lo que no requiere mano de obra especializada, las perforaciones son fáciles de hacer, no se corroe y resiste los períodos de diseño comunes de 10, 20, 30 y más años. El único inconveniente que presentan las tuberías de P. V. C. es que no es común la fabricación de secciones de gran diámetro, que a veces las circunstancias exigen.

Los conductos de asbesto cemento tienen la desventaja de que son frágiles y pesados. Su manejo e instalación es delicado, por lo que exige mano de obra especializada. Además, es difícil hacerles cualquier tipo de perforación.

El hierro fundido tiene a su favor la alta resistencia a las cargas, su gran durabilidad y el hecho de que permite un porcentaje de área abierta mayor. Entre los inconvenientes que presenta este material, tenemos el hecho de que es muy propenso a la formación de incrustaciones, las que disminuyen su capacidad hidráulica; y además su costo es elevado.

Las tuberías de hormigón son muy pesadas y frágiles, lo que complica su manejo e instalación. Como es difícil hacerles perforaciones, es más conveniente colocarlas con juntas abiertas.

5.1.3 PENDIENTE.

Para evitar la acumulación del material fino que pueda entrar al conducto, es beneficioso darle a éste, una pendiente tal, que produzca una velocidad auto limpiante. De esta manera, el material fino se deposita en el foso colector, donde su eliminación no es problemática.

La pendiente que se le da al colector debe producir una velocidad de aproximadamente 2 pies/seg. Esta velocidad, que generalmente se logra con pendientes que varían de 0.001 m/m a 0.005 m/m, es capaz de arrastrar los sólidos que puedan infiltrarse. No se recomienda una pendiente mayor para evitar, en casos de galerías de gran longitud, una profundidad excesiva.

5.1.4 AREA ABIERTA.

Para diseñar el área perimetral abierta de los conductos, hay que tomar en consideración dos cosas fundamentalmente:

- Que la pérdida de resistencia en la tubería no sea notable.
- Que el área abierta permita la entrada del caudal estimado a una velocidad tal, que arrastre la menor cantidad de finos posible.

Existen diversas opiniones acerca de cuál debe ser la máxima velocidad de entrada permisible para evitar el arrastre de partículas finas. T. W. Bennett considera que es dudoso que velocidades de entrada mayores a 0.025 metros/seg. puedan ser justificadas en el diseño de galerías. Bennett no considera el coeficiente de contracción por orificio.

El Manual de Procedimientos de la División de Acueductos Rurales de Venezuela recomienda una velocidad de penetración entre 0.05 metros/seg. y 0.10 metros/seg., con un coeficiente de contracción de entrada por orificio de 0.55.

El uso de velocidades altas o bajas depende ante todo, de las características naturales del acuífero. En acuíferos de alta permeabilidad, que presentan un alto porcentaje de grava gruesa, se pueden usar los valores más altos de velocidad de entrada, pues, existe menos riesgo de penetración de finos.

El área abierta por unidad de longitud del conducto estará dada por la siguiente expresión:

$$A = \frac{Q_u}{(v_e) \times C_c}$$

"A" es el área abierta por unidad de longitud del conducto.

"Q_u" es el caudal que se espera rinda la galería por unidad de longitud.

"v_e" es el valor de la velocidad de entrada.

"C_c" es el coeficiente de contracción.

Es recomendable usar la mayor cantidad de área abierta para tener, siempre que sea posible, velocidades de entrada bajas, ya que éstas nunca son perjudiciales, como sí pueden serlo las velocidades de entrada altas.

5.1.5 FORMA, TAMAÑO Y DISTRIBUCION DE LAS PERFORACIONES.

El tipo de material de que está hecho el conducto, determina la forma de las perforaciones. Cuando el conducto es de P. V. C., la perforación circular es la más indicada, pues, se puede hacer con taladros manuales o eléctricos en cualquier sitio. Si el conducto es de hierro fundido, las perforaciones pueden ser circulares o en forma de ranuras. Con el hierro fundido lo más factible es usar equipo de soldadura de acetileno para hacer las perforaciones. En los otros materiales, asbesto cemento y hormigón, es preferible el uso de juntas abiertas.

Las dimensiones de las perforaciones dependen de las características del forro que sirve como filtro. Según la publicación "The Design of Small Dams" del "Bureau of Reclamation", la relación que debe existir entre el ancho de la perforación y el tamaño de los granos del filtro, es la siguiente:

$$\frac{D_{85} \text{ de la grava}}{\text{Ancho de las perforaciones en el conducto}} \geq 2$$

D_{85} es el tamaño de la abertura de un tamiz, por donde puede pasar el 85 por ciento, (porcentaje por peso), del material. Es decir, que el 85 por ciento de los granos del filtro son de menor tamaño que la abertura del tamiz.

La distribución de las perforaciones debe hacerse de una forma tal que no reduzca sustancialmente la resistencia original del conducto a las cargas externas.

Tanto a las perforaciones en forma circular como a las de forma de ranura, se acostumbra distribuir las uniformemente en el área perimetral como muestran las figuras 5.2 y 5.3. Las perforaciones uniformemente distribuidas evitan crear zonas más débiles por las cuales la tubería pueda fallar.

El porcentaje máximo de área perimetral abierta depende del material de que está hecho el conducto. A mayor resistencia del material, más área abierta permite el conducto. En pruebas realizadas, en el Instituto Politécnico de la Universidad de Panamá, con tubería P. V. C. de 8 pulgadas de diámetro, (Anexo N°1), la resistencia a carga externa aplicada con platos paralelos, disminuyó en un 20% con un área abierta de 3.2%. Claro está, que las condiciones de una tubería enterrada le permiten resistir una carga mayor.

Por lo general, un área abierta de alrededor del 3.0% permite velocidades de entrada que van a estar por debajo de los valores máximos recomendados. Como los conductos van a soportar solamente las cargas de relleno, es poco probable que fallen debido a la pérdida de resistencia por las perforaciones. Por ejemplo, una tubería de P. V. C. de 8 pulgadas de diámetro, en una zanja de 2 pies de ancho, debe resistir en el peor de los casos una carga de 1130 libras por pie lineal, que es mucho menor que la carga máxima admisible en pruebas de laboratorio con un área perimetral abierta de 3.2% (2050 libras por pie).

5.2 FORRO FILTRANTE.

Este elemento es un factor de suma importancia en el funcionamiento de una galería de infiltración. Su función principal es impedir que el material fino del acuífero llegue al interior del conducto, pero sin ofrecer una alta resistencia a la filtración.

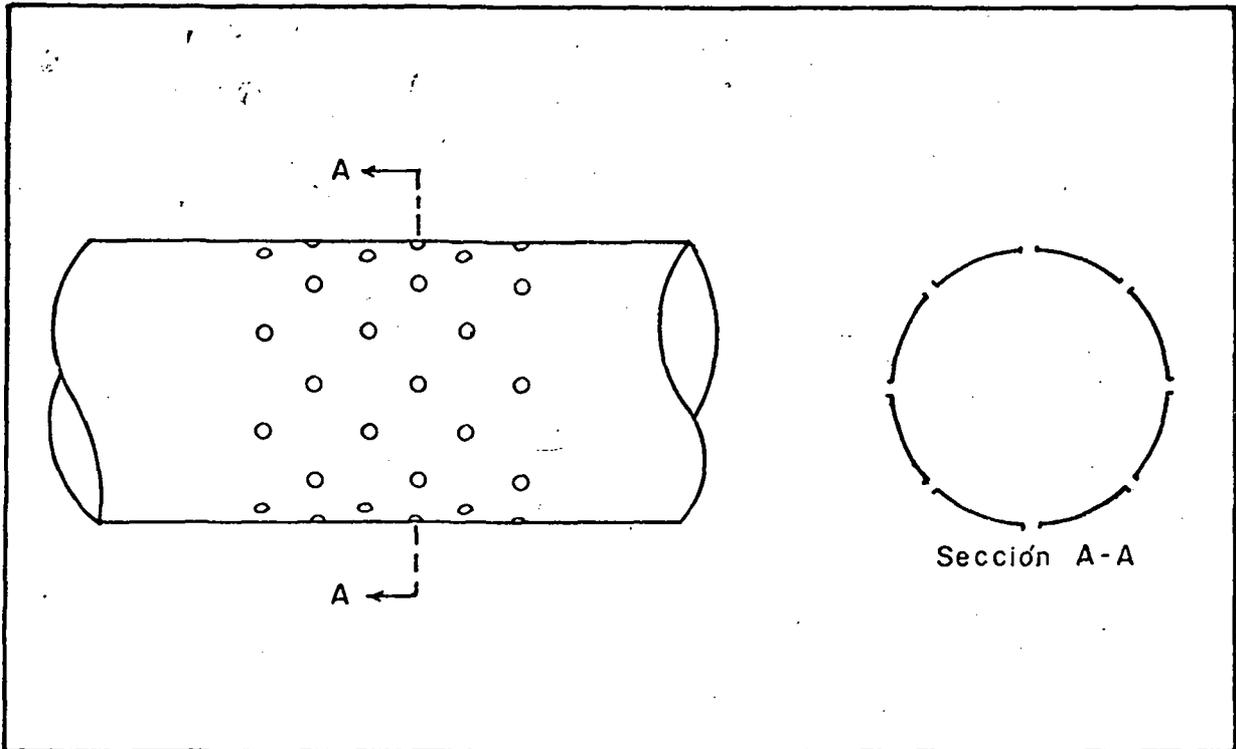


Figura 5.2 Distribución típica de las perforaciones circulares en tuberías de hierro fundido y P.V.C.

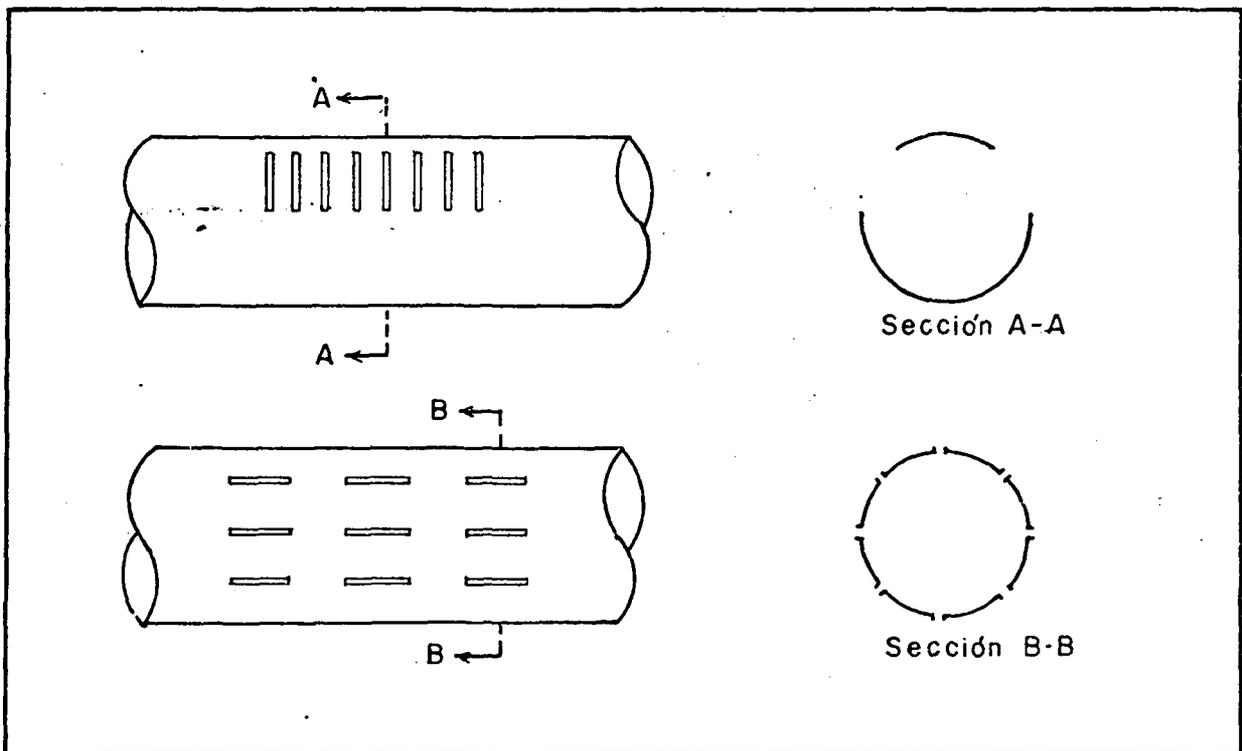


Figura 5.3 Distribución típica de perforaciones en forma de ranuras
Referencia 4

Los numerosos experimentos que han hecho especialistas de filtración, han demostrado que no es necesario que el diámetro de los huecos del filtro sea menor que todas las partículas del acuífero. Basta con que el diámetro de los huecos del filtro sea menor que el D_{85} del material del acuífero. Para lograr estos objetivos se recomienda que:

$$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del acuífero}} \leq 5$$

Como el filtro es para proporcionar un drenaje libre, debe ser mucho más permeable que el acuífero. Se considera que cuando la permeabilidad del filtro es 20 veces mayor que la del acuífero, se proporciona un drenaje libre. Para lograr una relación de permeabilidades entre la del filtro y la del acuífero de aproximadamente $1/20$ es necesario que:

$$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del acuífero}} \geq 5$$

Estos criterios, que aparecen graficados en la figura 5.4 son la base para el diseño del filtro. En general, el filtro debe estar comprendido dentro de estos límites y su curva granulométrica debe ser más o menos paralela a la curva granulométrica del acuífero. Si el material que se va a filtrar es muy fino, es necesario emplear más de una capa de filtro. Para el resto de las capas se sigue el mismo criterio, considerando entonces a la capa anterior más fina, como el material que se va a filtrar.

El espesor de cada una de las capas de filtro no es necesario que exceda 6 pulgadas, (15 cm), para lograr una filtración eficiente. Sin embargo, para evitar que durante la construcción queden tramos de conducto sin el recubrimiento necesario, se usan espesores mayores.

Si el suelo que se va a filtrar tiene una granulometría discontinua se debe dibujar nuevamente su curva, considerando solamente la sección más fina como el suelo total que se va a filtrar, y despreciando la porción de suelo más gruesa. Ver ejemplo en la figura 5.4 b.

Figuro 5.4

CRITERIOS PARA SELECCIONAR LA GRANULOMETRIA DEL FILTRO

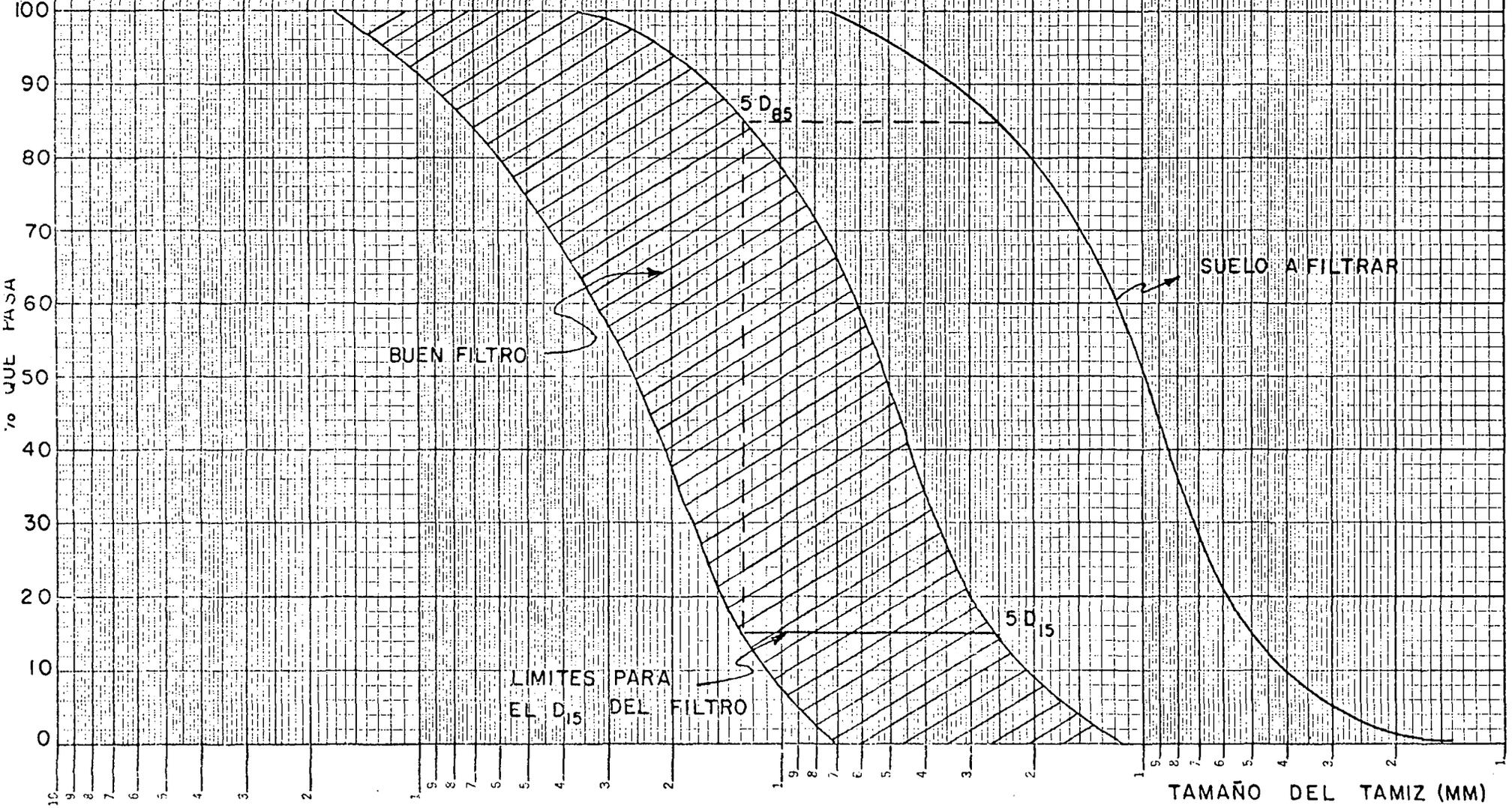
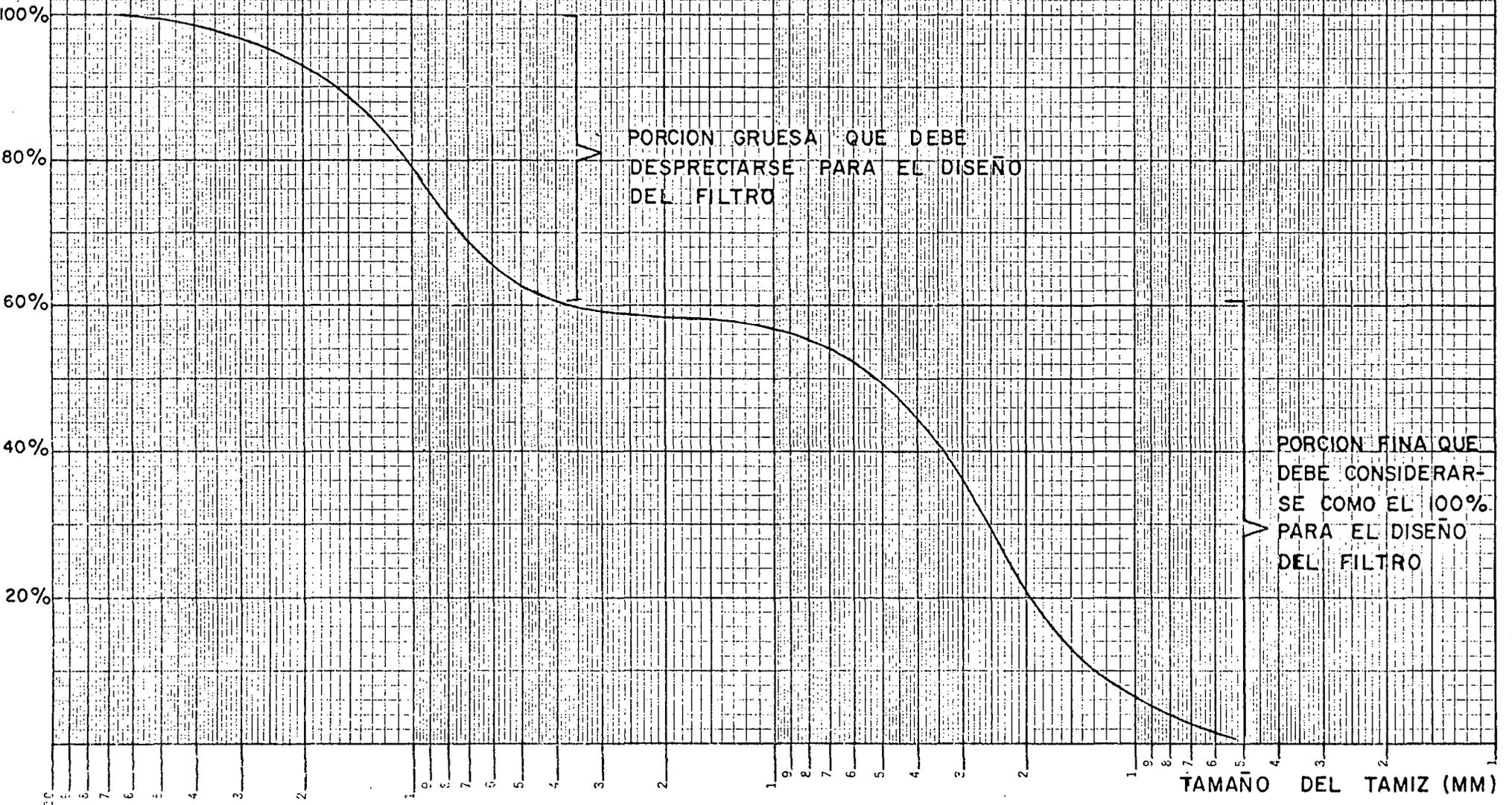


Figura 5-4b

MATERIAL CON GRANULOMETRIA DISCONTINUA SE DEBE
CONSIDERAR SOLAMENTE LA PORCION MAS ALTA



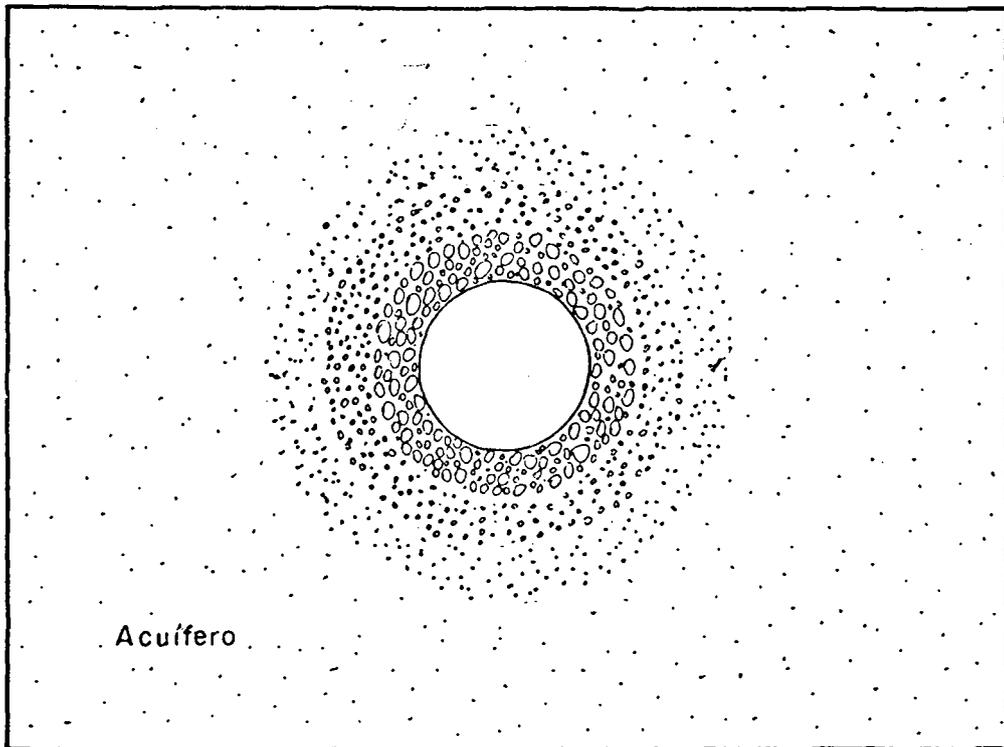


Figura 5.5 Arreglo concéntrico de las distintas copas que constituyen el filtro.

En los casos en que no se cuente con los análisis granulométricos, se pueden colocar capas de grava con tamaños regulados en forma similar a las usadas en los colectores laterales de los lechos filtrantes de las plantas de tratamiento de agua potable. Una capa exterior con tamaños que varíen entre $1/12$ y $1/4$ pulgadas; una capa intermedia con tamaños entre $1/4$ y $3/4$ pulgadas; y una capa en contacto con las paredes del conducto con tamaños entre $3/4$ y 2 pulgadas. El espesor mínimo de cada capa debe ser de 6 pulgadas. (15 cm).

A medida que aumenta el espesor de las capas concéntricas del material filtrante, disminuye el riesgo de que los granos más finos del acuífero sean arrastrados hacia el interior del conducto. Esto es así, porque la velocidad del acercamiento va disminuyendo a medida que nos alejamos de los orificios de entrada.

5.3 POZO COLECTOR

La función de este pozo es permitir el bombeo del agua que escurre por el colector. Puede ser circular o rectangular, dependiendo de la facilidad de construcción. Sus dimensiones deben ser tales que le permitan a un hombre realizar labores tanto de limpieza del mismo pozo, como de mantenimiento de los conductos y válvulas necesarios para el bombeo. Ver figura 5.6

Es recomendable que el fondo de este pozo esté unos 60 centímetros más bajo que la cota "invert" de llegada del colector. Este volumen que se crea debajo del punto de llegada del conducto, permitirá el funcionamiento satisfactorio de la bomba y servirá de depósito al material fino que se introduce en el colector.

Las paredes y el fondo del pozo deben ser impermeables. El fondo puede recubrirse de hormigón y las paredes pueden ser de hormigón armado o de bloques estructurales con acero de refuerzo. Para forrar el pozo se pueden utilizar también alcantarillas prefabricadas de gran diámetro.

En la parte superior, el pozo colector debe llevar una losa de hormigón reforzada, la cual lleva aberturas para los conductos que van a la bomba y para que un hombre pueda bajar al fondo del pozo.

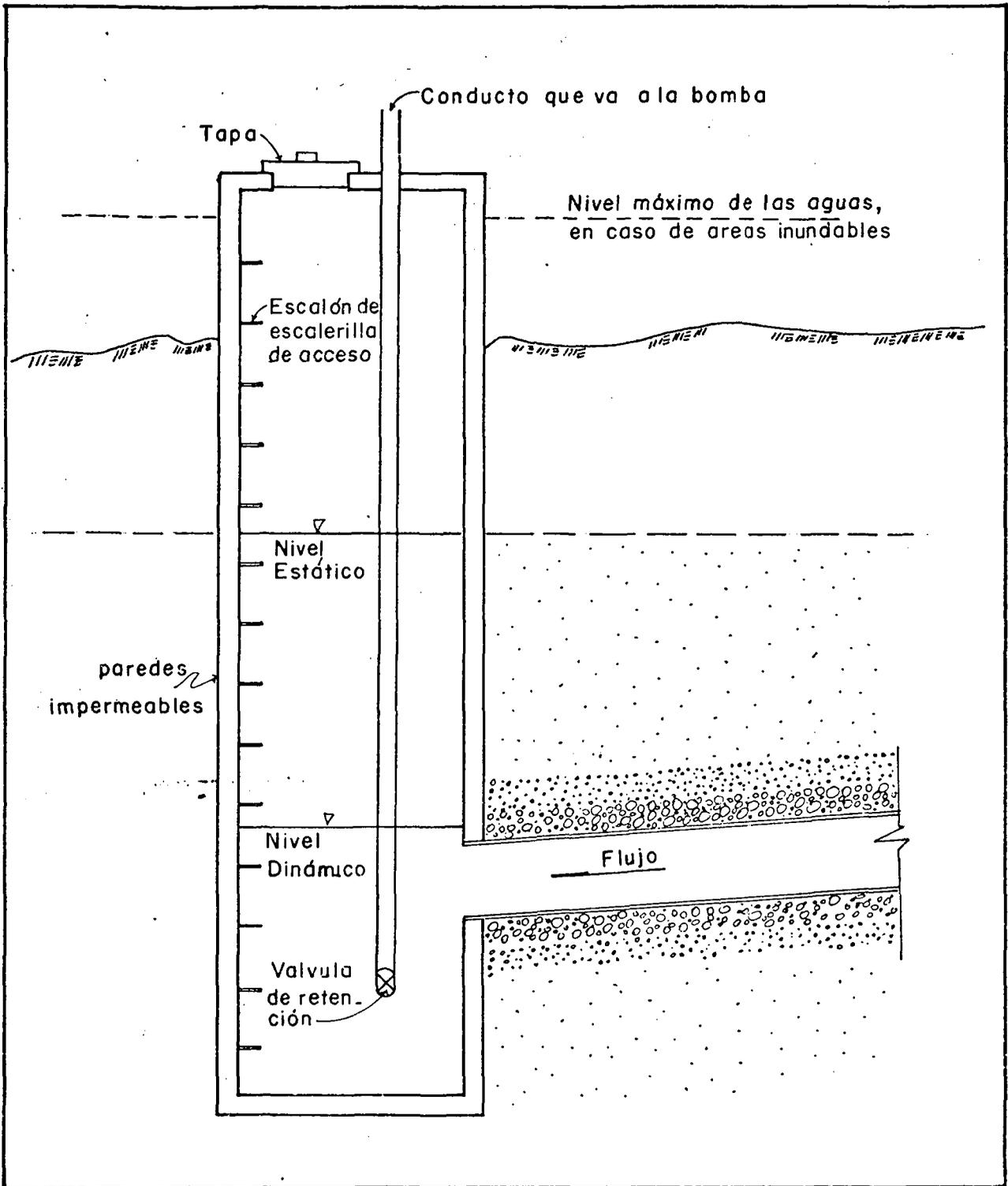


Figura 5.6 Detalles del pozo colector
Referencia 15

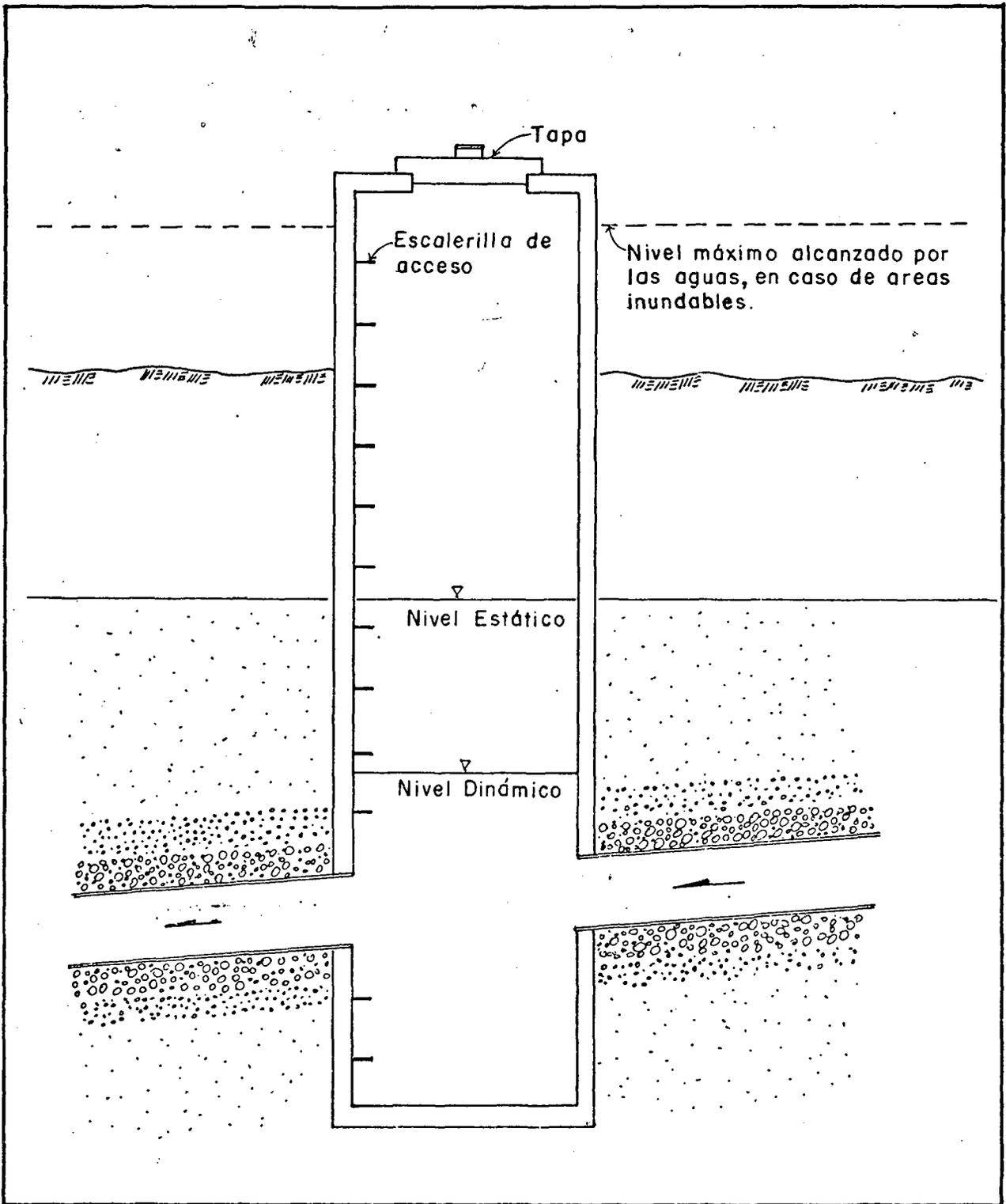


Figura 5.7 Detalles de una cámara de inspección intermedia

Referencia 15

En caso de que la galería esté en las márgenes de una corriente, y de que el área se inunde durante las grandes avenidas, la elevación de la tapa del pozo colector debe ser mayor que la que pueda alcanzar el agua, para evitar la entrada de agua que no haya sido filtrada.

5.4 CAMARAS DE INSPECCION.

Para el mantenimiento de la galería, es conveniente colocar cámaras de inspección en el extremo inicial y a intervalos regulares, en caso de que la galería sea de gran longitud.

Las cámaras de inspección son similares a las usadas en los alcantarillados sanitarios. El espacio entre una cámara y otra debe ser de unos 50 metros para diámetros menores de 24 pulgadas, y hasta de 100 metros para diámetros mayores de 24 pulgadas.

Esta cámaras al igual que el pozo colector deben tener el fondo y las paredes impermeables. Además, la elevación de la tapa debe estar por encima del nivel máximo que alcanzan las aguas, en caso de que la galería esté en un área inundable.

5.5 SELLO IMPERMEABLE.

En las galerías ubicadas en las márgenes de los ríos o lagos, y en los acuíferos con escurrimiento propio, es necesario sellar el relleno sobre la galería con un material impermeable. Este sello es con el fin de evitar que el agua que se estanca o escurre sobre la galería, llegue a ella sin recibir una filtración adecuada.

La función del sello impermeable, es aumentar la longitud del recorrido del agua superficial a través de la masa de suelos, y así mejorar su calidad.

El sello impermeable puede estar formado por una capa de arcilla de unos 25 centímetros de espesor. Este sello se puede complementar colocándole en su parte inferior papel asfaltado.

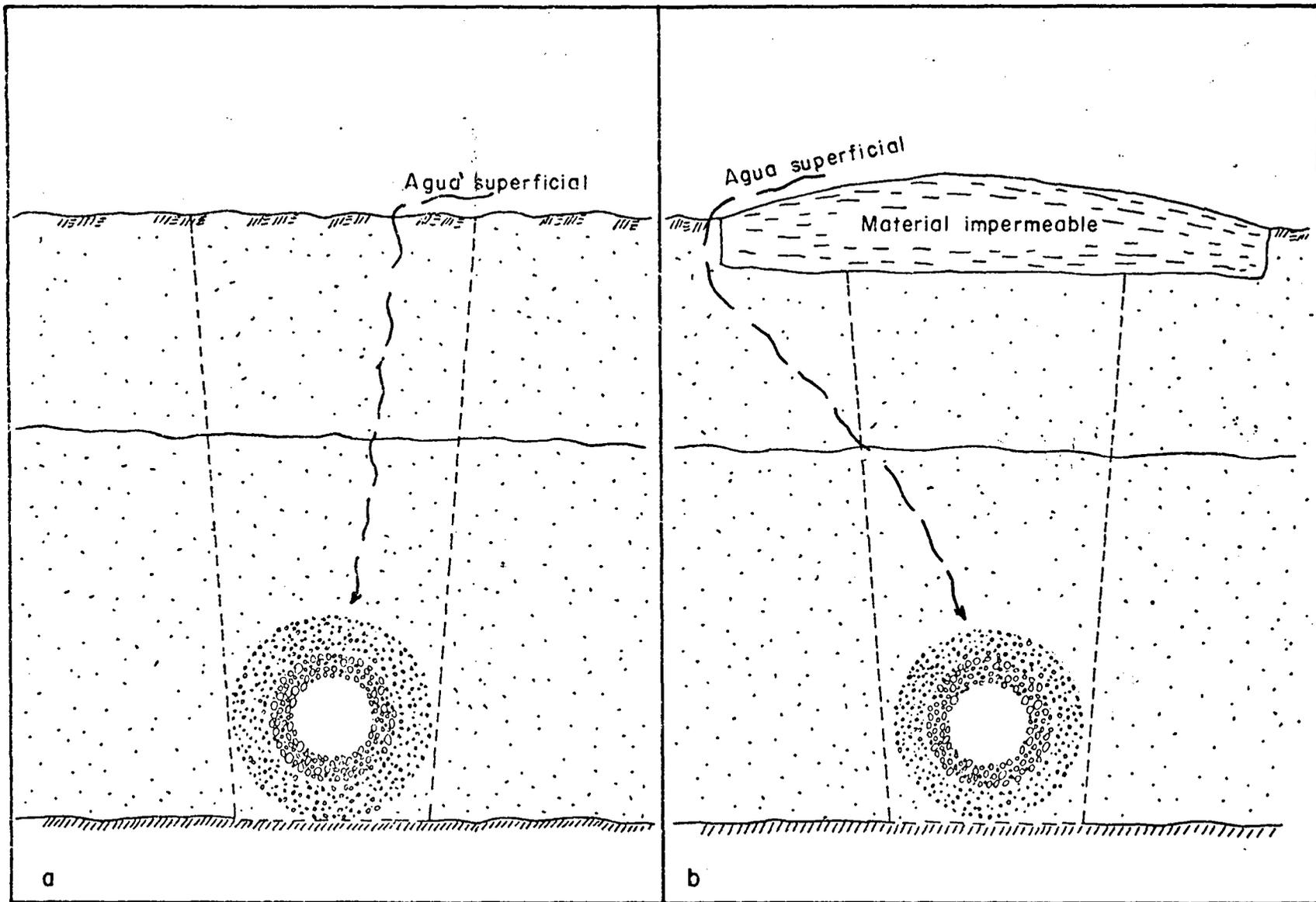


Figura 5.8 a Galería sin sello impermeable

Figura 5.8 b Galería con sello impermeable

Referencia 15.

Para evitar que se estanque el agua sobre el sello impermeable, es recomendable que éste quede un poco más alto que el terreno circundante, y que tenga pendientes que faciliten el drenaje del agua superficial. Ver figura 5.8 b.

CAPITULO VI

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LA CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO
Y CALIDAD DEL AGUA DE LAS GALERIAS DE INFILTRACION

6.1 CONSTRUCCION.

Por lo general, la construcción de una galería de infiltración es una operación sencilla. Pueden surgir complicaciones, cuando se trata de galerías ubicadas en los lechos de ríos o lagos que tengan una gran profundidad, donde es necesario tener conocimientos sobre construcción marina.

En las galerías localizadas en las márgenes de una corriente o en un acuífero con escurrimiento propio, la excavación puede hacerse con equipo mecánico o manualmente. Como la gran mayoría de estos acuíferos están constituidos por material no consolidado, es necesario el uso de refuerzo de madera para evitar el derrumbe de los taludes. En la figura 6.1 se presentan los detalles de este refuerzo con recomendaciones para distintas profundidades de zanja.

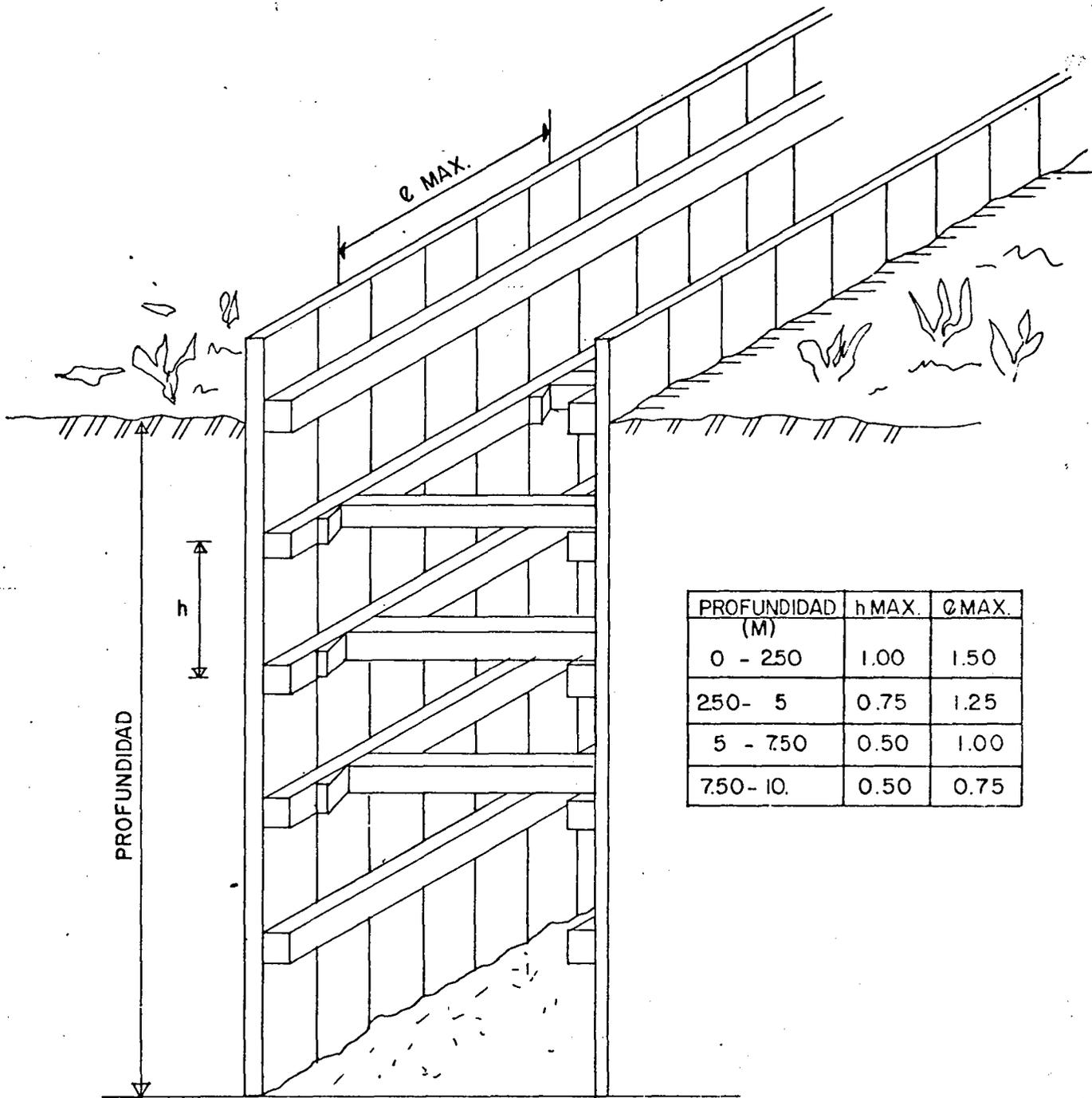
Luego que se ha logrado la profundidad estipulada en el diseño, se coloca la mitad inferior del forro filtrante. Para realizar esta operación, es conveniente bajar el nivel del agua en la zanja por bombeo. Después de que esté lista la parte inferior del forro filtrante, puede colocarse la tubería perforada.

Para asegurarse de que la pendiente que se le dará al tubo, es la indicada para producir una velocidad auto limpiante, se debe usar un procedimiento similar al que se usa en la instalación de alcantarillado sanitario.

Una vez colocado el tubo en la zanja, se puede confeccionar la parte superior del forro filtrante. Como es muy difícil construir un filtro con capas circulares, éstas se pueden hacer más o menos cuadradas como se muestra en la figura 6.2. El resto de la zanja se puede rellenar con el material excavado.

En galerías de muy poca longitud, donde no se justifica construir una cámara de inspección, es necesario colocarle al conducto colector un tapón en su extremo inicial.

No hay que olvidar que en la parte superior del relleno va colocado el sello impermeable de arcilla compactada solamente o complementado con la felpa asfaltada.



PROFUNDIDAD (M)	h MAX.	e MAX.
0 - 250	1.00	1.50
250- 5	0.75	1.25
5 - 750	0.50	1.00
750- 10.	0.50	0.75

FIGURA 6.1 DETALLE DEL FORRO DE MADERA PARA EVITAR DESLIZAMIENTOS.

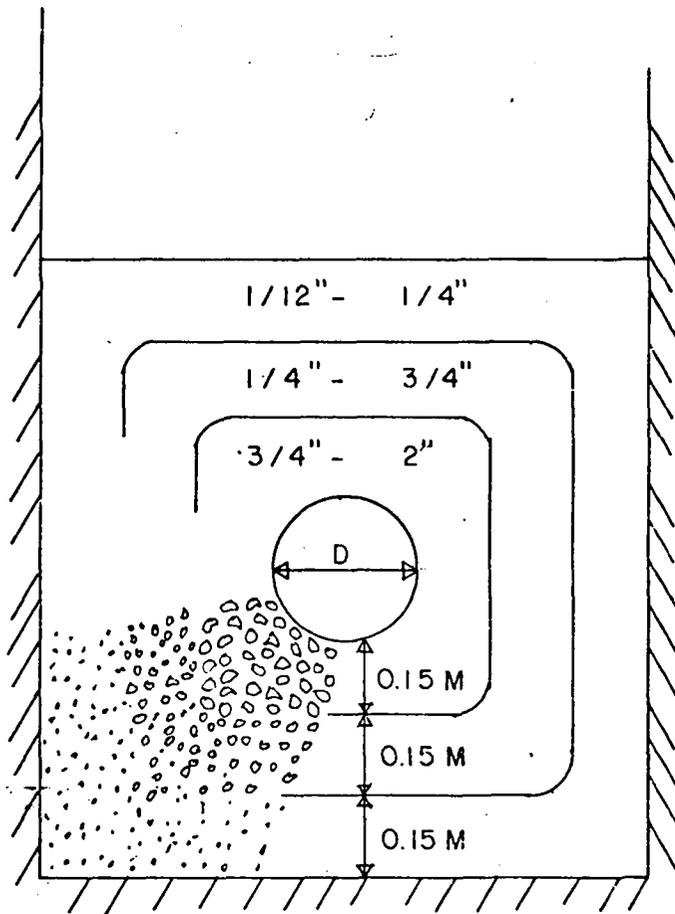


FIGURA 6.2 FORMA CUADRADA DE LAS CAPAS CONCENTRICAS DEL FORRO FILTRANTE, PARA FACILITAR SU CONSTRUCCION.

Es conveniente que las obras de construcción se realicen a finales de la estación seca por dos razones: Se facilita la construcción, pues, con niveles de agua más bajos, se necesita menos bombeo para mejorar las condiciones de trabajo, y, se asegura que la galería va a estar siempre bajo el nivel del agua establecido en el diseño.

Para la construcción del pozo colector y de las cámaras de inspección, se utilizan los mismos procedimientos utilizados para la construcción de las cámaras de inspección en los alcantarillados.

6.2 MANTENIMIENTO.

Según Truman W. Bennett, cuando una galería se diseña y se construye adecuadamente, debe operar sin problemas y libre de mantenimiento si se siguen las siguientes reglas durante su operación:

- a. No se le debe extraer a la galería un caudal mayor que el de diseño. Cuando se bombea a una rata mayor que la de diseño, es inevitable que la arena y el lodo penetren en el forro filtrante de grava y en el conducto, con lo que se disminuye el rendimiento de la galería.
- b. Se debe limitar la depresión del nivel freático hasta un pie sobre el conducto perforado. Esto es importante cuando se trata de conductos de hierro fundido, que se oxidan fácilmente cuando son expuestos a condiciones secas y húmedas alternadas. En aguas con un contenido de hierro relativamente alto, como la de muchos acuíferos superficiales, la fluctuación en el nivel del agua puede resultar en una acumulación de bacterias fijadoras de hierro de los tipos "crenothrix" y "gallionella". Esta acumulación produce un limo impermeable, que puede obstruir los espacios vacíos del forro de grava. Cuando el nivel del agua se mantiene más o menos estable, este problema se elimina.

La falla más común en las galerías de infiltración, es la que ocurre en el forro filtrante. Esta falla que consiste en la penetración de finos en el forro de grava y en el conducto, se debe quizás, a una selección inadecuada de la granulometría del filtro, o a una colocación equivocada durante la construcción.

Cuando esta condición se presenta, es difícil realizar un mantenimiento efectivo. La solución, remover el filtro obstruido y reemplazarlo por otro adecuado, es prácticamente hacer la galería por segunda vez. El período de vida de la galería puede ser prolongado disminuyendo el caudal que se extrae, hasta un valor que no produzca infiltración de finos.

La limpieza del interior del conducto es una operación sencilla. Es muy fácil hacerlo con los dispositivos desarrollados para limpiar tuberías de alcantarillados sanitarios. En caso de que no se cuente con estos adelantos técnicos, se puede usar una cinta que se opera desde la cámara de inspección aguas arriba. Si al conducto se le da una pendiente que produzca una velocidad de unos 2 pies por segundo, es poco probable que se acumule material dentro del mismo.

La otra dificultad que se presenta con frecuencia, es la acumulación de precipitados inorgánicos y de limos orgánicos en el forro filtrante, en los orificios del conducto y en la parte circundante del acuífero. Estos problemas pueden ser reducidos con un diseño apropiado, pero es muy difícil prevenirlo en muchos casos. Estas acumulaciones orgánicas e inorgánicas tienden a unir las partículas de cieno y arena alrededor del forro filtrante y también se incrustan en las perforaciones del conducto. Estos dos factores incrementan las velocidades en los orificios del conducto y en el forro de grava, lo que produce una obstrucción adicional.

Las acumulaciones, tanto orgánicas como inorgánicas, pueden ser controladas por algún tipo de tratamiento químico. Claro está, que la selección del tratamiento químico, depende del tipo de depósito. Los tipos de depósitos más comunes son los de calcio, magnesio, carbonatos y los limos orgánicos.

Los depósitos de carbonato pueden ser removidos, lavando el conducto colector con una solución al 15 por ciento de ácido clorhídrico. Antes de lavar, es necesario suspender la extracción de agua de la galería. En caso de que el material de que está hecho el conducto pueda ser afectado por el ácido, debe usarse un inhibidor para prevenir cualquier daño. El ácido se distribuye a través de la galería por medio de una tubería plástica perforada de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro, insertándose la por una cámara de inspección, de tal manera que atraviese todo el conducto. El ácido es inyectado entonces por gravedad. Después de que se ha vaciado el ácido, se debe inyectar aire lentamente por

medio de la misma tubería de plástico, con el fin de causar agitación en el medio y lograr una mejor distribución del ácido. El aire puede ser inyectado por medio de un compresor. La acción del ácido debe ser de unas 8 horas. Al final de este período, la galería debe ser bombeado a una rata moderada, hasta que el pH retorne al valor original.

Las acumulaciones orgánicas pueden ser tratadas por medio de un germicida. El más común y más efectivo para los sistemas de abastecimiento de agua es el cloro. Las soluciones de cloro pueden ser inyectadas a la galería en la misma forma que el ácido, o también pueden ser inyectadas en el acuífero por medio de pozos distribuidos sobre la galería. Cuando se inyecta por medio de pozos, es posible mantener el bombeo de la galería mientras se agrega el cloro. Cuando el cloro se distribuye por toda la galería, disuelve la materia orgánica que está actuando como cementante entre las partículas de arena y lodo. Esto permite que las partículas finas pasen del filtro al interior del conducto y que sean arrastradas hasta el pozo colector. El tratamiento con cloro puede ejecutarse en forma continua o intermitente, dependiendo de los requerimientos del sistema. Controlando las inyecciones y manteniendo una baja concentración de cloro en el pozo colector, es posible tratar el acuífero y la galería, sin sacar a esta última de operación.

Existe una gran variedad de problemas químicos que pueden presentarse en una galería, y también más de un método para resolver cada problema. Sin embargo, el procedimiento más efectivo y práctico debe ser determinado individualmente para cada instalación.

6.3 CALIDAD DEL AGUA PRODUCIDA POR UNA GALERIA.

La calidad química del agua producida por una galería que está ubicada en las márgenes de una corriente superficial; depende de la calidad química del agua subterránea de la localidad, y de la calidad química del agua de la fuente superficial. La calidad del agua extraída depende del porcentaje que aporta la recarga superficial, y del que aportan las corrientes subterráneas.

La calidad bacteriológica del agua producida por una galería es mucho más variable y difícil de predecir. Las galerías poco profundas están

sujetas a la contaminación bacteriológica por lechos percoladores, letrinas, lagunas de estabilización y otras fuentes. El área cercana a la galería debe ser estudiada para preveer cualquier tipo de contaminación. El problema es serio cuando el terreno que separa a la galería de las fuentes contaminantes es arenoso o poroso.

Ciertas experiencias en regiones cálidas, indican que en las galerías cubiertas por más de 4 metros de material saturado, es rara la presencia de bacterias coliformes.

Como el agua que produce una galería de infiltración que opera satisfactoriamente, no necesita procesos de clarificación adicionales; sólo es necesario agregar al agua producida un desinfectante antes de enviarla a los consumidores. Claro está, que la fuente original, una corriente superficial o subterránea, debe tener una calidad química aceptable.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. Baeza, Hernán.
Hidráulica de Drenes y Galerías de Infiltración.
Trabajo presentado al X Congreso de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria (AIDIS), en Asunción, Paraguay.
2. Benítez, Alberto.
Captación de Aguas Subterráneas.
Editorial Dossat, S. A., 2a. edición.
3. Bennett, Truman W.
On The Design And Construction Of Infiltration Galleries.
Ground Water, Vol. 8, N.3, mayo - junio 1970. Pág. 16-24
4. Huisman, L.
Groundwater Recovery.
Editorial Macmillan Press Ltd. 1a. edición, 1975.
5. Krynine, Dimitri P. y William R. Judd.
Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros.
Editorial Omega, S. A., Barcelona, 1975.
6. Muckel, Dean y Bianchi W. C.
Ground Water Recharge Hidrology.
Agricultural Research Service, U. S. A., diciembre de 1970.
7. Ramaswamy, J. H.
Turbidity Penetration In Infiltration Galleries.
Water and Sewage Works, Vol. 118, junio de 1971.

8. Schapiro, Aaron.
Cálculo Hidráulico de Galerías de Infiltración.
Obras Sanitarias de la Nación. Argentina, 1941.
9. Sowers, George B. y George F. Sowers
Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
Editorial Lymusa, México, 1975.
10. Tood, David Heith.
Groundwater Hidrology.
Editorial John Wiley & Sons, U. S. A., 1959.
11. Anónimo.
Driving Laterals Under River Beds For Water Supply Intakes.
Transactions of the institution of engineers, Ceylán, Vol. 1, 1970.
12. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).
Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua.
Lima, Perú.
13. Environmental Engineering Circle, Nagpur, India.
Galerías de Infiltración.
14. Ministerio de Salud y Asistencia Ambiental de Venezuela, Dirección de
Acueductos Rurales.
Manual de Procedimiento.
4a. edición, Caracas, 1965.
15. Universidad Central de Venezuela.
Desarrollo de Aguas Subterráneas.
Caracas, 1967

16. Who International Reference Center for Community Water Supply.
Galerías de Infiltración.

ANEXO I

PRUEBAS PARA DETERMINAR LA PERDIDA DE RESISTENCIA A CARGAS
EXTERNAS QUE SUFRE UNA TUBERIA PVC CON DISTINTOS ARREGLOS
DE PERFORACIONES

PRUEBA

ASTM D 2412-76

Propiedades de la tubería plástica al aplicársele una carga externa por medio de dos platos paralelos.

Propósito: Este método determina las características carga-deflexión de las tuberías plásticas bajo dos platos paralelos cargados. También proporciona la dureza y la carga, y la deflexión para cualquiera de los siguientes eventos que ocurra:

- a) Grieta lineal
- b) Grieta transversal
- c) Descamación
- d) Ruptura

Resumen del método: Un tramo corto de tubería es cargado entre dos platos rígidos y planos a una rata controlada. Los datos de carga-deflexión (del diámetro de tubería) son anotados. Si ocurre grieta, cuarteamiento, descamación o ruptura, la carga correspondiente y su deflexión deben anotarse.

Significación: Las propiedades de la tubería de plástico al aplicársele una carga externa son usadas para lo siguiente:

- a) Determinación de la dureza de la tubería. Esto es una función de las dimensiones de la tubería y las propiedades físicas del material.
- b) Para determinar las características de carga-deformación usadas en el diseño de ingeniería.
- c) Comparar las características de varios plásticos usados en tuberías.
- d) Para estudiar la interrelación entre las dimensiones y deflexiones.
- e) Medir la deflexión y carga resistida para cualquier punto significativo que pueda ocurrir durante la prueba.

Definiciones:

- a) Diámetro interno inicial (d). El promedio de los diámetros internos determinados para las diversas muestras y se expresa en mm o en pulgadas.
- b) ΔY Medida del cambio de diámetro interno en la dirección de la carga aplicada expresada en milímetros o pulgadas.
- c) Deflexión de tubería: La razón entre la reducción del diámetro interno y el radio interno inicial expresado en porcentaje.
- d) Carga (F): Carga aplicada a la tubería para producir una deflexión dada. Es expresada en libras fuerza por pulgada lineal.
- e) Radio medio (γ): Radio obtenido de restar el espesor promedio del diámetro exterior promedio y todo esto dividirlo entre dos. Se expresa en milímetros o pulgadas.
- f) Dureza de la tubería (PS): El valor obtenido de dividir la fuerza por unidad de longitud entre la deflexión resultante en un porcentaje de deflexión prescrito.
- g) Factor de dureza (SF): El producto de la dureza de la tubería y la cantidad $0.149\gamma^3$

$$PS = \frac{F}{\Delta Y}$$

$$SF = EI = 0.149F \gamma^3 / \Delta Y$$

h) Eventos significantes

1. Grieta lineal: La ocurrencia de una grieta visible sin ayuda visual, en la dirección de la tubería.
2. Grieta transversal: La ocurrencia de una grieta en las paredes del tubo visible sin ayuda.
3. Descamación: Separación entre los componentes de la tubería, sin ayuda visual.
4. Ruptura: Una grieta o rotura que atraviesa toda o parte de la tubería.

APARATOS:

- a) "Testing Machine". Una "testing machine" calibrada.
- b) Platos de carga: La carga debe ser aplicada al espécimen a través de dos platos paralelos. Los platos deben estar planos, lisos y limpios. El plato debe ser de longitud mayor o igual a la del espécimen, y su ancho no debe ser menor que el ancho del contacto de la tubería en la máxima deflexión de la tubería.
- c) Indicador de deformación: El cambio en el diámetro interno, debe ser medido con un instrumento adecuado. Los cambios en el diámetro pueden ser medidos durante la prueba de carga mediante la separación de los platos.

MUESTRAS:

1. La muestra debe ser una pieza de $150 \pm 3\text{mm}$ ($6 \pm 1/8$ pulg.).
2. Los extremos de las muestras deben ser cortados completamente transversales a la dirección de la tubería y deben estar libre de irregularidades.
3. No menos de tres muestras debe ser probadas por cada tipo de tubería.

PROCEDIMIENTO:

- a) Medida del diámetro interno.
- b) Medida del diámetro exterior.
- c) Medida del espesor de la tubería.
- d) Colocar la sección de tubería con su eje axial longitudinal paralelo a los sostenes de los platos y centrarla lateralmente en la "testing machine".
- d) Con el indicador de deformación en su lugar se pone en contacto la tubería con los platos con la carga mínima necesaria para mantener la muestra en su lugar.
- f) Se comprime la muestra a una rata constante de $12.5 \pm 0.5 \text{ mm}$ (0.50 ± 0.02 pulg.) / minuto.

- g) Anotar continuamente los datos de carga y su deflexión correspondiente. También se puede hacer intermitentemente pero con un intervalo máximo en deformación de 5% del diámetro interno original.
- h) Observar y anotar la carga y la deflexión a la primera evidencia de cualquiera de los siguientes sucesos:
 - 1. Grieta longitudinal
 - 2. Grieta transversal
 - 3. Descamación
 - 4. Ruptura
- i) Anotar carga y deflexión y discontinuar la prueba si sucede lo siguiente:
 - 1. Se produce la falla de la tubería.
 - 2. La deflexión alcanza el 30% del diámetro interno promedio.

Lugar de Prueba: Laboratorio de ensayo de Materiales del Instituto Politécnico en La Universidad de Panamá.

Fecha de la Prueba: 27 de marzo de 1978.

DESCRIPCION DE LA TUBERIA DE PRUEBA:

Material: PVC

Diámetro interno nominal: 8.00 pulgada

Diámetro interno promedio: 7.945 pulgada

Diámetro exterior promedio: 8.625 pulgada

Espesor Promedio: 0.34 pulgada

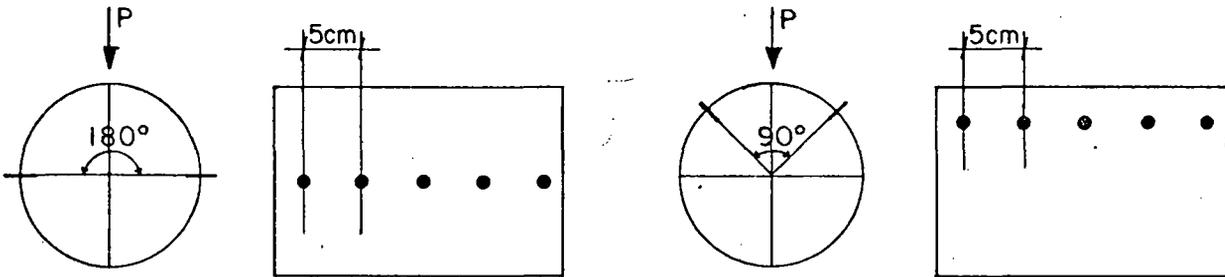
Longitud de los tramos de prueba: 12 pulgadas

Número de muestras por cada tipo de perforación: 3

TIPOS DE PERFORACIONES REALIZADAS EN LA TUBERIA ($\phi = \frac{1}{2}$ pulg.)

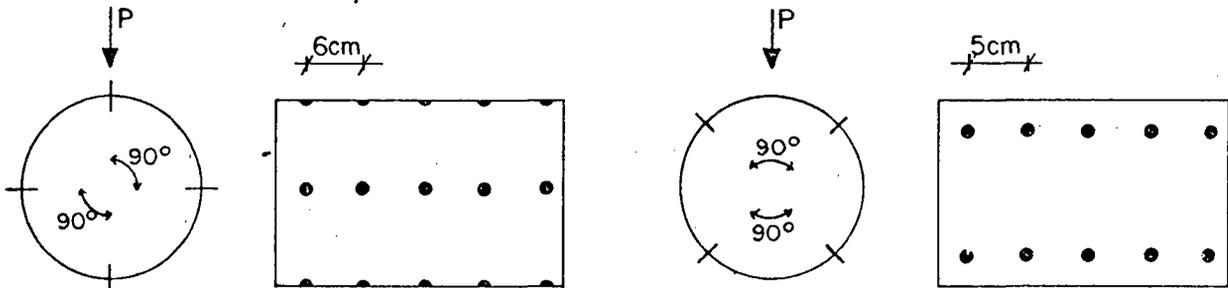
Con dos hileras de orificios: (6 orificios a 5 cm. centro a centro)

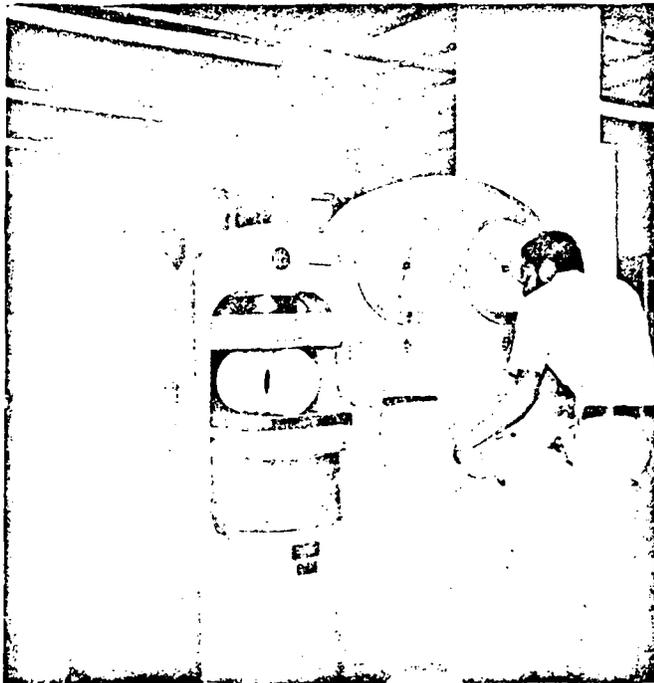
Area abierta: 0.81%



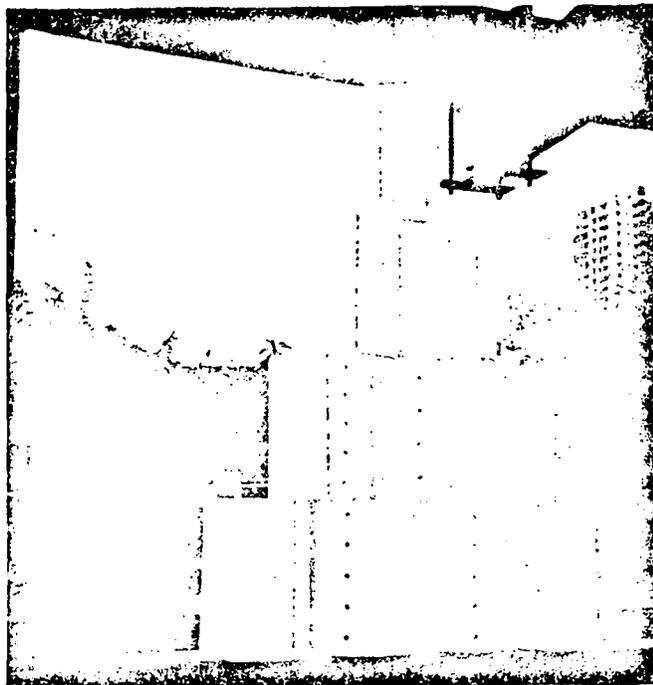
Cuatro hileras de orificios: (6 orificios a 5 cm. centro a centro)

Area abierta: 1.61%





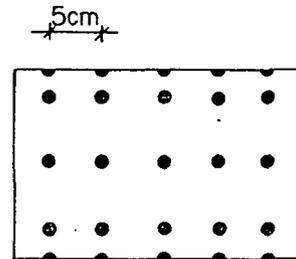
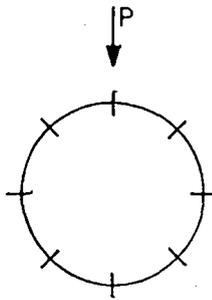
Máquina de Compresión utilizada para probar las muestras.



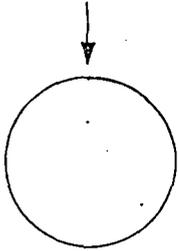
Muestras con distintos arreglos de perforaciones.

Ocho hileras de orificios: (6 orificios a 5 cm. centro a centro)

Area abierta: 3.22%



Se analizaron también tramos sin perforaciones para poder hacer las comparaciones respectivas.



P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	120
400	230
600	365
800	510
1000	650
1200	765
1400	910
1600	1075
1800	1225
2000	1470
2200	1785
2400	2060
2550	2380**

(1).

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	140
400	270
600	405
800	535
1000	670
1200	805
1400	960
1600	1110
1800	1300
2000	1560
2200	1860
2400	2200
2500	2380**

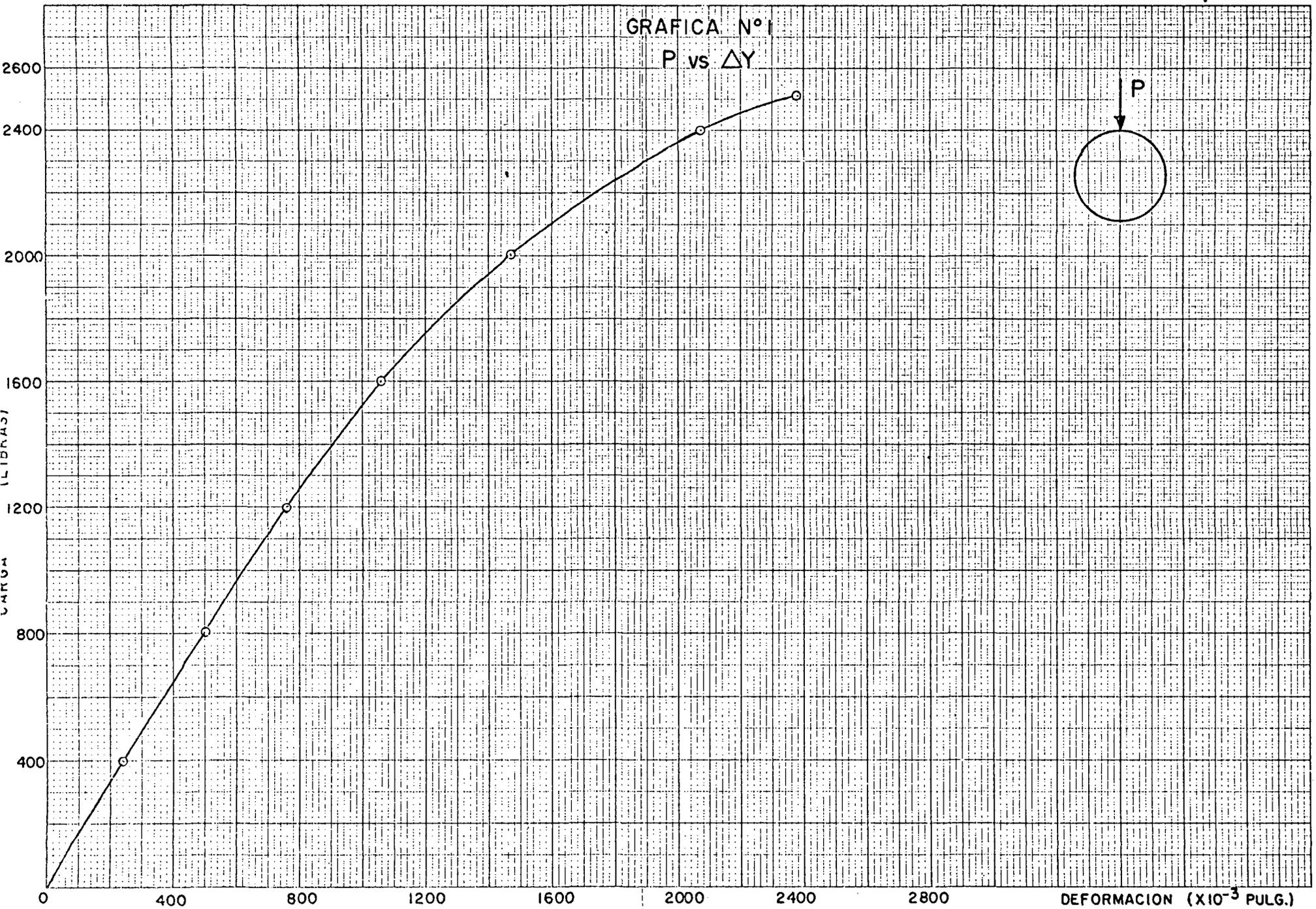
(2)

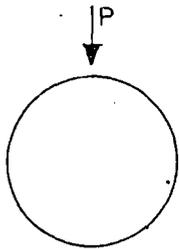
P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	105
400	220
600	340
800	460
1000	580
1200	710
1400	850
1600	1000
1800	1170
2000	1380
2200	1640
2400	1970
2500	2380**

(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N° 1
P vs. ΔY





P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	105
400	230
600	375
800	510
1000	665
1200	835
1400	990
1600	1185
1800	1420
2000	1730
2200	1955
2325	2380**

(1)

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	105
400	230
600	385
800	520
1000	670
1200	820
1400	980
1600	1180
1800	1430
2000	1790
2200	2050
2350	2380**

(2)

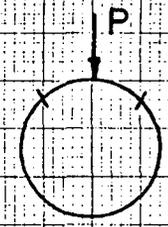
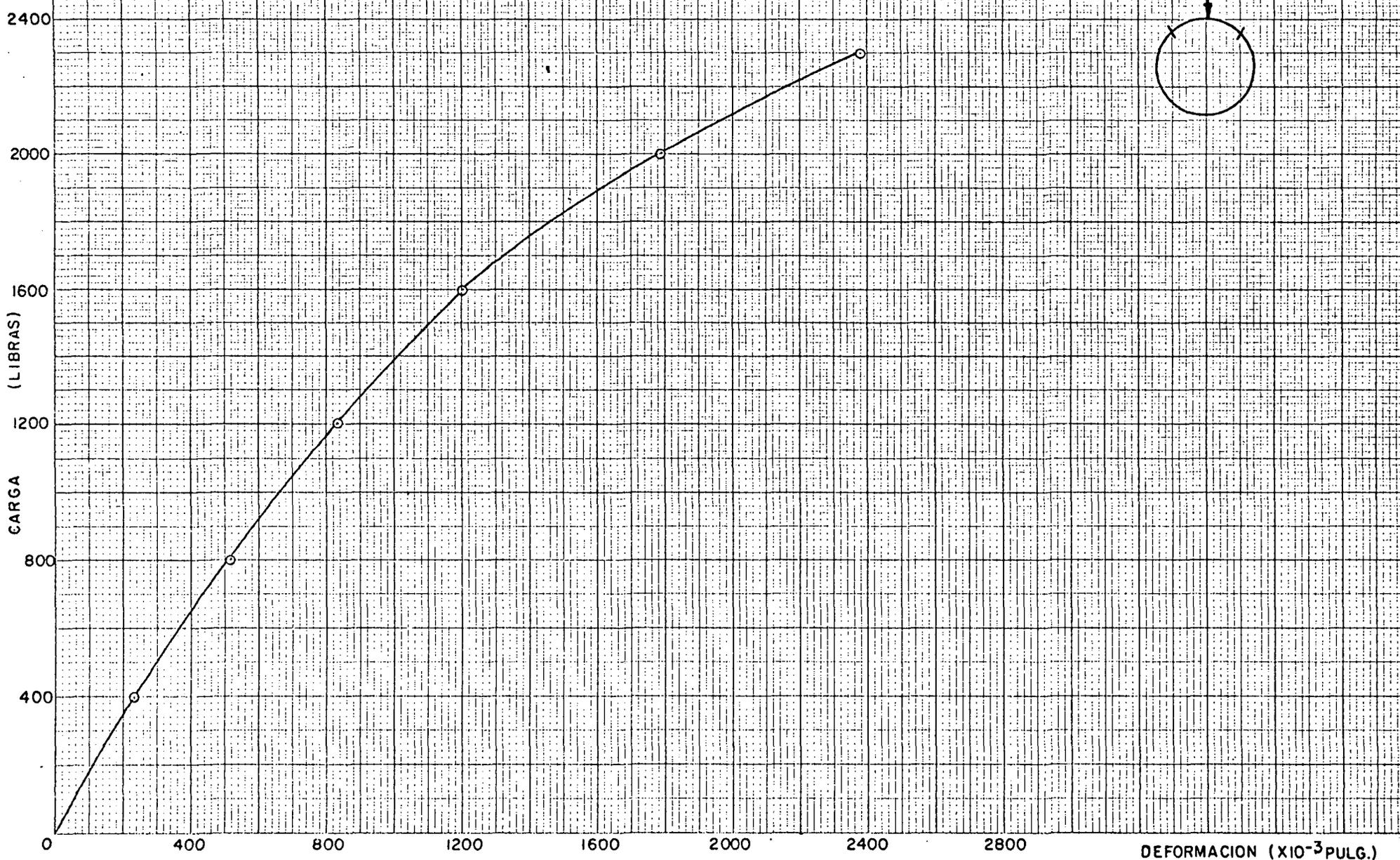
P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	100
400	250
600	400
800	535
1000	690
1200	845
1400	1025
1600	1245
1800	1550
2000	1860
2200	2235
2225	2380**

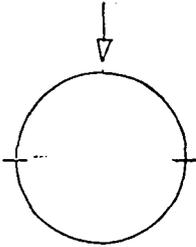
(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N° 2

P vs ΔY





P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	130
400	265
600	390
800	510
1000	660
1200	800
1400	960
1600	1160
1800	1380
2000	1710
2200	2200
2250	2380**

(1).

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	140
400	290
600	430
800	585
1000	750
1200	915
1400	1100
1600	1320
1800	1650
2000	2005
2150	2380**

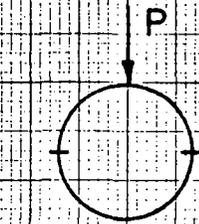
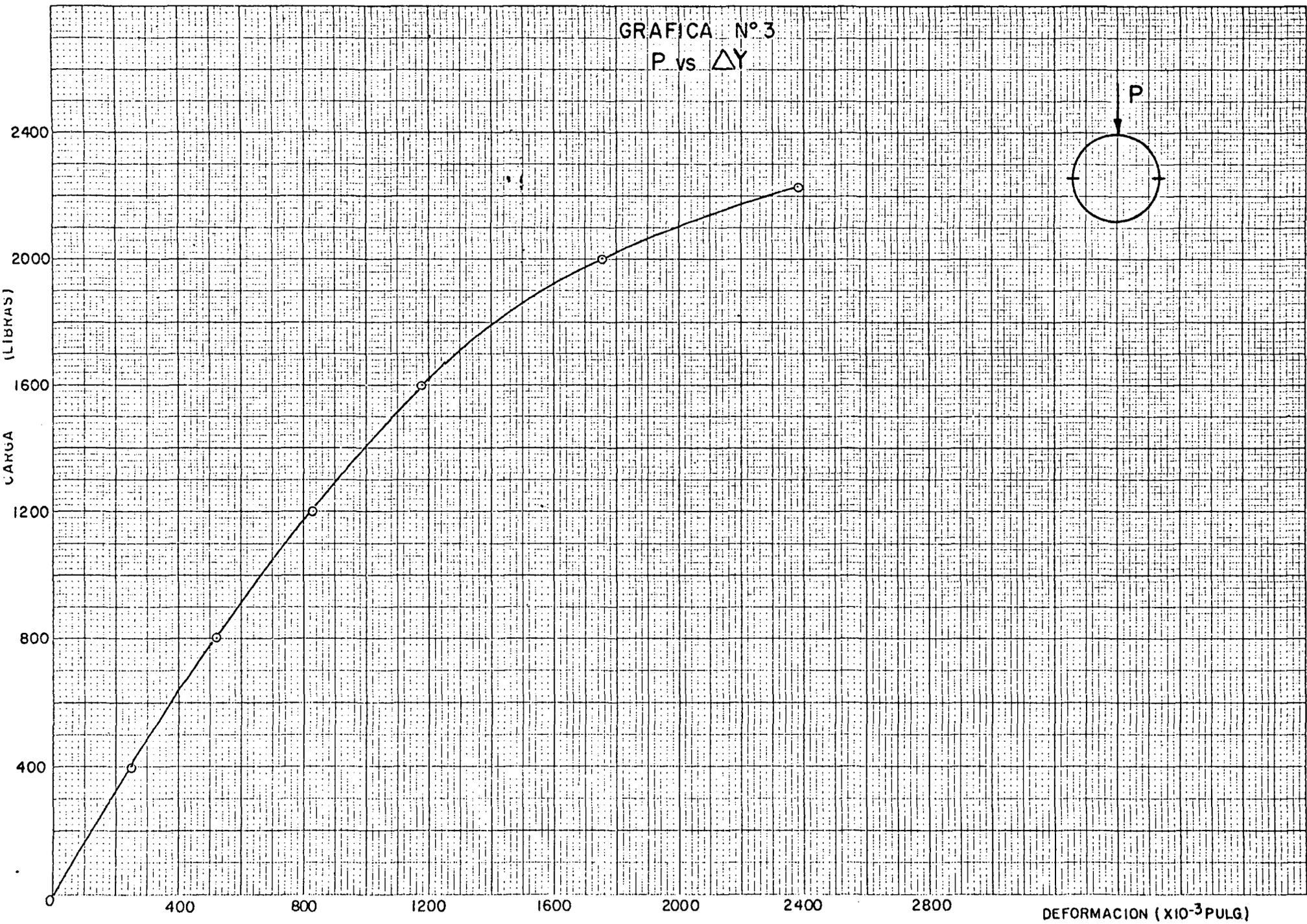
(2)

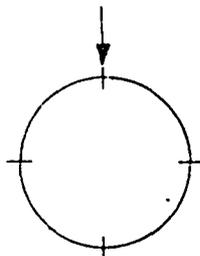
P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	100
400	215
600	340
800	470
1000	615
1200	760
1400	910
1600	1065
1800	1265
2000	1555
2200	1900
2300	2380**

(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N° 3
P vs ΔY





P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	110
400	225
600	375
800	525
1000	670
1200	825
1400	1065
1600	1340
1800	1665
2000	1975
2125	2380**

(1)

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	130
400	270
600	410
800	560
1000	740
1200	975
1400	1200
1600	1500
1800	1850
2000	2270
2050	2380**

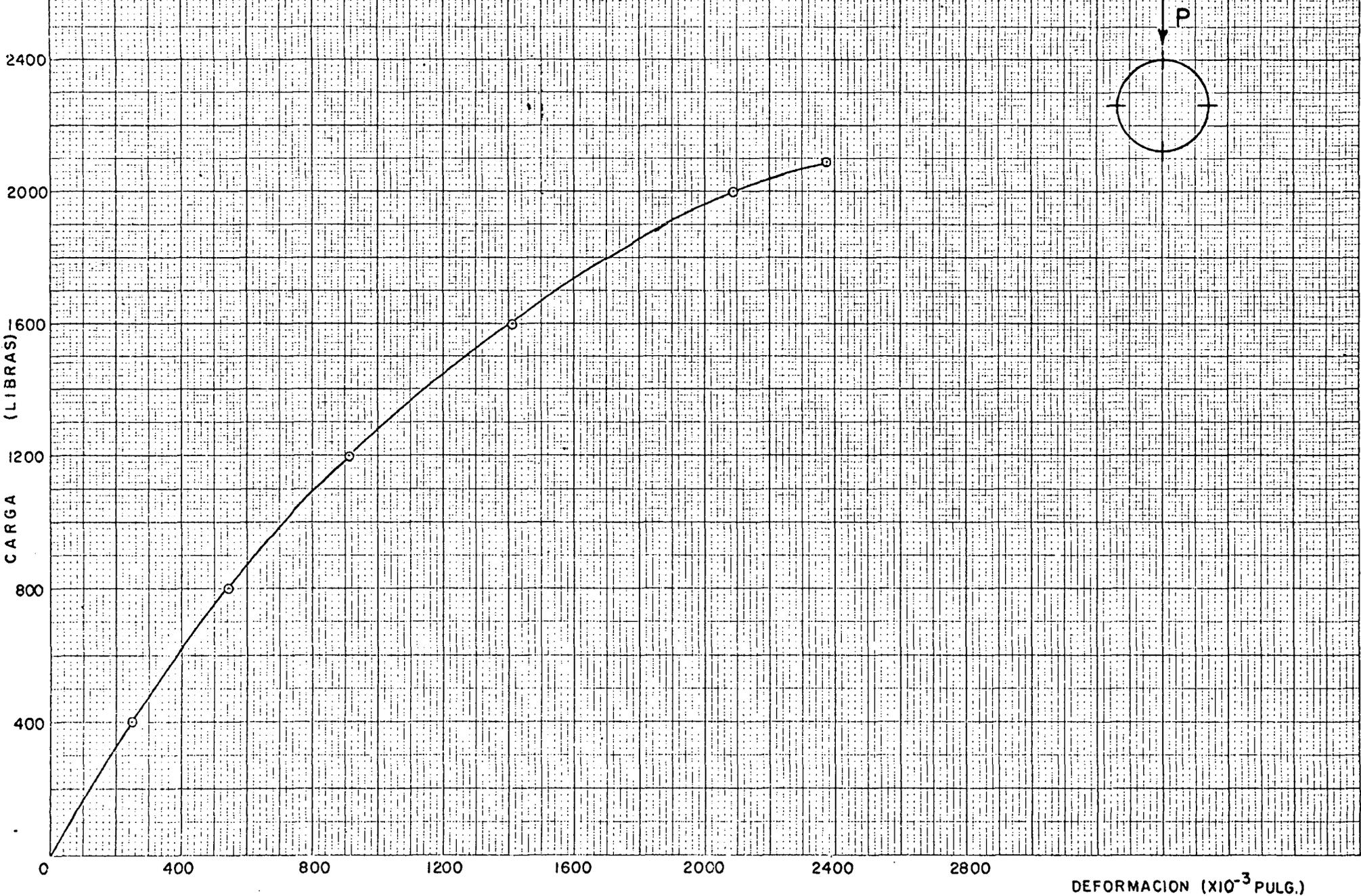
(2)

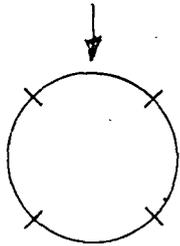
P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	130
400	265
600	420
800	550
1000	735
1200	935
1400	1125
1600	1400
1800	1675
2000	2025
2100	2380**

(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N°4
P vs ΔY





P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	120
400	240
600	365
800	480
1000	630
1200	755
1400	930
1600	1100
1800	1310
2000	1660
2200	2150
2250	2380**

(1)

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	115
400	235
600	365
800	500
1000	645
1200	815
1400	970
1600	1165
1800	1390
2000	1740
2200	2380**

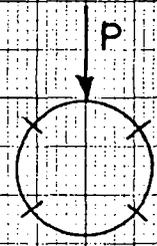
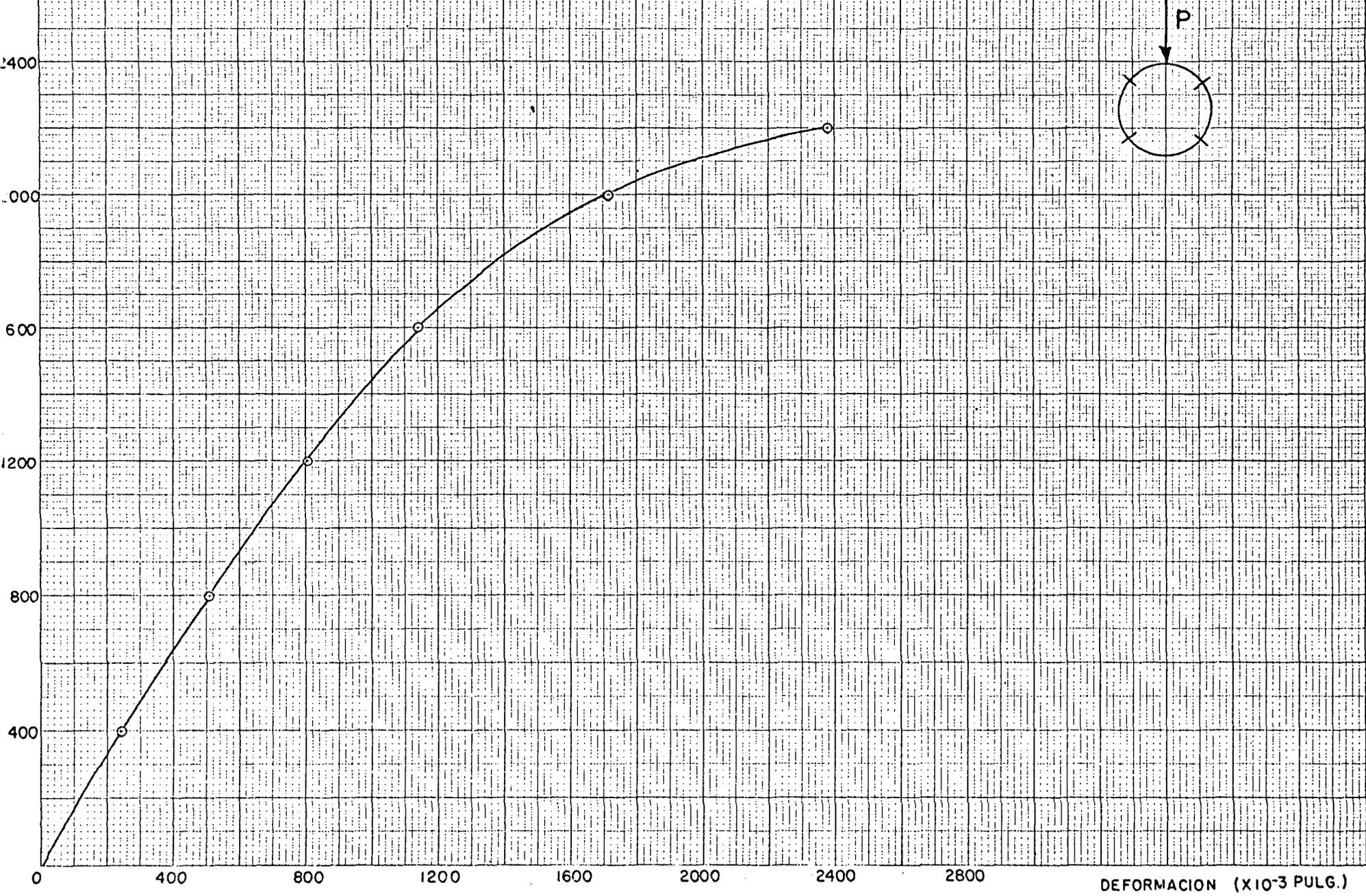
(2)

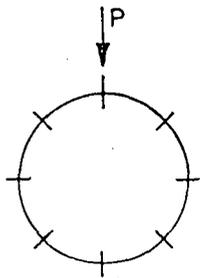
P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	130
400	255
600	415
800	545
1000	700
1200	845
1400	990
1600	1165
1800	1420
2000	1750
2150	2380**

(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N°5
P vs. ΔY





P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	130
400	260
600	400
800	550
1000	740
1200	910
1400	1150
1600	1425
1800	1850
2000	2380**

(1).

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	120
400	260
600	375
800	500
1000	650
1200	825
1400	1025
1600	1325
1800	1700
2000	2000
2050	2380**

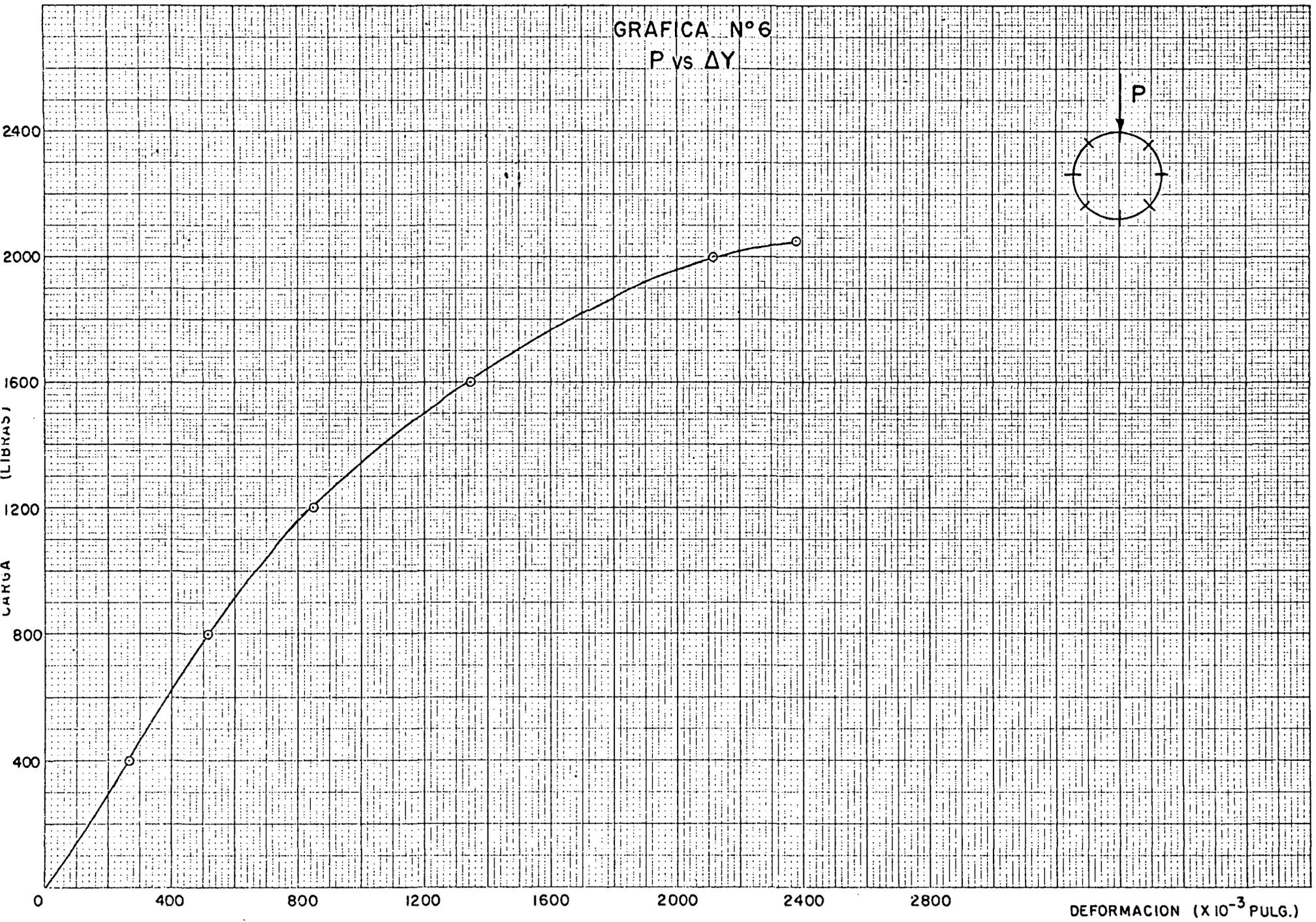
(2)

P	ΔY
Carga (libras)	Deform. $\times 10^{-3}$ pulg.
0	0
200	125
400	250
600	375
800	500
1000	650
1200	815
1400	1000
1600	1285
1800	1610
2000	1975
2100	2380**

(3)

**DEFORMACION IGUAL AL 30% DEL DIAMETRO INTERNO.

GRAFICA N°6
P vs ΔY



RESULTADOS

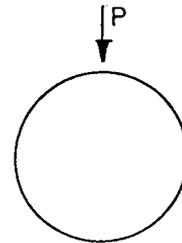
Todas las pruebas se suspendieron debido a que las deformaciones alcanzaban el 30% del valor del diámetro interno original, o sea $0.30 \times (7.945 \text{ pulg.})$. Esta deformación es igual 2.380 pulg. ó 2380 milésimas de pulgada.

En ninguna prueba se observó grieta longitudinal, grieta transversal, descamación o ruptura.

Resistencias obtenidas en libras por pie lineal de tubería.

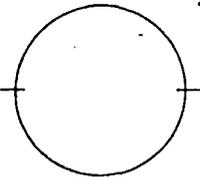
I. Tubería sin orificios

- 1) 2550 2) 2500 3) 2500

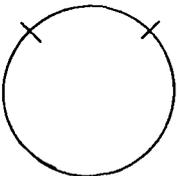


Resistencia promedio: 2516.7 lb/pie

II. Tuberías con dos hileras de orificios

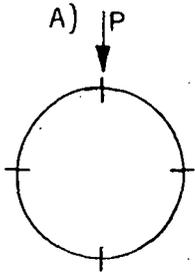
- A) 
 - 1) 2250 2) 2150 3) 2300

Resistencia promedio: 2233.3 lb/pie
 Porcentaje con respecto a resistencia original: 88.7%

- B) 
 - 1) 2325 2) 2350 3) 2225

Resistencia promedio: 2300 lb/pie
 Porcentaje: 91.4%

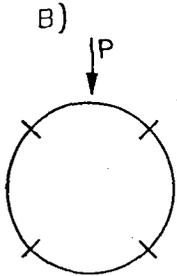
III. Tuberías con cuatro hileras de orificios



1) 2125 2) 2050 3) 2100

Resistencia promedio: 2091.7 lb/pie

Porcentaje: 83.1%

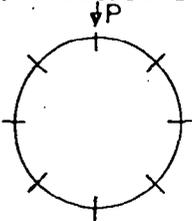


1) 2250 2) 2200 3) 2150

Resistencia promedio: 2200 lb/pie

Porcentaje: 87.4%

IV. Tubería con ocho hileras de perforaciones



1) 2000 2) 2050 3) 2100

Resistencia promedio: 2050 lb/pie

Porcentaje: 81.4%