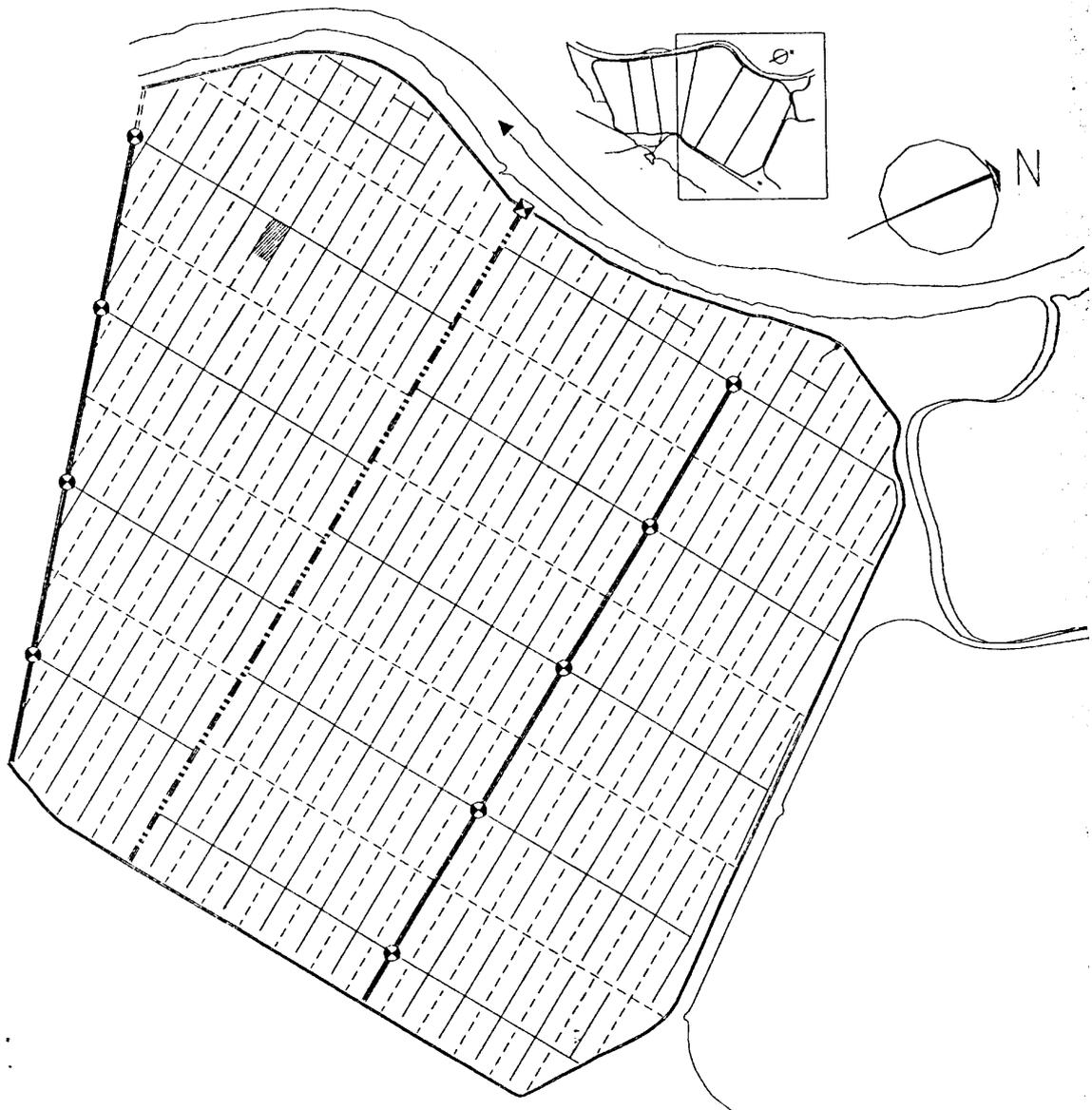


## TEMA 6.

# PROYECTO SISTEMAS DE AVENAMIENTO



Esquema del sistema de avenamiento en el Bajo Guadalquivir

## ÍNDICE

	<b>Pags.</b>
1. INTRODUCCIÓN	1
2. CAUSAS DEL EXCESO DE HUMEDAD. PRINCIPIOS FÍSICOS DEL AVENAMIENTO	1
3. RECONOCIMIENTO Y ESTUDIO DE PROBLEMAS DE AVENAMIENTO	2
4. FILTRACIÓN HACIA DRENES EN RÉGIMEN PERMANENTE	4
<b>4.1. Drenes paralelos. Fórmula de Hooghoudt</b>	5
<b>4.2. Drenes paralelos. Ecuación de Ernst</b>	9
<b>4.3. Avenamiento por pozos</b>	11
5. FILTRACIÓN HACIA DRENES EN RÉGIMEN VARIABLE	12
6. ESTUDIO DE LA FILTRACIÓN HACIA DRENES. APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS	13
7. CRITERIOS DE AVENAMIENTO	14
8. CRITERIOS PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE AVENAMIENTO	15
<b>8.1. Criterios de selección de variables</b>	15
<b>8.2. Cálculo hidráulico del sistema de avenamiento</b>	20
9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	23
10. LISTA DE SÍMBOLOS UTILIZADOS	24

## SISTEMAS DE AVENAMIENTO

### 1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo óptimo del cultivo requiere un contenido de agua en el suelo por debajo de ciertos límites. Un suelo bien saneado evacua el exceso de humedad antes de que dicho desarrollo sea afectado. Sin embargo, el saneamiento natural del terreno no es suficiente en situaciones donde la filtración profunda y/o el desagüe superficial son demasiado lentos. En estos casos es aconsejable colocar un sistema de avenamiento constituido por drenes (cañerías enterradas) o por zanjas puede activarlo artificialmente.

La técnica del saneamiento es complementaria a la del riego y, conjuntamente, tienden a mantener en el suelo el contenido de agua adecuado para el desarrollo de la planta. En general, el término de avenamiento o drenaje se emplea para referirse a la filtración hacia redes de avenamiento y para distinguirlo del desagüe de superficie. Esta distinción resulta arbitraria, pues las zanjas e, incluso, los drenes pueden avenar aguas superficiales y profundas, indistintamente.

Los suelos mal saneados tienden a acumular sales, entre ellas el ión sodio, que podrían perjudica el crecimiento normal de la planta. En cambio, el saneamiento de los suelos afectados tiene ventajas entre las que cabe citar las siguientes:

- Reduce la compactación del suelo con lo que facilita las labores agrícolas.
- Acelera el periodo de nascencia, pues el suelo se calienta más rápido.
- Permite que las raíces exploren una mayor profundidad.
- Limita el desarrollo de malas hierbas, hongos e insectos.

En los epígrafes siguientes se describe, brevemente, las causas del exceso de humedad y se analiza, los principios que rigen el avenamiento, comentándose y describiéndose el cálculo hidráulico de algunos de los sistemas de avenamiento más utilizados. Para profundizar más en materia de avenamiento se recomienda al lector consultar las obras citadas en la bibliografía.

### 2. CAUSAS DEL EXCESO DE HUMEDAD. PRINCIPIOS FÍSICOS DEL AVENAMIENTO

En regiones húmedas, el exceso de humedad está relacionado con la aportación de lluvias, mientras que en regiones secas se relaciona con las aportaciones del riego. En ambos casos pueden, también, producirse otras afluencias superficiales.

En zonas semiáridas con carácter xérico, el problema es complejo: las escorrentías originadas por las lluvias pueden superponerse a los excedentes superficiales debidos al riego, tales como aguas de cola y de desbordamiento en aliviaderos de seguridad, etc. El exceso de humedad se debe, también, a la superposición de la filtración profunda de las aportaciones del riego y a filtraciones de otro origen.

Entre los factores que afectan al avenamiento destacan los siguientes:

- Intensidad de la recarga de la zona saturada. Si la aportación de agua es mayor que su extracción por avenamiento el nivel freático NF aumenta. Éste disminuye en caso contrario y se mantiene cuando se igualan aporte y extracción (situación de régimen permanente).
- Conductividad hidráulica. Afecta al movimiento del agua en el suelo. Su efecto es más acusado en suelos estratificados.

- Gradiente hidráulico de la zona saturada. Afecta a la ubicación y forma del NF.
- Variables de proyecto del sistema de avenamiento: tamaño, perforaciones y profundidad del dren, separación entre drenes, materiales envolventes.

La solución a los problemas planteados por el exceso de humedad se determina a partir de la ecuación general obtenida de la combinación de la ecuación del movimiento del agua en suelos saturados de Darcy y de la ecuación de continuidad. La solución de cada situación particular se obtiene aplicando sus condiciones particulares de contorno y, en su caso, la condición inicial correspondiente a la ecuación general. Se parte del supuesto de suelo uniforme con un NF situado a cierta profundidad. En principio, se considera la situación hidrostática con la zona saturada colocada sobre un estrato impermeable donde el perfil del suelo queda dividido dos horizontes, uno superficial, subsaturado, y otro más profundo saturado. Cuanto más se alejen los supuestos de partida de la situación real, el error cometido en la resolución del problema será mayor. Con frecuencia, las soluciones obtenidas se alejan de la realidad física considerada dado el gran número de supuestos que intervienen cuyo estudio, en el medio poroso especificado, es difícil de abordar. Sin embargo, la condición hidrostática, rara vez se produce en el suelo. En general, desde el manto freático se produce una filtración vertical ascendente, más o menos intensa, que alimenta la evapotranspiración. La situación hidrodinámica, en régimen permanente, se mantiene por el gradiente de potencial hidráulico creado.

Los drenes deben colocarse por debajo de la capa freática pues, de otra manera, el sistema de avenamiento resultaría ineficaz debido a las tensiones con las que queda retenida el agua. Para ello, se debe precisar la posición del NF por ejemplo, con una barrena como la utilizada en estudios de clasificación de tierras. Con ella se perforan pocillos de observación y se analizan las muestras extraídas que sirven para caracterizar los horizontes subsuperficiales (determinar la conductividad hidráulica  $K$ ). Si la observación de las oscilaciones del NF se lleva a cabo durante periodos de tiempo largos, el pocillo se entuba. Las medidas de la profundidad del NF en el tiempo constituyen los freatogramas que serán utilizados en el proyecto de la red de avenamiento.

### 3. RECONOCIMIENTO Y ESTUDIO DE PROBLEMAS DE AVENAMIENTO

El éxito del sistema de avenamiento depende del diagnóstico correcto del problema. Se debe definir el origen y magnitud del exceso de humedad así como sus condicionamientos físicos (geométricos e hidráulicos). En algunos casos suele ser suficiente un análisis comparativo con situaciones similares, utilizando resultados experimentales pero, la solución de casos complejos suele exigir estudios específicos detallados.

Un sistema de avenamiento queda definido por los elementos funcionales siguientes:

- Red de escurrideras y/o drenes en el campo de riego. Las primeras son zanjas, en general someras, que desaguan las escurrideras de riegos o lluvias. Si alcanzan la capa freática su finalidad es doble, pues también contribuyen a controlar su nivel funcionando como drenes. Los pozos, tanto libres como confinados, pueden realizar, en ocasiones, funciones de avenamiento.
- Red de colectores principales, constituida por los azarbes secundarios y primarios, según su importancia. Recoge las aportaciones de la red anterior y suele ser abiertos.
- Obras de protección de afluencias exteriores: diques, drenes de interceptación y canales de cintura.
- Red de emisarios naturales (arroyos y ríos) donde las aguas recogidas de la zona avenada confluyen con las exteriores.

El sistema de drenes y desagües debe cumplir la doble misión de recoger y transportar todo el exceso de agua con la rapidez adecuada a las exigencias de los cultivos y al buen uso y conservación de las obras y terrenos protegidos. A efectos de diseño del sistema se utiliza, a veces, el llamado coeficiente de avenamiento para referir la altura del agua que ha de ser evacuada en un tiempo determinado. Suele ser determinada por procedimientos empíricos ya que es imposible definirlo de forma analítica.

El efecto conjunto sobre el cultivo varía con las especies vegetales, su estado de desarrollo y la intensidad vegetativa. Como esta es función de la temperatura, los efectos perjudiciales son más acusados con temperaturas altas.

Los factores fundamentales en todo análisis de avenamiento quedan definidos por el NF, junto con la topografía del terreno, el origen de las aguas y del suelo. La información disponible relativa a dichos factores ha de ser recogida y analizada. Se debe de considerar:

- Datos meteorológicos, especialmente de temperaturas y lluvias durante el desarrollo de los cultivos.
- Hidrología superficial: caracterización de ríos, arroyos y otros colectores naturales o artificiales existentes y su posible utilización como vías de salida.
- Geohidrología de la zona, detallándose a ser posible, las características de los mantos subterráneos, así como los caudales alumbrados y las oscilaciones mensuales del NF a lo largo de los años. El conocimiento de las características geológicas es una ayuda inestimable para la diagnosis del problema, así como para la elección de la solución más conveniente.
- Canales y acequias de distribución de agua de riego, detallando el material y condiciones de sus cajas, así como la magnitud de sus filtraciones.
- Volumen de agua aplicado al riego y origen del agua. Es frecuente que la explotación de aguas subterráneas disminuya cuando se dispone de agua superficial a coste menor, lo que repercutirá en la elevación del NF.
- Fisiografía, textura y características generales de los suelos hasta profundidades por debajo del NF (dos a tres m). En las tierras con problemas de saneamiento se considerará la productividad de los cultivos en la situación actual con la que se estima se obtendría tras su recuperación.
- Posibles cultivos tolerantes a contenidos de humedad altos para introducir en la zona.
- Líneas de comunicación existentes u otros accidentes que puedan interferir con el trazado de la red de avenamiento.

La información recogida se utilizará para distribuir los pocillos de observación y piezómetros en los que se realizarán las medidas para elaborar los mapas de trabajo y obtener otros datos que orienten sobre las características de los acuíferos libres o cautivos. El diagnóstico del problema debe ser obtenido a partir de la observación de la profundidad del nivel freático a lo largo del tiempo. Este nunca debe de ser menor a un año hidrológico.

Las curvas de igual NF señalan la dirección natural del derrame: la evacuación se produce en las zonas con NF más profundo, mientras que la aportación procede de áreas con el nivel más superficial. La magnitud del derrame  $Q$  en acuíferos uniformes con conductividad hidráulica  $K$  y espesor conocido puede estimarse a partir de la expresión:

$$Q = \sum \omega K \nabla H \quad [1]$$

donde:  $\omega$  es la sección transversal de una zona con gradiente hidráulico  $\nabla H$ .

La estimación de los parámetros de la expresión [1] es difícil por lo que el valor  $Q$  sirve como primera orientación. Las soluciones analíticas más exactas, que se exponen a continuación, relacionan cuantitativamente las condiciones que caracterizan la filtración en el medio poroso. El parámetro fundamental a determinar es  $K$ . Conocido éste se estiman otros parámetros de interés como: la porosidad eficaz  $V$ , la situación de barreras impermeables, etc.

La determinación de  $K$  se realiza por medición directa, en laboratorio, y por estimación indirecta, a partir de otras propiedades físicas con las que se supone existe una cierta correlación (textura, porosidad, etc.). Cuando el medio poroso considerado no tiene una estructura definida (i.e. arena) es posible utilizar muestras cuyo estado natural haya sido alterado, empleándose un permeámetro. En general, los suelos agrícolas se caracterizan por una estructura que condiciona fuertemente su conductividad. Por ello, las expresiones empíricas que relacionan  $K$  exclusivamente con la textura o con propiedades de ella derivadas tienen un alcance muy limitado.

Los métodos para la toma de muestras de suelo sin alterar su estructura natural son diversos y pueden consultarse en "Methods of Soil Analysis" capítulos 28, 29, 30 y 31. Entre ellos, se suele utilizar cilindros metálicos que penetran en el suelo y extraen una porción del mismo que se cubre con parafina. Posteriormente la muestra inalterada, se lleva al laboratorio y se determina  $K$  en un permeámetro. La utilidad de los resultados está limitada dado el tamaño pequeño de las muestras cuya representatividad del conjunto puede verse afectada por la presencia de raíces, grietas, cantos, etc.

El procedimiento más empleado en problemas de avenamiento se basa en las medidas realizadas en un pocillo de observación que penetra en el NF. Para la perforación del terreno se usa una barrena de muestreo por lo que el método suele denominarse "hoyo de barrena". Tras la perforación se espera el tiempo suficiente para que el nivel del agua alcance el equilibrio. Se achica parcialmente y se cronometra el ascenso del agua. El valor calculado de  $K$  es un coeficiente medio representativo de toda la porción de suelo saturado que circunda el acuífero. La descripción en detalle de este método junto con otros utilizados en la práctica se detalla en "Drainage, Principles and Applications" capítulo 12.

#### 4. FILTRACIÓN HACIA DRENES EN RÉGIMEN PERMANENTE

La situación de régimen permanente es típica de áreas con clima húmedo y periodos prolongados de precipitaciones uniformes. En estas situaciones se supone que la recarga del acuífero es permanente y uniforme e iguala la aportación del dren.

En el estudio del derrame hacia drenes y cañerías de avenamiento el suelo se considera uniforme e isótropo y reposa sobre una capa impermeable horizontal. Se parte de las hipótesis de Dupuit-Forchheimer (D-F): el NF es prácticamente horizontal; en cada sección transversal las líneas de corriente son horizontales y paralelas y la velocidad de cada una de ellas es proporcional a la pendiente del NF e independiente de la profundidad del medio saturado. El factor de proporcionalidad se corresponde con  $K$  y el flujo es simétrico.

El resultado obtenido con esta teoría aproxima, con bastante precisión, el NF correspondiente a distancias, desde el dren, superiores al doble del espesor del acuífero.

##### 4.1. Drenes paralelos. Fórmula de Hooghoudt

En la Fig. 1 se muestra una sección transversal típica de la situación en régimen permanente. Se observa que la máxima altura del NF,  $H$  corresponde a una sección transversal situada en el

punto medio de separación entre zanjas. Dicha sección no sería atravesada por el flujo y el agua, a uno u otro lado de la misma, se movería hacia la zanja más cercana.

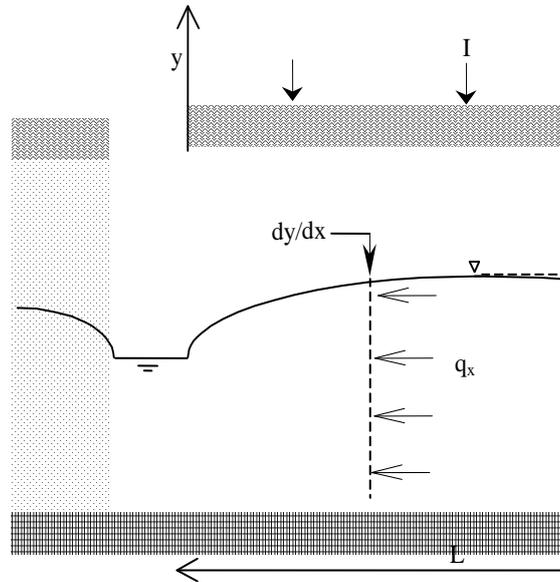


Figura 1. Movimiento del agua hacia las zanjas de avenamiento.

El movimiento permanente del agua hacia las zanjas de la figura anterior se describe a partir de la ecuación de Darcy. Dado un plano vertical situado a una distancia  $x$  de la zanja, el caudal por unidad de anchura, en la dirección  $x$ ,  $q_x$  [ $L^2T^{-1}$ ] viene expresado por:

$$q_x = K y \frac{dy}{dx} \quad [2]$$

donde:  $y$  [L] es la altura del NF a la distancia  $x$  de la zanja e  $dy/dx$  es el gradiente hidráulico en  $x$ .

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$q_x = I \left( \frac{1}{2} L - x \right) \quad [3]$$

donde:  $I$  [ $L T^{-1}$ ] es la recarga del acuífero y  $L$  [L] es la separación entre drenes.

En régimen permanente las expresiones anteriores se igualan y se llega a:

$$K y \frac{dy}{dx} = I \left( \frac{1}{2} L - x \right) \rightarrow K y dy = I \left( \frac{1}{2} L - x \right) dx \quad [4]$$

Integrando la expresión anterior entre los límites:  $x = 0 \rightarrow y = D$  y  $x = 1/2 L \rightarrow y = H$  se obtiene:

$$L^2 = \frac{4K (H^2 - D^2)}{I} \quad \text{o} \quad q = I = \frac{4K (H^2 - D^2)}{L^2} \quad [5]$$

donde:  $H$  [L] es la altura del NF en el punto medio de separación entre drenes;  $D$  [L] es la altura del NF en el dren y  $q$  [ $LT^{-1}$ ] el caudal hacia el dren.

La expresión (6.5) muestra un NF entre drenes con forma de semielipse. Se la conoce como ecuación de Hooghoudt (1936), la cual puede escribirse como:

$$q = \frac{4K(H+D)(H-D)}{L^2} \quad [5']$$

En la Fig.1 se observa que  $H-D = h$  y  $H + D = 2D$ , donde  $h$  es la altura del NF por encima del NF de la zanja. Sustituyendo estas expresiones en (6.5') se llega a:

$$q = \frac{8KDh + 4Kh^2}{L^2} \quad [5'']$$

Si la altura del NF en la zanja es muy pequeña  $D \approx 0$  y la expresión anterior se transforma en:

$$q = \frac{4Kh^2}{L^2} \quad [6]$$

La expresión anterior describe el movimiento de agua por encima de la zanja.

En el caso de que la capa impermeable esté situada a gran distancia de la zanja  $D \gg h$  y el segundo sumando de la ec.5'' se desprecia quedando:

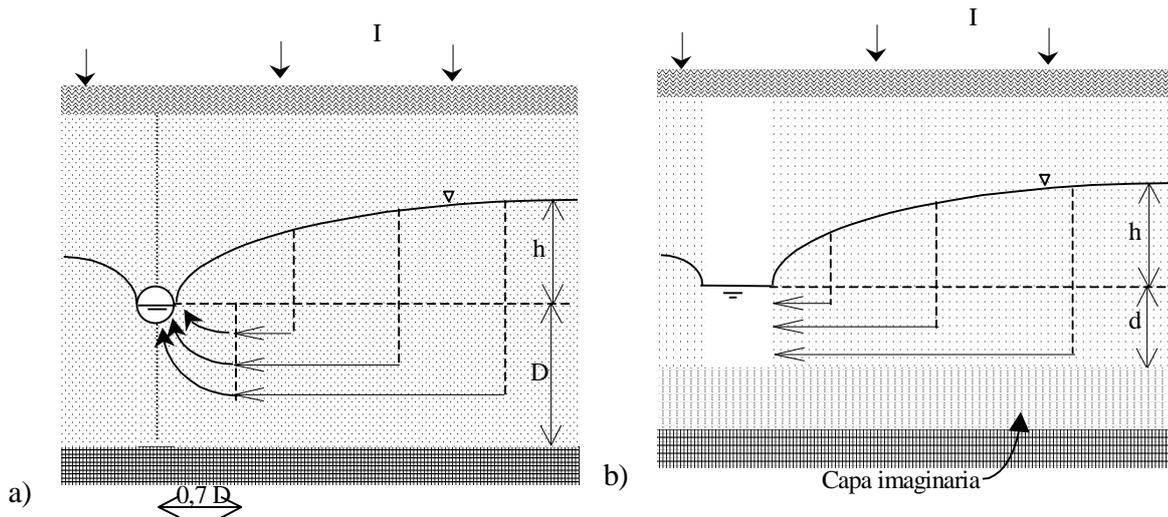
$$q = \frac{8KDh}{L^2} \quad [7]$$

La ec.7 describe el flujo de agua por debajo de la zanja.

En un suelo formado por dos horizontes, el superior con conductividad hidráulica  $K_t$  y el inferior con conductividad hidráulica  $K_b$ , en donde los drenes se colocan en la interfaz entre ambos, la ec. 5'' se rescribe, a partir de ecs. 6 y 7 y queda:

$$q = \frac{8K_b Dh + 4K_t h^2}{L^2} \quad [8]$$

Si los drenes no descansan sobre la capa impermeable las líneas de corriente no son horizontales y tienden hacerse convergentes en las proximidades del dren. El flujo es radial y las hipótesis aplicadas a la situación anterior no serán válidas. En esta situación las líneas de corriente son más largas y se requiere una mayor carga hidráulica para mantener el mismo caudal  $q$  hacia el dren. Hooghoudt (1940) resolvió esta situación a partir de dos simplificaciones (ver Figs. 2) la primera, considera una capa impermeable imaginaria por encima de la real (al disminuir el espesor de la capa por la que filtra el agua se tiene en cuenta la pérdida de carga adicional necesaria en el flujo radial) y en la segunda, los drenes se reemplazan por zanjas abiertas con su base colocada sobre la capa impermeable imaginaria.



Figuras 2. Concepto de profundidad equivalente  $d$ : a) movimiento del agua hacia el dren y b) transformación del flujo radial y horizontal en flujo horizontal.

Con las simplificaciones anteriores la expresión (6.5") sigue siendo válida, reemplazando la distancia a la capa impermeable real  $D$  por una distancia equivalente más pequeña  $d$ . Ésta, representa una capa de suelo con un espesor menor que  $D$  por la que filtrará la misma cantidad de agua por unidad de tiempo. Se obtiene así un mayor caudal por unidad de superficie y por lo tanto se aumenta la pérdida de carga quedándose así englobada la pérdida de carga adicional producida por la convergencia de las líneas de corriente. La expresión (6.5") se transforma en:

$$q = \frac{8Kdh + 4Kh^2}{L^2} \quad [9]$$

El valor de  $d$  es función de la separación entre drenes  $L$ , de la distancia desde el dren hasta la capa impermeable real  $D$  y del radio del dren  $r_d$ . Su solución se obtiene a partir de una serie infinita y para la mayoría de los tamaños comerciales de drenes su valor se muestra en tablas. Se observa que  $d$  aumenta con el aumento de  $D$  hasta  $D \approx 1/4 L$ . La solución analítica de la serie ha sido realizada por Van der Molen y Wesseling (1991) y se determina por:

$$d = \frac{\frac{\pi L}{8}}{\text{Ln}\left(\frac{L}{\pi r_d}\right) + F(x)} \quad \text{donde} \quad x = \frac{2\pi D}{L} \quad [10]$$

$$F(x) = 2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \text{Ln} \coth\left(\frac{x}{n}\right)$$

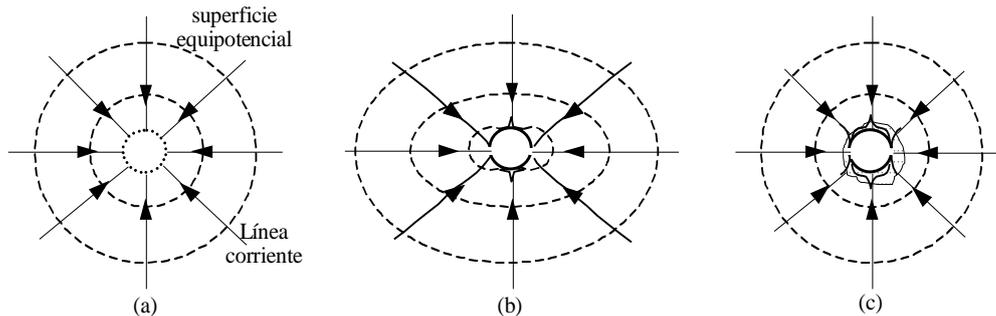
La función  $F(x)$  se puede calcular por:

$$F(x) = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{4e^{-2nx}}{n(1 - e^{-2nx})} \quad [11]$$

La serie anterior converge rápidamente cuando  $x > 1$ . Con valores  $x \leq 0,5$  se acepta la aproximación:

$$F(x) = \frac{\pi^2}{4x} + \text{Ln}\left(\frac{x}{2\pi}\right) \quad [12]$$

Las expresiones anteriores la situación considerada corresponde a la de un dren ideal es decir, el agua penetra por todo su perímetro y el medio que lo rodea es uniforme con un mismo valor  $K$ . El flujo de agua hacia el dren será similar al presentado en la Fig.3a. Sin embargo, en realidad el agua penetra por una superficie pequeña del dren que se corresponde con la de las perforaciones. En este caso las líneas de corriente convergen hacia las perforaciones y el flujo sería similar al representado en la Fig.3b. Se produce una pérdida de carga a la entrada del agua en el dren denominada pérdida de carga de entrada  $h_e$ . Su valor ha sido calculado a partir de expresiones en las que interviene el caudal hacia los drenes, su separación y la resistencia al flujo que opone el dren (Kohler et al. 2001). En drenes circulares,  $h_e$  suele ser cuatro a ocho veces superior al que se obtendría con un dren ideal de igual diámetro.



Figuras 3. Movimiento del agua hacia un dren: (a) dren ideal; (b) dren con dos perforaciones longitudinales y (c) mismo dren que en (b) recubierto con material envolvente.

El medio poroso que envuelve al dren (ver Fig.3c) no suele ser uniforme. Suele estar formado por material fino alterado del propio suelo, o bien, por material arenoso con un coeficiente de uniformidad específico. El material envolvente posee un valor de  $K$  mayor que el del suelo por lo que la pérdida de carga de entrada  $h_e$  quedaría compensada. En situaciones donde la conductividad hidráulica del material de relleno de la zanja es, al menos, diez veces superior al del suelo  $h_e$  se considera despreciable (ver Fig.4). En caso contrario, se aconseja utilizar un material envolvente para disminuir dicha pérdida. En proyectos donde no se coloque un material envolvente se debe de incluir  $h_e$  por lo que en las expresiones de cálculo se sustituye valor de  $h$  por el de  $(h-h_e)$ .

En la expresión de Hooghoudt, el agua ocupa la mitad de la sección del dren por lo que la superficie de entrada equivale al perímetro mojado  $P$  de un semicírculo ( $\pi \cdot r_d$ ). En el caso de drenes colocados en zanjas abiertas el perímetro mojado  $P$  se calcula por:

$$P = b + 2r_d \quad [13]$$

donde  $b$  es la anchura de la zanja.

Cuando se coloca un material envolvente alrededor del dren (ver figura 6.4) la expresión anterior cambia a:

$$P = b + 2 \left( r_d + m \right) \quad [13']$$

donde  $m$  [L] es la altura del material envolvente por encima del dren.

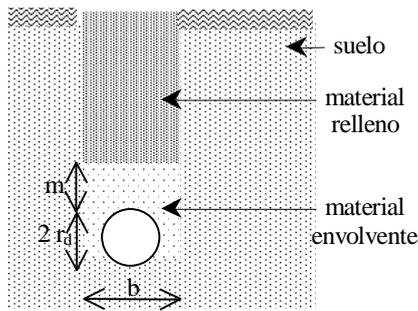


Figura 4. Dren colocado en el interior de una zanja.

#### 4.2. Drenes paralelos. Ecuación de Ernst

En suelos formados por dos horizontes, claramente diferenciados, y con los drenes situados en cada uno de ellos se utiliza la ecuación de Ernst (1962). Ernst descompuso el derrame hacia el dren en tres componentes: vertical, horizontal y radial (ver Fig.5). La carga total disponible  $h$  se utiliza para vencer las pérdidas de carga debidas al flujo vertical  $h_v$ , al flujo horizontal  $h_h$  y al flujo radial  $h_r$ . Se cumple:

$$h = h_v + h_h + h_r \quad [14]$$

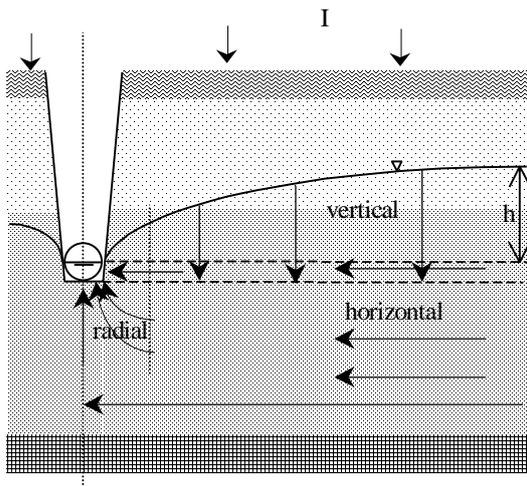


Figura 5. Movimiento del agua hacia el dren según Ernst.

#### Flujo vertical

El flujo se considera vertical en el espesor de capa comprendido entre el NF y el nivel de los drenes ( $D_v$ ). Su pérdida de carga de este flujo  $h_v$  se obtiene a partir de la ecuación de Darcy:

$$q(LT^{-1}) = K_v \frac{h_v}{D_v} \rightarrow h_v = q \frac{D_v}{K_v} \quad [15]$$

donde  $K_v$  es la componente vertical de la conductividad hidráulica.

Dado que el valor  $K_v$  es difícil de determinar en condiciones de campo, se suele tomar el valor correspondiente al de la componente horizontal  $K_h$  más fácilmente medible. Por otra parte,  $h_v$  es generalmente más pequeño que las pérdidas de carga debida a las otras componentes por lo que el error que se comete al sustituir el valor de  $K_v$  por el de  $K_h$  no es importante.

### Flujo horizontal

El flujo horizontal se produce en el espesor de suelo  $D_h$  por debajo del nivel de agua en el dren. Aplicando la ec. 6:

$$h_h = q \frac{L^2}{8 \Sigma (K \cdot D)_h} \quad [16]$$

donde  $\Sigma(K \cdot D)_h$  [ $L^2 T^{-1}$ ] representa la transmisividad de las capas atravesadas en el movimiento horizontal.

Si la capa impermeable es muy profunda, el denominador de la expresión anterior tiende a  $\infty$  y en consecuencia,  $h_h \rightarrow 0$ . Para evitarlo, se supone un espesor máximo de la capa de suelo por debajo del dren  $\Sigma D_h = 1/4 L$ .

### Flujo radial

Al igual que en el caso anterior el flujo radial se supone ocurre por debajo del dren. La pérdida de carga  $h_r$  se expresa por:

$$h_r = q \frac{L}{\pi K_r} \ln \left( \frac{a D_r}{P} \right) \quad D_r < \frac{1}{4} L \quad [17]$$

donde:  $K_r$  es la componente radial de la conductividad;  $D_r$  [L] es el espesor de la capa de suelo donde se considera el flujo radial;  $P$  [L] es el perímetro mojado del dren y  $a$  [-] es un factor geométrico de resistencia.

El valor de  $a$  es función de las características del suelo y de la colocación del dren. En un suelo homogéneo  $a=1$ . En un suelo estratificado, su valor depende de si los drenes se colocan en el horizonte superior o en el inferior. Cuando se colocan en éste último, el flujo radial queda restringido a este horizonte y  $a=1$  y si se colocan en el superior, su valor dependerá de la relación entre las conductividades hidráulicas de los dos horizontes. Ernst distinguió las situaciones siguientes:

- $K_b/K_t < 0,1$ : el horizonte inferior se considera impermeable y por lo tanto  $a=1$ .
- $0,1 < K_b/K_t < 50$ : el valor de  $a$  es función de  $K_b/K_t$  y  $D_b/D_t$  tal como muestra la Tabla 1.
- $K_b/K_t > 50$ :  $a=4$ .

$K_b/K_t$	$D_b/D_t$					
	1	2	4	8	16	32
1	2,0	3,0	5,0	9,0	15,0	30,0
2	2,4	3,2	4,6	6,2	8,0	10,0
3	2,6	3,3	4,5	5,5	6,8	8,0
5	2,8	3,5	4,4	4,8	5,6	6,2
10	3,2	3,6	4,2	4,5	4,8	5,0
20	3,6	3,7	4,0	4,2	4,4	4,6
50	3,8	4,0	4,0	4,0	4,2	4,6

Tabla 1. Valores de  $a$  determinados por el método de la relajación (Van Beers 1979).

Adicionando las ecs. (15), (16) y (17) se llega a la ecuación de Ernst:

$$h=q\left(\frac{D_v}{K_v}+\frac{L^2}{8\sum\langle K D \rangle}+\frac{L}{\pi K_r}Ln\left(\frac{aD_r}{P}\right)\right) \quad [18]$$

### 4.3. Avenamiento por pozos

El caudal  $Q$  elevado desde un pozo ordinario en equilibrio con una recarga vertical  $I$  uniforme puede ser considerado como un método de avenamiento aunque, en la práctica, su uso es poco frecuente. A diferencia con los sistemas anteriores el exceso de agua no es avenado por gravedad sino por una serie de pozos perforados a varios metros de profundidad que descargan a desagües superficiales.

Algunas de las ventajas de este sistema respecto de los anteriores son:

- Disminución de la longitud total de los desagües superficiales.
- Disminución rápida del NF por lo que en zonas áridas o semiáridas se reduce, por tanto, el riesgo de salinización.

Por el contrario algunos de sus inconvenientes son:

- Mayor coste económico y mayor dificultad en su manejo y mantenimiento.
- No se recomienda su uso en superficies pequeñas, dado que una parte del agua avenada proviene de acuíferos de superficies vecinas.
- Recomendado en acuíferos con gran transmisividad  $T$  dado que la separación entre pozos será mayor.

El sistema es aconsejable en acuíferos con espesor  $e$  y con conductividad hidráulica  $K$  ( $K \cdot e = T$ ) lo suficientemente grande para tener una separación entre pozos rentable y con la que se obtenga una productividad del pozo adecuada. Acuíferos con valores de transmisividad  $T < 600 \text{ m}^2/\text{d}$  no son económicos.

Otro factor a tener en cuenta es la calidad del agua subterránea. Si no es salina puede utilizarse para el riego lo que compensaría el coste económico del avenamiento. Si es salina y se reutiliza para el riego, ya sea tal cual o mezclada con agua de mejor calidad, se debe de controlar la fluctuación de la concentración de sales durante el tiempo de la extracción.

La disposición de los pozos suele ser triangular o rectangular. En la primera, la superficie drenada por cada pozo es mayor y apenas se produce interferencia con los pozos vecinos cuando la separación entre ellos es  $L = R \sqrt{3}$ , siendo  $R$  el radio de influencia del pozo, por lo que el abatimiento es menor y el coste del bombeo se reduce. Sin embargo tiene la desventaja de que se requiere una mayor longitud de desagües que lleven el agua hacia los colectores principales.

La separación entre pozos debe seleccionarse para conseguir la disminución del NF deseada. Su cálculo se realiza considerando régimen permanente con recarga constante del acuífero. Las diferentes expresiones utilizadas en el cálculo hidráulico de cada uno de los sistemas pueden consultarse Drainage Principles and Applications, capítulo 22 (1994).

## 5. FILTRACIÓN HACIA DRENES EN RÉGIMEN VARIABLE

En el régimen permanente la relación entre la profundidad del NF y el caudal evacuado es constante. En realidad, la recarga del NF varía en el tiempo y en consecuencia el caudal evacuado

varía. El estudio de las fluctuaciones del NF se lleva a cabo considerando los supuestos de D-F. Al igual que en el movimiento del agua hacia pozos, se aplica la ecuación de continuidad a la porción de acuífero comprendida entre el NF y la capa impermeable horizontal y se llega a la ecuación de Boussinesq:

$$K D \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = V \frac{\partial h}{\partial t} \quad [19]$$

A partir de la expresión anterior, Dumm (1954) describió el descenso del NF desde una situación inicial  $h_0$  (ver Fig.6). La solución propuesta, basada en una expresión desarrollada por Glover, es:

$$h(x,t) = \frac{4h_0}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 \alpha t} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad \alpha = \frac{\pi^2 K d}{V L^2} \quad [20]$$

donde:  $h(x,t)$  [L] es la altura del NF a la distancia  $x$  y en el tiempo  $t$ ;  $h_0$  [L] es la altura del NF en  $t=0$ ;  $\alpha$  [ $T^{-1}$ ] es un factor de reacción;  $d$  [L] es el espesor equivalente de la capa de suelo por debajo del NF en el dren y  $t$  [T] es el tiempo transcurrido desde el ascenso instantáneo del NF.

La altura del NF en el punto medio de separación entre drenes se obtiene sustituyendo  $x = L/2$  en la expresión anterior:

$$h_t = h(L/2, t) = \frac{4h_0}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 \alpha t} \quad [21]$$

donde  $h_t$  [L] es la altura del NF en el punto medio de los drenes cuando  $t > 0$ .

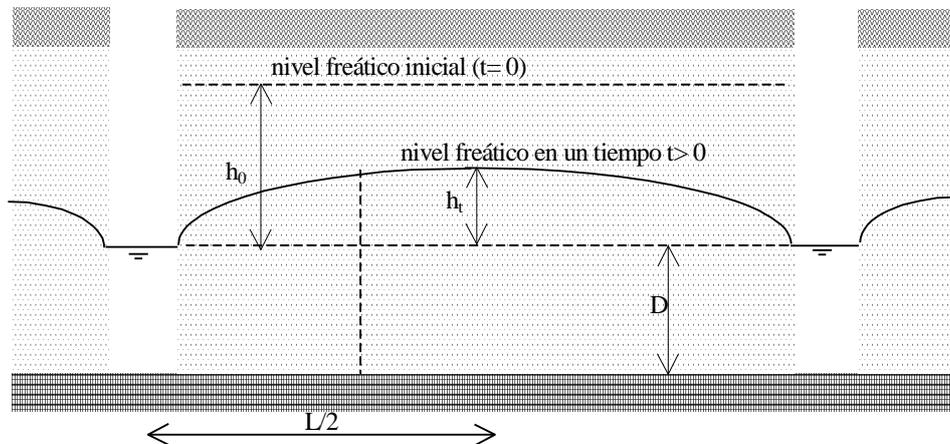


Figura 6. Condiciones de contorno en la ecuación de Glover-Dumm, supuesto un NF inicial horizontal.

Si  $\alpha \cdot t > 0,2$  se desprecian todos los términos de la serie, pues su valor es muy pequeño, excepto el primero y queda:

$$h_t = \frac{4}{\pi} h_0 e^{-\alpha t} = 1,27 h_0 e^{-\alpha t} \quad [22]$$

Cuando el NF inicial no se supone horizontal sino con una forma que se ajusta a una parábola de 4º grado, la ec. (22) se transforma en:

$$h_t = 1,16 h_0 e^{-\alpha t} \quad [23]$$

Sustituyendo  $\alpha$  por su valor y despejando  $L$  se llega a la ecuación de Glover-Dumm:

$$L = \pi \left| \frac{Kd}{V} \right|^{0,5} \left( \ln 1,16 \frac{h_0}{h_t} \right) \quad [24]$$

El caudal por unidad de superficie hacia el dren en el tiempo  $t$ ,  $q_t$ , se calcula a partir de la ecuación de Darcy:

$$q_t = \frac{-2Kd}{L} \left[ \frac{dh_t}{dx} \right]_{x=0} \quad [25]$$

## 6. ESTUDIO DE LA FILTRACIÓN HACIA DRENES. APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS

El problema, aparentemente sencillo, de determinar la filtración hacia un dren y la forma del nivel freático en sus inmediaciones no es fácil de resolver. Aunque se han propuesto muchas soluciones como las expuestas en los apartados anteriores, todas ellas utilizan esquemas simplificados ó hacen referencia a situaciones idealizadas. Los primeros modelos desarrollados sin supuestos simplificadores para el estudio de la filtración hacia drenes, o viceversa, aparecieron a partir de 1980. En ellos, se resuelve por métodos numéricos la ecuación, no lineal, de la filtración de Richards. El medio se considera incomprensible con un valor de  $K$  dado. Se especifican varias condiciones de contorno en las proximidades del dren y una condición inicial que supone que el NF es horizontal. La resolución comienza en régimen variable y termina cuando se ha alcanzado el régimen permanente es decir, cuando el potencial hidráulico en todos los nodos y el caudal hacia el dren no cambia en el tiempo. La solución muestra la altura de elevación del NF, en función de la distancia al dren y del tiempo, y la distribución del potencial hidráulico en toda la superficie de estudio.

Las condiciones de contorno que representen el problema real son, con frecuencia, difíciles de especificar por lo que la resolución de la ecuación de Richards se complica. En las proximidades del dren el flujo es radial, las líneas de corriente son convergentes y el gradiente de potencial es mayor que en puntos más alejados. El flujo se transforma, gradualmente, a paralelo conforme aumenta la distancia al dren. En Zaradny 1993 y sobre todo en Kirkham y Powers 1972 se ofrece un estudio completo de la resolución de la ecuación de Richards con numerosas condiciones de contorno representativas de la mayoría de los casos reales.

Por otra parte, el método numérico de resolución (diferencias finitas o elementos finitos) ofrecerá una mayor o menor aproximación a la configuración real de las líneas equipotenciales y de corriente en las proximidades del dren, en función de la malla elegida. Se elegirá un diseño de malla (triangular, rectangular) que mejor se adapte al problema planteado dentro de un tiempo de resolución razonable. Éste dependerá del número de nodos de la malla o de elementos elegidos.

Se ha observado que los resultados obtenidos con expresiones aproximadas se ajustan mejor o peor a los calculados por métodos numéricos dependiendo de parámetros tales como la existencia de material envolvente y con el valor de la recarga del acuífero (Zaradny 1993).

## 7. CRITERIOS DE AVENAMIENTO

Para resolver problemas de avenamiento se debe tener en cuenta todos los sistemas de avenamiento posibles. La selección entre un sistema de drenes o zanjas, o de pozos, radica más en cuestiones técnicas y económicas que en criterios agrícolas. Por lo general se prefiere los primeros a los últimos sin embargo, en situaciones con un horizonte superior de gran espesor, poco permeable, colocado sobre un horizonte más permeable, también de gran espesor, la separación entre drenes sería muy pequeña siendo preferible los pozos por tener una mayor separación.

En la práctica, se suele utilizar como criterio de avenamiento la profundidad del NF, ya que incide en la productividad del cultivo y se relaciona con la profundidad  $p$  y con la separación de drenes  $L$ . Dado que la profundidad del NF fluctúa en el tiempo dicha fluctuación debe de ser caracterizada con un índice apropiado. Entre los más utilizados están los siguientes:

- El valor medio de la profundidad del NF durante la estación húmeda.
- El valor medio de la profundidad del NF durante la campaña de riegos.
- El tiempo que tarda el NF en descender desde su valor crítico hasta un valor más seguro.

El primero de los índices es adecuado en zonas húmedas y el tercero debe de utilizarse con cuidado dado que, si no se especifica la frecuencia con que el NF se eleva hasta su valor crítico, se corre el riesgo de proyectar un sistema de avenamiento para situaciones que rara vez se producen.

La resolución del problema en régimen permanente o en régimen variable dependerá del número de datos disponibles. Las expresiones que definen el primero son más fáciles de utilizar que las del segundo puesto que no requieren conocer el valor de la porosidad efectiva  $V$ . El caudal evacuado por los drenes  $q$  iguala al valor medio de la recarga  $I$  durante el periodo de tiempo considerado en el proyecto. Por otra parte, las desviaciones típicas correspondientes a valores medios de series de datos durante un periodo de tiempo largo son más pequeñas que las correspondientes a periodos más cortos.

En condiciones normales, el perfil de humedad de un suelo con un NF dado está sometido a los procesos simultáneos de avenamiento y evapotranspiración. Al comenzar la infiltración, con la aplicación del riego, el frente de humectación avanza a través de poros cada vez más húmedos y el NF asciende rápidamente. En teoría, una aportación superficial continua alcanzaría el equilibrio con la evacuación desde los drenes, es decir una situación en régimen permanente. Si la capacidad de captación y transporte del sistema de avenamiento es suficientemente grande, el equilibrio se alcanza antes de que el suelo quede totalmente saturado. Esta situación correspondería a zonas húmedas con lluvias frecuentes e irregulares.

El caso de tierras regadas es distinto. Las aplicaciones de agua son muy discontinuas. En estas condiciones al rápido ascenso del NF le sigue un periodo largo de agotamiento. El interés aquí, está en prever cuantitativamente la evolución del NF entre riegos sucesivos y, si fuera posible, a lo largo de un ciclo completo de riegos.

Si se dispone de datos suficientes sobre la frecuencia de determinados eventos y de como éstos se correlacionan con la profundidad de los drenes, se puede aplicar los criterios siguientes:

- Cuando el NF llega a una determinada profundidad especificada de antemano (expresada como la altura del NF por encima del dren  $h$ ), los drenes evacuarán un determinado caudal  $q$ . La relación  $q/h$  se utiliza en condiciones de régimen permanente.
- El NF alcanza la profundidad crítica tras una recarga rápida del acuífero. La altura del NF por encima de los drenes es  $h_0$ . El sistema de avenamiento debe de evacuar el exceso

de agua para que éste descienda hasta la altura  $h_t$  en un periodo de tiempo  $t$  después de cesar la recarga. La relación  $h_t/h_0$  se utiliza en condiciones de régimen variable.

## 8. CRITERIOS PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE AVENAMIENTO

Las aportaciones recogidas en los drenes deben encauzarse hacia la red de desagües y colectores. Los criterios básicos para su proyecto son los correspondientes a conducciones libres y el cálculo hidráulico viene condicionado por las características de la superficie del terreno a lo largo de su trazado, en particular, la topografía. Las disposiciones más comunes de los sistemas de avenamiento para el control del NF en depresiones de gran superficie son en forma de emparrillado o de espina de pescado. Sólo cuando las áreas a sanear son relativamente pequeñas se sigue el tendido natural con trazado, más o menos, irregular.

A continuación se exponen unas breves ideas sobre dichos criterios mostrados con mayor profundidad en los capítulos 19 y 21 de "Drainage, Principles and Applications" (1994) y "Modern land Drainage. Planning, Design and Management of Agricultural Drainage Systems" (2004).

### 8.1. Criterios de selección de variables

#### *Profundidad del nivel freático*

En proyectos en régimen permanente y en ausencia de datos de campo de la zona avenar, suele tomarse una profundidad del nivel freático de 0,5 m para cultivos con raíces poco profundas, tolerante al exceso de humedad y una profundidad entre 0,75 a 1 m en cultivos de alto valor económico con raíces más profundas, sensibles al exceso de humedad. En situaciones de régimen variable las profundidades recomendadas varían en función de la tolerancia del cultivo al exceso de humedad y del tiempo.

#### *Profundidad y separación de drenes*

Una vez elegido el criterio de avenamiento se elige las ecuaciones que definan el régimen permanente o variable y a partir de ellas se calcula la separación de drenes  $L$  y su profundidad  $p$ . Conocidas las características hidrofísicas del suelo ( $K$ ,  $V$ ), se obtienen infinitas combinaciones de  $L$  y  $p$ . En la práctica,  $p$  queda fijada a partir de una serie de factores como el nivel del agua a la salida del dren, la presencia de capas que no se adaptan a la colocación de los drenes y la disponibilidad de la maquinaria requerida, por lo que la única variable a determinar será  $L$ .

El nivel del agua a la salida del dren determina la carga disponible para el movimiento del agua en su interior. Este nivel es distinto en los diferentes drenes que se colocan en el área avenada. Si se considera el sistema de avenamiento en su conjunto, éste representa el nivel del agua en el dren principal. En el caso de drenes, el desagüe al dren principal debe de colocarse, al menos, 10 cm por encima del nivel del agua en el dren colector (ver Fig. 7). Se puede permitir la sumergencia del punto de desagüe de forma ocasional y durante un periodo de tiempo no superior a 1 o 2 días.

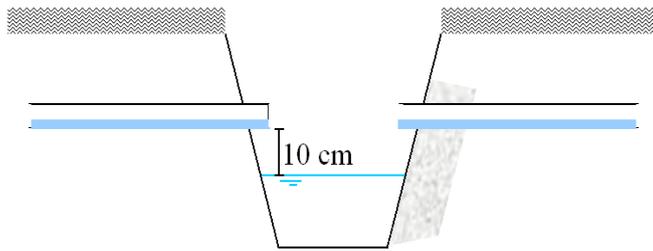


Figura 7. Esquema del desagüe de un colector en una zanja.

Ciertos horizontes tienen unas propiedades que no aconsejan la instalación de drenes por lo que éstos deben de colocarse por encima o por debajo de ellos. Por ejemplo, algunos estratos arenosos adquieren una consistencia pastosa en saturación y en, ciertos estratos arcillosos la conductividad hidráulica es muy baja. En el primer caso, su colocación se ve dificultada por el riesgo de la obturación de las aberturas del dren por la colmatación del material y por la pérdida de la alineación en su trazado. En el segundo, la separación de los drenes sería muy pequeña y, consecuentemente, se incrementaría el coste del sistema.

En suelos formados por tres estratos: el primero permeable seguido de un segundo arcilloso muy poco permeable y a continuación, un tercero arenoso, o arcilloso, bien estructurado, el dren debe colocarse en este último. Si el horizonte arenoso es poco estable se deberá tener en cuenta los problemas constructivos que puede ocasionar. En suelos con dos estratos el primero permeable en contacto con el suelo y el segundo menos permeable, el dren debería instalarse justamente en la separación entre ellos. Sin embargo cuando el horizonte superior es de pequeño espesor, el avenamiento con drenes no es el mejor método y deberían utilizarse otros como "los drenes topo" o practicar un drenaje superficial.

Conocida la profundidad del nivel freático, el valor de la carga hidráulica del flujo del agua hacia el dren,  $h$ , aumenta con la profundidad del dren  $p$  y por tanto los drenes pueden colocarse más espaciados. Cuanto mayor es  $p$ , mayor es el coste de la instalación. Se considera que hasta  $p=2$  m, el ahorro de colocar drenes más espaciado supera a los costes. Por otra parte, muy pocas máquinas instaladoras son capaces de profundizar más de 2,5 m.

En la selección de  $p$ , se deben de considerar los siguientes aspectos:

- La altura del agua en el dren en campo  $P_1$  debe ser mayor que la de los colectores  $P_2$  y en éstos, a su vez, el agua tendrá una altura mayor que la del desagüe principal  $P_3$  (ver Fig.8). Si esto último no se cumple se recurrirá al bombeo.
- Estratificación del suelo. No es aconsejable instalar los drenes en horizontes con arenas movedizas, poco consolidadas, con  $K$  baja.
- Disponibilidad de maquinaria. En zonas con climas templados las máquinas no superan el 1,5 m de profundidad, y la profundidad de trabajo que resulta más económica está entre 1-1,2 m. En zonas donde el avenamiento se realiza para el control de sales, las máquinas alcanzan profundidades mayores.

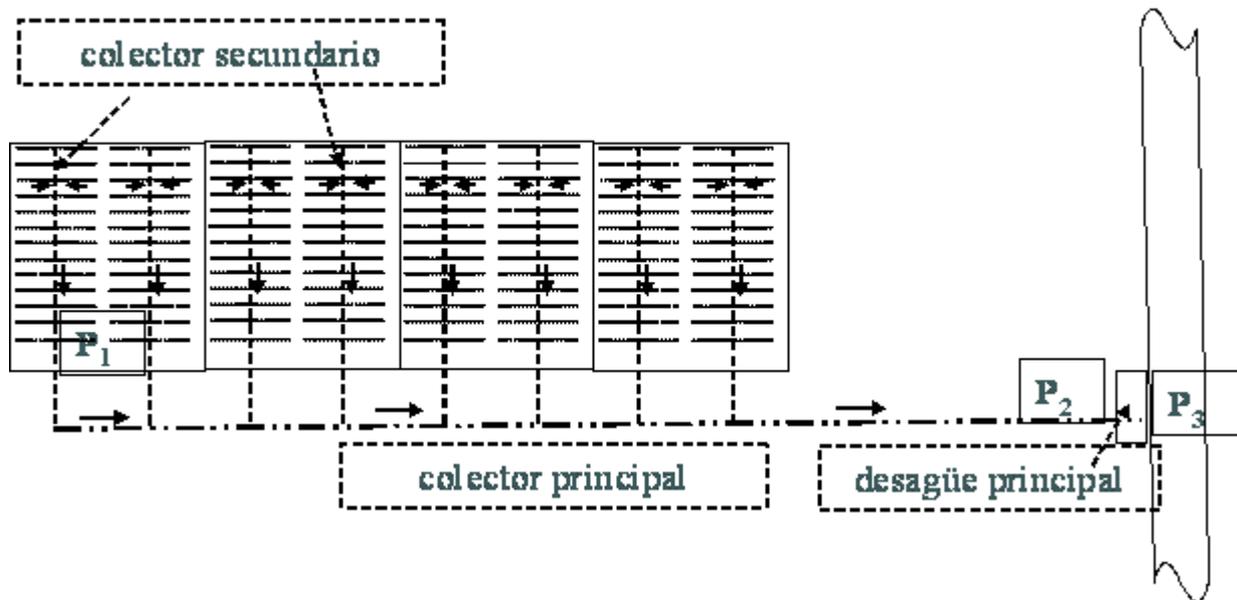


Figura 8. Sistema de avenamiento compuesto.

La profundidad del dren suele situarse entre 0,9-1,2 m. Una mayor profundidad no es aconsejable por las razones apuntadas en el 1º y último puntos citados anteriormente. Si los drenes se instalan a menores profundidades, se corre el riesgo de que puedan quedar obstruidos por la intrusión de raíces, por lo que se recomienda como mínimo una  $p=0,75\text{m}$ .

Una vez fijada la profundidad del dren, se elige, entre los posibles, su separación  $L$ . Dentro de este rango, se selecciona de antemano unas separaciones estándar. La relación entre ellas varía de 1,25 a 1,5. Tiene poco sentido hacer incrementos muy pequeños pues el proceso de determinación de  $L$  está afectado por numerosas incertidumbres e imprecisiones. Por ejemplo, dado un intervalo de separación calculado entre 18 a 85 m unos valores prácticos de separación estándar, si no se consideran los valores extremos, serían: 20-25-30-40-50-60-80 o 20-30-45-60-80 m.

En áreas de avenamiento extensas, la variabilidad de  $K$  puede ser apreciable por lo que la superficie deberá ser dividida en superficies más pequeñas y calcular la separación entre drenes  $L$  más adecuada a cada una de ellas. Un tamaño apropiado puede ser el correspondiente a un colector.

#### *Diámetros de drenes y cálculo de las pendientes de su trazado*

El cálculo hidráulico del sistema (selección de pendientes motrices  $I$  y diámetros del dren  $d_d$ ) precisa partir del valor del coeficiente de avenamiento  $q$ , que no siempre coincide con el valor utilizado en las ecuaciones para calcular  $L$ . En situaciones de régimen permanente  $L$  se calcula a partir de la relación entre  $q$  y la carga hidráulica en un punto situado a una distancia igual a la separación media entre drenes  $q/h$ . Ésta relación, generalmente, se determina a partir de valores medios mensuales o correspondientes a un periodo concreto. El valor del caudal de los drenes se calcula tomando el valor que le corresponde, con una frecuencia pequeña, al caudal "pico" ocurrido durante un periodo corto de tiempo, i.e. 10 d. Con este criterio el NF, de forma accidental, puede ser mayor que el de proyecto y en consecuencia el caudal hacia los drenes será mayor. Se trata de evitar que el caudal de proyecto se supere pocas veces durante el periodo en el que se produce el avenamiento.

Si se tiene un dren muy largo, resulta económico aumentar el diámetro del dren en la dirección del flujo conforme aumenta el caudal. El procedimiento a seguir consiste en seleccionar tres posibles diámetros comerciales y calcular para cada uno de ellos su longitud máxima. El valor determinado

suele reducirse por un factor: 0,85 ó 0,75 cuando se usan dos ó tres diámetros, respectivamente. Estos factores tienen en cuenta las mayores pérdidas de carga producidas en el tramo con menor diámetro.

En áreas con topografía irregular se deberá considerar una pendiente máxima permitida que viene condicionada por la velocidad máxima de la corriente  $U_{\max}$ , en el caso de drenes de hormigón  $U_{\max}=1,5$  m/s.

Las pendientes máximas deberán ser consideradas en los colectores. Cuando la topografía aconseje un trazado con pendientes máximas, se colocarán cajas disipadoras de energía. Especial cuidado debe prestarse a la transición entre una pendiente acusada a otra más suave dado que en ella puede desarrollarse presiones altas al menos que la velocidad de la corriente aguas arriba sea controlada.

### *Colocación de los drenes*

Se denomina sistema de avenamiento singular cuando cada dren descarga a un colector abierto y sistema compuesto, cuando descarga en una tubería que a su vez desagua a un dren principal abierto. El sistema de colectores puede, a su vez, componerse por un colector principal y subcolectores.

Cuando solamente parte de la superficie va a ser avenada, la colocación de los drenes es aleatoria. En estos casos suele utilizarse el sistema compuesto. La colocación de los drenes es uniforme. Cuando se avena toda la superficie los drenes suelen colocarse en forma de emparrillado (el ángulo de unión entre el dren y el colector es recto) o espina de pescado (el ángulo de unión entre el dren y el colector es agudo). En este último el sistema puede ser singular o compuesto. La selección entre una disposición u otra será función de la pérdida de carga, coste y posibles preferencias. El coste de inversión del sistema compuesto es mayor que el del singular. En las uniones entre los drenes y colectores se debe de colocar una serie de obras que permitan su inspección. Sin embargo, el coste de mantenimiento es menor en el sistema compuesto, las zanjas requieren un mantenimiento entre una o dos veces al año mientras que los colectores es de una vez cada 5 o 10 años.

La elección de un sistema singular en comparación con otro compuesto significa un entramado mayor de colectores abiertos (con una separación máxima de 500 m) cuyas desventajas más importantes son: la pérdida de superficie útil, la interferencia con el sistema de riego y la división de la superficie en franjas más pequeñas por lo que las labores de mecanización y mantenimiento se dificultan. Entre sus ventajas destaca la toma de agua directamente del dren. Los drenes abiertos sin embargo son adecuados para el avenamiento superficial en zonas con precipitaciones acusadas.

Por otra parte, los colectores abiertos producen una menor pérdida de carga (aproximadamente  $I=0,00015$ ) que los cerrados (aproximadamente  $I=0,0005$ ). Si la superficie es horizontal, el agua avenada suele bombearse, por lo que a mayor profundidad del NF mayor será el coste del sistema.

En áreas llanas situadas en climas moderados suelen existir una red de canales que pueden ser utilizados como colectores del proyecto de avenamiento. En tales casos se suele elegir el sistema singular. Por otra parte, este sistema tiene muchos puntos de desagüe vulnerables a daños mecánicos pero su mantenimiento es más fácil que el otro. El coste de instalación es menor que el de colectores cerrados pero el coste de mantenimiento es mucho mayor. En zonas bajas deberemos de considerar el coste del sistema principal de avenamiento y del de bombeo.

En áreas regables con compleja infraestructura de canales de riego y carreteras es preferible el sistema compuesto pues los colectores abiertos producirían demasiadas interferencias. Los sistemas singulares con colectores abiertos son adecuados en zonas donde se cambia la infraestructura o en

áreas que van a ser mejoradas. En resumen, la instalación de sistemas singulares se aconseja en zonas llanas con clima moderado y, ocasionalmente, en zonas áridas con riego. La instalación de sistemas compuestos se deja para zonas con pendiente y zonas áridas con riego.

#### *Trazado del sistema de avenamiento*

En el trazado del sistema se tendrá en cuenta la topografía de la zona y la infraestructura existente. Se debe conseguir una misma profundidad del NF en toda la superficie avenada. En condiciones con topografía irregular, el dren se situará, siempre que sea posible, en las zonas más bajas. El colector se colocará en los puntos más bajos a lo largo del valle. En zonas con pendiente uniforme (con contornos paralelos y equidistantes) el colector se instalará en la dirección de la pendiente principal mientras que los drenes en el terreno se colocan, aproximadamente, paralelas a las líneas de contorno. Otras alternativas son: colocar los drenes en el terreno siguiendo la pendiente natural del mismo y el colector paralelo a las líneas de contorno y colocar tanto drenes como colectores formando un ángulo con las líneas de contorno. La mayor desventaja de estas últimas es que los drenes del terreno se encuentran en uno de los lados del colector (no en los dos como en la otra alternativa). Por lo que la longitud del colector es mayor y, consecuentemente, su coste también lo es y sólo son alternativas viables en ciertas ocasiones.

Respecto de la infraestructura, se deben de respetar los límites de cada explotación agrícola y, en la medida de lo posible, no interferir con carreteras o canales previos al sistema de avenamiento.

#### *Colocación de materiales envolventes*

El material de las tuberías de avenamiento suele ser de plástico corrugado dado el menor peso y la mayor facilidad en el transporte lo que abarata su coste y facilita su colocación. Las tuberías se disponen sobre una zanja recubierta de un material envolvente que cumple varios objetivos: evitar el desplazamiento vertical de la tubería, proporcionar soporte mecánico, disminuir las pérdidas de carga a la entrada en el dren  $hf_e$ , estabilizar el suelo y retener partículas pequeñas que puedan obstruir la tubería.

La  $hf_e$  variará con la superficie perforada de tubería y con el espesor del material envolvente. Según la normativa ISO/TC138 se requiere una proporción de aberturas mínima de  $800 \text{ mm}^2/\text{m}$ . En general los tubos corrugados tienen aberturas de 5 mm de largo con un ancho comprendido entre 0,5-2 mm. La superficie de tubería correspondiente a las aberturas es del 1-2%.

La decisión de colocar materiales envolventes alrededor del dren dependerá de las características del suelo y de la experiencia local. Para ayudar en la toma de decisiones se ha desarrollado el índice *gradiente hidráulico de rotura* que se relaciona con  $K$  y con un índice de plasticidad del suelo  $PI$  por medio de fórmulas empíricas. La estabilidad del suelo suele expresarse a partir del coeficiente de uniformidad  $Cu = d_{60}/d_{10}$

Los suelos que no requieren envolvente filtrante son:

- Los arcillosos con un contenido en arcilla superior al 60% y  $K > 0,1 \text{ m/d}$ .
- Los arcillosos con un porcentaje de arcilla superior a 25-30% en climas húmedos.
- suelos con  $Cu > 15$
- Suelos con un  $PI \geq 2$ .
- Suelos sueltos con un 90% de partículas de tamaño más grande que las perforaciones del dren.

El material envolvente se clasifica en: granular (grava o arena ó combinación de ambas), orgánicos (fibra de coco), sintéticos. Los criterios y recomendaciones para su selección son numerosos y en la mayoría de los casos basados en la experiencia.

### *Instalación de estaciones de bombeo*

En zonas con una profundidad de drenes grande y en suelos con horizontes arenosos es difícil colocar y mantener drenes abiertos a la profundidad requerida para avenar el caudal de proyecto. En estos casos se pueden colocar pequeñas estaciones elevadoras a la salida del colector. El colector desagua en un pequeño depósito una capacidad de pocos m<sup>3</sup> desde donde el agua se bombeada hacia el dren principal abierto y poco profundo. Las bombas más usadas son eléctricas con control automático de marcha y parada fijadas en función del nivel del agua en el depósito.

## **8.2. Cálculo hidráulico del sistema de avenamiento**

El caudal  $Q$  que circula a lo largo del dren se calcula como:

$$Q = q \omega = q L_d B \quad [26]$$

donde:  $\omega$  (L<sup>2</sup>) es la superficie a avenar;  $q$  (LT<sup>-1</sup>) es el coeficiente de avenamiento;  $B$  (L) es la anchura de la superficie avenada por cada dren (suele coincidir con la separación entre drenes) y  $L_d$  (L) es la longitud del dren.

En el cálculo hidráulico del sistema de avenamiento se debe elegir la expresión de pérdidas de carga a utilizar y estimar el gradiente hidráulico disponible y la pendiente de los drenes (ambos no tienen por qué coincidir). Se debe de determinar, también, la aspereza del material del dren y aplicar un coeficiente de seguridad que considere la reducción de la capacidad conductora del dren ocasionada por factores tales como: sedimentación, intrusión de raíces, pérdida de la alineación de los drenes etc.

En situaciones de régimen permanente la expresión de pérdidas de carga más utilizada es la ec. de Manning que corresponden al régimen de turbulencia completa. En el SI de unidades y para el caso de drenes llenos se expresa por:

$$Q = 0,312 \frac{1}{n} d^{2,67} I^{0,5} \quad [27]$$

La ecuación anterior puede escribirse como:

$$I = 10,3 n^2 Q^2 d^{-5,33} \quad [27']$$

Los drenes se proyectan con la sección llena aunque la máxima capacidad de conducción se corresponde con una altura de agua ligeramente por debajo de dicha sección. La ec. de Manning es válida para un movimiento uniforme donde la pendiente motriz coincide con la pendiente del terreno sin embargo, en el dren el movimiento es variado: la altura del agua aumenta en el sentido del flujo y el gradiente hidráulico varía desde un valor 0, en cabeza del dren, hasta su valor máximo en el punto de desagüe (ver Fig.9).

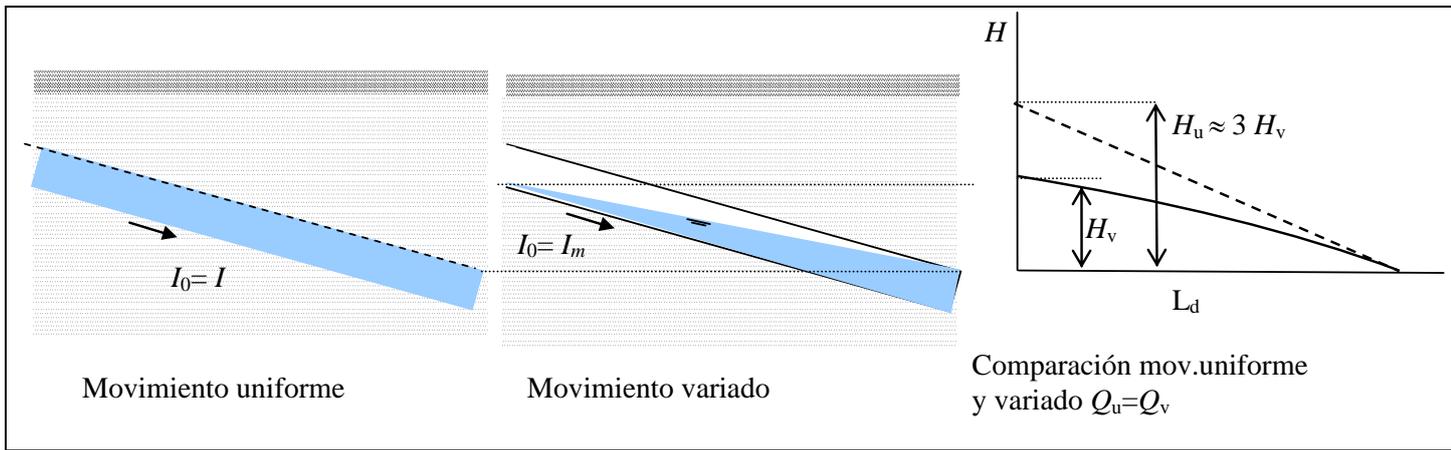


Figura 9. Movimiento del agua en el dren.

El caudal que atraviesa un punto situado una distancia  $x$  de cabeza del dren es:

$$Q_x = qBx \quad [28]$$

Y su gradiente hidráulico  $I = \frac{dh}{dx}$ . Por tanto sustituyendo las ecuaciones anteriores en la de Manning y reorganizando se obtiene:

$$I = \frac{dh}{dx} = 10,3n^2 d^{-5,33} (qBx)^2 = Fq^2 B^2 x^2 \quad [29]$$

donde:  $x$  (L) es la distancia medida desde cabeza del dren y  $F = 10,3 n^2 d^{5,33}$ .

Integrando la ec. (29) entre los límites  $x = 0, h = 0$  y  $x = L_d, h = h_L$  se llega a:

$$h_L = \frac{1}{3} F q^2 L_d^3 B^2 \quad [30]$$

El valor medio del gradiente  $I_m$  es:

$$I_m = \frac{h_L}{L_d} = \frac{1}{3} F \left( L_d B^2 \right) = \frac{10,3}{3} n^2 d^{-5,33} \left( L_d B^2 \right) \quad [31]$$

Para un mismo  $Q$  en régimen uniforme y variado, se observa que  $I = 3 I_m$  (comparar ecs. (27') y (31)). Para un mismo gradiente en las dos situaciones ( $h = h_L$ ) y dado que  $Q \approx I^{0,5}$  se obtiene:

$$Q_d = \sqrt{3} Q = \frac{0,54}{n} d^{-2,67} I^{0,5} \quad [32]$$

La ec. (32) se corresponde con la ec. Manning en régimen variado. Se observa que, para una misma pérdida de carga, la capacidad de transporte del dren en régimen variado es  $3^{0,5}$  veces mayor que en régimen uniforme. En el cálculo hidráulico se puede utilizar la ec. (27) en régimen uniforme y dividirla por un coeficiente de  $1/\sqrt{3}$ , aproximadamente el 58%, ó la ec. (32), en régimen variado y multiplicarla por el factor de seguridad elegido.

#### Gradiente hidráulico y pendiente

Aunque se pueden colocar los drenes horizontales en la práctica se suelen tender con una ligera pendiente descendente. Así, se disminuye el riesgo de estancamiento del agua en algún punto del

dren y por lo tanto se disminuye, también, la probabilidad de sedimentación de las partículas sólidas suspendidas. Asimismo, el riesgo de contar con puntos altos donde se acumule el aire y pueda restringir el flujo es menor. El trazado sigue la pendiente del terreno y se mantiene la misma profundidad del dren en toda su longitud.

En el proyecto se supone que el gradiente hidráulico es paralelo al trazado del dren por lo que con el caudal avenado no se debería producir sobrepresión en cabeza del dren.

El caudal del dren  $Q$  se determina a partir del gradiente, no de la pendiente del trazado. Con un gradiente mayor (implica una mayor pendiente) se obtienen diámetros más pequeños (menor coste de inversión), sin sobrepasar una velocidad máxima del agua. Sin embargo, en la práctica su aplicación es difícil, ya que el nivel del agua a la cabeza del dren viene fijado por criterios agrícolas y en cola, por el nivel del agua en el colector. Las pendientes usuales en el trazado de los drenes en áreas llanas son de 0,001 en los drenes y del 0,003 a 0,001 para colectores.

#### *Coefficiente de aspereza del material*

Se suele incluir en el valor de  $n$ , si se utiliza la ecuación de Manning, ó en el factor de fricción  $f$ , caso de utilizar la expresión de pérdidas de carga de Darcy-Weisbach. En tuberías corrugadas, el valor de  $n$  dependerá de la forma del corrugado y del calado del agua en el dren. El valor de  $f$  depende del número de Reynolds  $R$  y de la aspereza del material  $k$ . A partir de  $R > 10^5$  los valores de  $f$  y de  $n$  son constantes. Comparando las expresiones de Manning y Darcy-Weisbach, supuesto que se ocupa toda la sección de la tubería, se cumple:

$$n = 0,09 d^{1/6} f^{0,5} \quad [33]$$

donde:  $d$  (L) es el diámetro interno de la tubería corrugada.

Se cumple también la siguiente relación:

$$n = 0,015 + 0,02d - 0,013d^2 \quad [34]$$

#### *Coefficiente de seguridad*

El caudal que circula por el dren disminuirá en el tiempo debido a la sedimentación de sustancias suspendidas en el agua y la precipitación química e intrusión de raíces. Cuando el porcentaje de sedimentación alcanza un valor excesivo, el dren debe de limpiarse. La reducción en la capacidad de transporte permitida debe ser fijada por el proyectista. En el proyecto esta reducción de la capacidad de avenamiento se introduce utilizando un coeficiente de seguridad. Un procedimiento usual es reducir la capacidad de transporte con un factor reductor  $R$  dependiente del diámetro del dren. Con pequeños diámetros ( $d < 100$  mm)  $R = 0,6$  y con diámetros grandes ( $d > 100$  mm)  $R = 0,75$ .

Los valores anteriores se eligen con base en las consideraciones siguientes: los drenes del terreno son más susceptibles a la sedimentación que los colectores, en los diámetros pequeños una pequeña cantidad de sedimentos ocupa mayor porcentaje de la sección del dren que en los diámetros grandes. Generalmente, se suele dividir el caudal por el factor  $R$  antes de elegir el diámetro del dren.

Otra forma de introducir un coeficiente de seguridad es utilizar diferentes criterios de avenamiento  $q/h$  para drenes y colectores. Se suele aplicar mayores coeficientes de seguridad en colectores puesto que si les ocurriese algún incidente afectaría a una superficie mayor que en el caso del dren.

Sin embargo, es recomendable aplicar el coeficiente de seguridad en el cálculo hidráulico antes que aumentar  $q$ . El coeficiente de avenamiento  $q$  debiera reflejar, sin ser afectado por ningún coeficiente, el exceso de agua a avenar.

En resumen, supuesto que la sección del dren va completamente llena, se puede utilizar la ec. (32) con un factor reductor  $R=0,6$  o la ec. (27') sin aplicar coeficiente reductor. Es más aconsejable esta última opción. El uso de la ecuación de Manning lleva implícito una reducción con un  $R=0,58$  que correspondería a un dren que no va lleno en toda su longitud. En colectores el caudal de proyecto debe de dividirse por un factor  $R= 0,50-0,75$  y se calcula con la ecuación de Manning. Se supone que los colectores no van perforados. Si los colectores están perforados se debe considerar el caudal en cabeza del colector.

## 9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Stuyt L.C.P.M, W. Dierickx y J. Martínez Beltran. 2000. "Materials for Subsurface Land Drainage Systems". Irrigation and Drainage Paper n° 60. FAO. Ed. Roma.
- Kirkham, D. y W.L. Powers. 1972. Physical artificics for solving flow problems. En: "Advances of soil physics" Wiley and Sons Inc. pgs: 85-137. USA.
- Klute, A. (ed.). 1986. Methods of Soil Analysis.Part 1: Physical and Minerological Methods. SSSA Book Series: 5. 2ª ed. Capítulos 28, 29, 20 y 31. USA.
- Koher, A; K.C. Abbaspour; M. Fritsch y R. Schulin. 2001. Functional relationship to describe drains with entrance resistance. *J. Irrg. Drain. Eng.* Vol. 127: 355-362.
- Losada. A. 1974. Sanamientos de terrenos. En: "Apuntes de Hidráulica II". Servicio de publicaciones de la E.T.S.I.A de Córdoba.
- Luthin, J.N. 1967. Drenaje de Tierras Agrícolas. Limusa-Wiley, México.
- Nijland, H.J., F.W. Croon y H.P. Ritzema.2005. Subsurface Drainage Practices. Guidelines for the implementation, operation and maintenance of subsurface pipe drainage systems.ILRI Publication 60. Alterra Ed. Wageningen.
- Ritzema, H.P. (ed.). 1994. Drainage Principles and Applications. ILRI Publication 16. 2ª ed. Capítulos: 8, 12, 15, 17,18,19, 21 y 22. The Netherlands.
- Smedema, L.K, W.F. Vlotman y D. W. Rycroft. 2004. Modern land Drainage. Planning, Design and Management of Africultural Drainage Systems. Balkema Ed. Leiden.
- U.S. Department of the Interior. 1993. Drainage manual. A Water Resources Technical Publication. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. USA
- Zaradny, H.1993. Water flow to drainage. En : "Groundwater flow in saturated and unsaturated soil" Balkema Ed. pgs:180-208. The Netherlands.

## 10. LISTA DE SÍMBOLOS UTILIZADOS

Dimensión

a:	Factor geométrico de resistencia,	-
B:	Anchura de la superficie avenada,	L
b:	Anchura de la superficie avenada por el dren; anchura de la zanja,	L
D:	Distancia desde el dren a la capa impermeable; Altura del agua en el dren,	L
d:	Distancia equivalente,	L
F ;	Coeficiente de seguridad,	-
f:	Factor de rozamiento,	
H:	Potencial hidráulico,	L
h:	Altura del nivel freático,	L
h <sub>e</sub> :	Pérdida de carga producida por la entrada de agua en el dren,	L
I:	Intensidad de recarga del acuífero; Pendiente motriz,	LT <sup>-1</sup> ; [-]

K:	Conductividad hidráulica,	$LT^{-1}$
k:	Aspereza del material del dren,	L
L:	Separación entre drenes,	L
m	Altura del material envolvente por encima del dren,	L
P:	Perímetro mojado,	L
p:	Profundidad del dren,	L
Q:	Caudal del dren,	$L^2T^{-1}$
q:	Caudal por unidad de ancho,	$L^3 T^{-1}$
R:	Factor reductor,	-
r:	Radio del dren,	L
t:	Tiempo,	T
U:	Velocidad,	$LT^{-1}$
x :	Distancia horizontal,	-
y :	Distancia vertical,	-
$\alpha$ :	Factor de reacción ,	-
$\omega$ :	Sección transversal y	$L^2$
$\nabla$ :	Gradiente.	-

*Subíndices:*

b:	Inferior,
d:	Drenaje,
h:	Horizontal
m:	Valor medio,
max:	Valor máximo,
r:	Valor inicial,
t:	Radial,
v:	Superior,
x:	Vertical y
	Distancia horizontal.