

EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS ELEMENTOS DE DISEÑO



EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS ELEMENTOS DE DISEÑO

Freddy Carlos Gavilánez Luna

DATOS DE CATALOGACIÓN

Autor: Freddy Carlos Gavilánez Luna; Universidad Agraria del Ecuador

Revisores Académicos: Aldo José Loqui Sánchez; Docente de la Universidad Estatal de Guayaquil; Guayaquil, Ecuador; aldo_loqui@hotmail.com / Augusto Rafael Fienco Bacusoy; Docente de la Universidad Estatal del Sur de Manabí; Jipijapa, Ecuador; fitosanitario.fienco@gmail.com

Corrector de estilo: Lic. Marcelo Acuña Cifuentes

Título: El drenaje agrícola y sus elementos de diseño

Descriptores:

Código UNESCO: 3102 Ingeniería Agrícola; 3102.02 Drenajes

Clasificación Decimal Dewey/Cutter: 630/G244

Área: Ciencia Agrícola

Edición: 1^{era}

ISBN: 978-9942-826-38-1

Editorial: Mawil Publicaciones de Ecuador, 2020

Ciudad, País: Quito, Ecuador

Formato: 148 x 210 mm.

Páginas: 210

Licencia: Atribución-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-SA 4.0)

DOI: <https://doi.org/10.26820/978-9942-826-38-1>



Texto para docentes y estudiantes universitarios

El proyecto didáctico **El drenaje agrícola y sus elementos de diseño**, es una obra escrita por el autor y publicada por MAWIL; publicación revisada por el equipo profesional y editorial siguiendo los lineamientos y estructuras establecidos por el departamento de publicaciones de MAWIL de New Jersey

© Reservados todos los derechos. La reproducción parcial o total queda estrictamente prohibida, sin la autorización expresa de los autores, bajo sanciones establecidas en las leyes, por cualquier medio o procedimiento.

Director Académico: PhD. Jose María Lalama Aguirre

Dirección Central MAWIL: Office 18 Center Avenue Caldwell; New Jersey # 07006

Gerencia Editorial MAWIL-Ecuador: Mg. Vanessa Pamela Quishpe Morocho

Editor de Arte y Diseño: Lic. Eduardo Flores, Arq. Alfredo Díaz

CONTENIDO

Prólogo	v
Agradecimiento y dedicatoria	viii

CAPÍTULO I

EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS CARACTERÍSTICAS

Conceptualización del drenaje agrícola	10
Drenaje superficial	10
Drenaje subterráneo	11
Beneficios del drenaje agrícola	12
Problemas que pueden ocasionar las obras de drenaje agrícola	13
Diferencias entre las obras de drenaje superficial y subterráneo	13
Origen de los problemas de drenaje	14
Drenaje en zonas húmedas	15
Drenaje en zonas áridas	16
La salinidad y su relación con el drenaje	16
Sistemas de drenaje	23

CAPÍTULO II

PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO RELACIONADAS CON EL DRENAJE

Textura	27
Estructura	29
Densidad aparente	29
Densidad real	31
Porosidad	32
Valores pF	33
Puntos de característica hídrica de los suelos	33
Agua disponible para las plantas	35
Potencial del agua en el suelo	40
Fuerzas de retención del agua en el suelo	41
Curvas de retención de humedad	43
Contenido de aire del suelo	43
Porosidad drenable	44
Infiltración	47
Métodos para determinar la infiltración del suelo	51
Transmisividad	60
Ascenso capilar	61

CAPÍTULO III

CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA: ELEMENTOS Y FUNDAMENTOS RELACIONADOS

Movimiento de agua en zona saturada	64
Ley de Darcy	64
Capa impermeable y los acuíferos	69

Profundidad del nivel freático	70
Recarga de la freática	74
Conductividad hidráulica	75
Métodos de laboratorio para determinar la conductividad hidráulica	80
Métodos de campo para determinar la conductividad hidráulica	87
Número de pruebas de conductividad hidráulica para los diseños de drenaje	107
Definiciones deducidas a partir de la conductividad hidráulica	109
CAPÍTULO IV	
ESTUDIOS PARA IDENTIFICAR LOS PROBLEMAS DE DRENAJE	110
Características asociadas a los problemas de drenaje	111
Pozos de observación	113
Isolíneas de niveles freáticos	116
Isolíneas de profundidad de la freática	117
Isolíneas de niveles piezométricos	119
Piezómetro	121
Hidrogramas de niveles freáticos	123
CAPÍTULO V	
DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE SUBTERRÁNEO	125
Parámetros de diseño de los sistemas de drenaje subterráneo	126
Espaciamiento entre los drenes	126
Fórmulas considerando flujo permanente	127
Fórmulas considerando flujo no permanente	144
Caudal en las tuberías de los drenes subterráneos	150
Diámetros de las tuberías	153
Control de la sedimentación en las tuberías	155
Profundidad de los drenes	158
Drenaje en zonas áridas	160
CAPÍTULO VI	
DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL	161
Componentes del diseño de drenaje superficial	162
Componente agronómico: tiempo de drenaje de los cultivos	162
Componente hidrológico: relación lluvia - escorrentía	165
Componente hidráulico: diseño de los canales de drenaje	180
Caudal de diseño de las estructuras de derivación	196
Método racional	196
CAPÍTULO VII	
DRENAJE POR BOMBEO	201
Aplicabilidad del drenaje por bombeo	202
Ventajas que ofrece el drenaje por bombeo	202
Limitaciones que presenta el drenaje por bombeo	203

Caudal extraído de los pozos de bombeo	203
Distancia entre pozos	206
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	208

PRÓLOGO

La actual agricultura desde hace tiempo dejó de desarrollarse sobre criterios de analogía nómada que se fundamentaron sobre la conveniencia de escoger continuamente las áreas potencialmente agrícolas para cultivarlas. El crecimiento exponencial demográfico de la población exige condiciones rigurosas respecto del uso de la tierra que no dejan espacio a la verificación de aptitud de un suelo. Bajo esta visión, el agricultor debe adaptarse a la situación del ambiente para llevar a cabo sus cultivos. Esta situación está gobernada por distintos factores que son fundamentales en la productividad de una tierra, entre los cuales uno de los más importantes es el drenaje agrícola, una actividad que desde una perspectiva empírica puede parecer fácil, pero con los fundamentos técnico-científicos que la hacen eficiente, es relativamente compleja.

El drenaje de las tierras agrícolas, a pesar de ser un factor complementario y necesario a las obras de riego, generalmente no es considerado al momento de adecuar una tierra para el desarrollo de cultivos. Esta acción incompleta del manejo del agua en un predio agrícola incide para que existan limitantes en la obtención de buenas cosechas y que estas sean continuas en una zona determinada. Áreas sin sistemas de drenaje en zonas húmedas sólo pueden ser cultivadas en épocas secas, en donde los excesos de agua eliminan la posibilidad de utilizar estas tierras en épocas lluviosas. En contraste, la falta de estos sistemas de drenaje en zonas áridas ha ocasionado que tierras potencialmente productivas queden obsoletas debido a las concentraciones relativamente importantes de sales que se adicionan y/o alteran con el agua de riego o de forma indirecta con las lluvias esporádicas, todo lo cual termina elevando repentinamente el nivel freático salobre, y que al no tener por donde evacuar crean problemas osmóticos y fitotóxicos que complican el normal desarrollo de las plantas.

En el Ecuador, los problemas debido a la falta de sistemas de drenaje agrícola desde hace tiempo han restringido el desarrollo total de áreas importantes que podrían servir para cultivar. Los problemas por exceso de agua básicamente se concentran en las provincias del Guayas y Los Ríos, propiciando en algunas zonas que la agricultura sea una actividad selectiva de tierras agrícolas y de desarrollo estacional, en donde sólo se cultivan plantas de ciclo corto bajo un régimen de riego. Por otro lado, según el Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca [MAGAP], en su Plan Nacional de Riego y Drenaje 2012 – 2017, menciona que se han detectado problemas de salinidad en áreas agrícolas de Santa Elena, Loja (Catamayo) e Imbabura (Salinas de Ibarra) por la falta de adecuados sistemas de drenaje.

En forma alterna, las metodologías que son aplicables al diseño de los sistemas de drenaje agrícola sólo permiten tener resultados aproximados debido a que los factores involucrados (lluvia, suelo y cultivo) son muy variables en el espacio y en el tiempo. Sin embargo, seleccionar la alternativa adecuada para un problema específico va a depender de manera sustancial del nivel de formación y del conocimiento que tenga el técnico agrícola.

El proyecto de todo un sistema de drenaje inicia con la determinación de la lluvia de diseño, un parámetro que es difícil de establecerlo en forma específica debido a lo estocástico de los volúmenes de precipitación cuya variabilidad se hace evidente en el comportamiento de los datos de un registro histórico seleccionado. Esta incertidumbre respecto de la cantidad de lluvia con la cual se diseña una obra, cuya magnitud se enmarca dentro de un

término definido como tiempo de retorno, hace que la obra ya construida esté expuesta a una alta probabilidad de falla.

Asimismo, las múltiples variables influyentes en un suelo respecto de su capacidad para drenar o para permitir el flujo del agua a través de él, no dejan otra opción que idealizar ciertas condiciones con el fin de establecer un comportamiento hidrodinámico de forma aproximada, haciendo también que los elementos de diseño tengan cierto nivel de inseguridad. Uno de estos elementos es el espacio entre drenes, cuyo distanciamiento está en función del tipo de cultivo, de factores edáficos e inclusive geológicos; dentro de los cuales destaca la conductividad hidráulica que, por más que se utilicen métodos aplicados con el mayor rigor posible y apegados a la realidad de las circunstancias, siempre se definirá con valores carentes de precisión y aun de exactitud, ya que su variabilidad si bien cambia espacialmente también lo hace temporalmente.

El uso de los fundamentos teóricos de la hidráulica aplicados al drenaje, ayudados por herramientas matemáticas como el cálculo diferencial, han permitido arribar a varias propuestas metodológicas que deben entenderse a plenitud para solucionar un problema. Propuestas como la de Hooghoudt que, a pesar de que se desarrollan bajo condiciones supuestas como el hecho de dar por cierto que el flujo de agua subterránea es permanente, es una alternativa muy utilizada en el diseño de drenaje sub-superficial. En consecuencia, los pocos textos que se han escrito sobre esta temática se han desarrollado dentro de un lenguaje que reviste cierta complejidad al momento de adquirir el conocimiento que tratan de difundir, situación que incluso causa que algunos técnicos agrónomos sientan cierta aversión en el manejo de un elemento que es fundamental en la productividad agrícola en las zonas húmedas, y de forma inverosímil, también en las zonas áridas.

Bajo el contexto mencionado, esta obra se ha escrito tratando de darle sentido pragmático y fácil entendimiento a través de una redacción inteligible en cada una de las temáticas que en él se describen sobre el drenaje agrícola, detallando los conceptos de forma teórica e ilustraciones gráficas con el propósito de que pueda ser utilizado desde el estudiante de grado de la agronomía hasta los de posgrado, así como los técnicos agrícolas involucrados con el riego y drenaje de los cultivos. Además, se ha tratado de reforzar ciertos criterios más complicados con ejemplos de aplicación. Se ha estructurado en siete capítulos, describiendo cada temática en forma ordenada hasta llegar al detalle de los aspectos y cálculos para diseñar los sistemas de drenaje agrícola.

En el capítulo uno se empieza describiendo la parte conceptual del drenaje agrícola a través de sus características, sus ventajas y las limitaciones; así como su relación con la salinidad del suelo. Las propiedades físicas de los suelos relacionadas con el drenaje en donde se detalla, por ejemplo, un parámetro importante como la infiltración, es el componente que se describe en el capítulo dos. Subsecuentemente, en el capítulo tres se explica sobre la conductividad hidráulica, así como los elementos que influyen sobre ésta y los métodos para su determinación. Complementariamente, en el capítulo cuatro se hace una descripción de los principales estudios para identificar los problemas de excesos de agua como también para la realización de los diseños de drenaje agrícola, exponiendo sobre herramientas tan importantes como los pozos de observación y los piezómetros.

En los capítulos cinco y seis se indican los factores y metodologías de cálculo de parámetros para el diseño de drenaje subterráneo y superficial, respectivamente. En el

primer caso se detallan las fórmulas para calcular la distancia entre drenes, las profundidades de éstos, los diámetros de las tuberías, sus materiales envolventes y demás complementos de diseño. En lo concerniente al diseño de drenaje superficial se ha tratado de abarcar todos los aspectos comprendidos en los tres componentes de proyecto: agronómico, hidrológico e hidráulico; explicando detalladamente temas como el tiempo de drenaje de los cultivos, el método del número de curva para estimar la escorrentía y la relación del 20 – 40 para dimensionar los drenes colectores. Además, en este capítulo también se trata sobre el método racional, que es la alternativa para el diseño de ciertas estructuras de derivación en las obras de drenaje. El texto termina con el capítulo siete, en donde se expone en forma breve sobre la alternativa del drenaje por bombeo.

EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS ELEMENTOS DE DISEÑO es un texto que lo he escrito, tal como lo menciono anteriormente, tratando de utilizar un lenguaje con la mayor sencillez posible; pues como agrónomo, orientado a la ingeniería agrícola, he podido palpar la gran complejidad que presentan los pocos textos que sobre drenaje agrícola se han publicado. Queda entonces a disposición de ustedes esta humilde obra, que aspiro sea de gran ayuda para el estudiante de la ingeniería agrícola y de los técnicos que se inician como diseñadores de los sistemas de drenaje.

Freddy Gavilánez Luna

“Enseñarás a volar, pero no volarán tu vuelo. Enseñarás a soñar, pero no soñarán tu sueño. Enseñarás a vivir, pero no vivirán tu vida. Sin embargo, en cada vuelo, en cada vida, en cada sueño, perdurará siempre la huella del camino enseñado.”

Madre Teresa de Calcuta

AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA

Quiero dejar constancia de mi agradecimiento a la Universidad Agraria del Ecuador, específicamente a la Facultad de Ciencias Agrarias. Alma máter donde me formé como ingeniero y en donde tuve el gran honor de recibir enseñanzas de extraordinarios profesores del área de la ingeniería agrícola; a la cual hoy también trato de retribuirle la doctrina tecno-científica recibida, a través de mis enseñanzas.

Un agradecimiento especial a mi esposa Betty y a mis hijos, Samantha e Isaac. Después de Dios, sin el apoyo incondicional de ellos, no hubiese sido posible escribir este libro. A ellos dedico esta obra.

“La ciencia, mi muchacho, está compuesta de errores, pero son errores que es útil cometer porque conducen poco a poco a la verdad”

Julio Verne

CAPÍTULO I

EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS CARACTERÍSTICAS

La actividad del drenaje agrícola es un factor determinante al momento de adecuar un área para la realización de la agricultura. Los fundamentos, las características de las alternativas existentes, las ventajas y desventajas de esta actividad son elementos conceptuales de conocimiento muy importantes, pues permitirán focalizar una metodología de drenaje que esté en concordancia con el problema identificado en el área de un proyecto. Esta parte conceptual es la que se trata de explicar en este capítulo inicial del texto.

1.1. CONCEPTUALIZACIÓN DEL DRENAJE AGRÍCOLA

El drenaje de tierras dedicadas a la agricultura, en todo su contexto, consiste en evacuar los excesos de aguas superficiales y los del perfil del suelo en un tiempo razonable de tal forma que los rendimientos de los cultivos no se afecten, utilizando para ello un sistema de canales que pudieran estar apoyados por drenes subterráneos adecuadamente diseñados. En esa evacuación de los excesos de agua, un sistema de drenaje puede cumplir con una función secundaria de eliminar concentraciones salinas del suelo que son perjudiciales a los cultivos, situación que constituye un problema en zonas secas o áridas en donde la construcción de los drenes prácticamente está prevista para este último propósito.

Otras definiciones mencionan que el drenaje de tierras agrícolas consiste en un conjunto de técnicas que permiten eliminar cualquier exceso de agua y/o sales que se presentan sobre la superficie del suelo, o en la zona radicular de los cultivos, con el objeto de proporcionar a éstos un medio adecuado para su normal desarrollo y mantener el suelo en condiciones favorables (Villón, 2004). En palabras de Rázuri (2004), el drenaje tiene como objeto la eliminación de los excesos de agua de los suelos a fin de proporcionar a los cultivos un medio adecuado para su normal desarrollo.

En general, en la práctica del drenaje se está evacuando el agua visible y no visible, es decir el agua superficial y el agua subterránea. En este sentido el drenaje agrícola se divide en dos partes: drenaje superficial y drenaje subterráneo.

1.2. DRENAJE SUPERFICIAL

Se llama drenaje superficial a la evacuación del agua que se encuentra sobre la superficie del suelo agrícola mediante una red de canales, con el propósito de crear condiciones adecuadas a los cultivos.

Otras acepciones dicen que el drenaje superficial consiste en la remoción de los excesos de agua que se encuentran sobre la superficie del terreno, mediante un conjunto de canales poco profundos que recogen la escorrentía formada y la descargan a drenes colectores (Villón, 2004).

Se entiende que el drenaje superficial es la remoción de los excesos de agua que se acumulan sobre la superficie del terreno a causa de lluvias muy intensas y frecuentes, topografía muy plana y suelos poco permeables. En ciertas zonas de la costa ecuatoriana, en donde las épocas secas y de lluvias están bien diferenciadas, el drenaje superficial puede cumplir con la función adicional de controlar problemas salinos en la época de riego, siempre que los canales se hallan diseñado considerando este propósito añadido.

Las necesidades de drenaje superficial se justifican en zonas donde los factores climáticos, las condiciones hidrológicas, las características de los suelos, la topografía y la utilización de la tierra, dan lugar a que el agua permanezca inundando la superficie del suelo durante un tiempo superior al que los cultivos pueden soportar sin manifestar serios efectos sobre sus rendimientos y/o sobrevivencia (Villón, 2004). Generalmente, los problemas de drenaje superficial son recurrentes en zonas húmedas, en donde la recarga supera a la capacidad natural de drenaje que tienen los suelos.

1.3. DRENAJE SUBTERRÁNEO

Se conoce como drenaje subterráneo a la evacuación de los excesos de agua desde el perfil del suelo que en términos agrícolas comprende la zona de raíces (rizósfera) de los cultivos, lo cual permitirá una reducción del nivel de agua en dicho perfil, o lo que es lo mismo, una reducción del nivel freático del suelo. Esta forma de drenaje tiene como finalidad dos propósitos: favorecer ambientes aireados a las raíces de las plantas y bajar las concentraciones de sales, de tal forma que los cultivos se desarrollen normalmente. Al drenaje subterráneo, dado que está diseñado para controlar la freática de la rizósfera de las plantas, también se lo conoce como drenaje subsuperficial.

Debido a que el drenaje subterráneo está íntimamente ligado al nivel freático (o la freática), es preciso reforzar la concepción de este último término al inicio de este texto. Por consiguiente, el nivel freático (también llamada freática o napa freática) es el límite de saturación hídrica en el perfil del suelo; de allí que sea la línea que separa la zona saturada y no saturada, cuyo espesor hídrico descansa sobre una capa impermeable (figura 1.1). Este nivel freático que se constituye en el nivel superior de las aguas subterráneas libres, cuya presión a la que están expuestas corresponde a la presión atmosférica, en zonas húmedas puede mantenerse constante; mientras que en zonas áridas puede variar frecuentemente, ya sea por el riego ineficiente o por escasas lluvias que suceden en estas zonas. Bajo estas circunstancias, para el diseño de las obras de drenaje se considera que el flujo subterráneo es permanente en las zonas húmedas y no permanente en las zonas áridas.

Nótese en la figura 1.1 una franja de ascenso capilar ubicada entre la zona saturada, por encima de la línea del nivel freático y la no saturada de un suelo. En esta zona la humedad está muy cercana a la saturación y se encuentra a una presión ligeramente menor a la presión atmosférica. La consideración de esta franja capilar es muy importante en el diseño de los sistemas de drenaje, ya que en suelos arcillosos alcanzan alturas significativas que deberán adicionarse a las profundidades de los drenes en el diseño. Es una franja que puede alcanzar unos pocos centímetros en suelos arenosos a más de un metro en suelos de textura más fina como los arcillosos.

Las obras de drenaje agrícola pueden constituirse ya sea sólo por un sistema superficial, utilizando drenes abiertos (canales) en toda el área de una finca o en forma combinada con los sistemas de drenes subterráneos (cerrados) en los que se emplean comúnmente tuberías. De manera generalizada, la complementación de estos dos sistemas de drenaje se realiza con el objetivo de tener obras de evacuación de los excesos hídricos de mayor eficiencia en cuanto al uso del suelo agrícola. En este sentido, es importante resaltar que los drenes abiertos no sólo sirven para evacuar los excesos superficiales de agua, éstos también drenan las aguas sub-superficiales de forma mucho más rápida que los drenes subterráneos, constituyéndose en la opción más práctica en zonas críticas gobernadas por precipitaciones continuas y suelos muy poco permeables, en donde la saturación del suelo tiene una duración que excede la tolerabilidad temporal de los cultivos a los excesos hídricos. Sin embargo, los drenes subterráneos complementan a los sistemas superficiales dada sus mejores ventajas en cuanto al aprovechamiento del área de cultivo y la no obstrucción al paso de personas o maquinarias dentro de los predios agrícolas.

Otra alternativa de drenaje, no tan común debido a los costos que en ciertas situaciones pueden presentar y a las condiciones en donde se requiere eliminar parcialmente la demasía

hídrica, es el drenaje por bombeo. Esta alternativa de drenaje puede cumplir con la evacuación de los excesos, ya sean superficiales y/o subterráneos, dependiendo de cómo se lo haya diseñado. No obstante, la función primordial del drenaje por bombeo está dirigida a la reducción de los niveles freáticos.

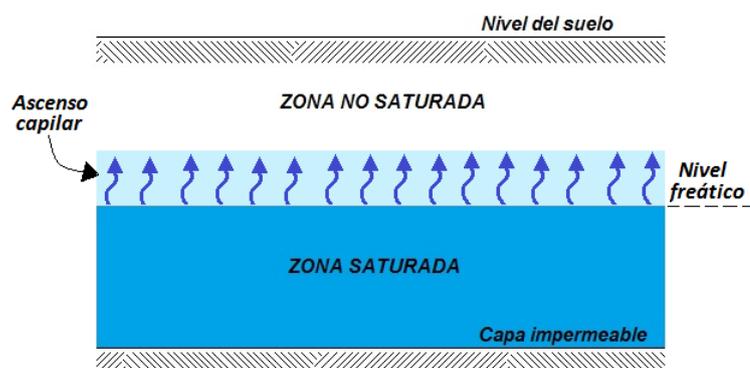


Figura 1.1 Esquema del nivel freático en un suelo.

1.4. BENEFICIOS DEL DRENAJE AGRÍCOLA

La extracción de los excesos de agua del suelo produce varios beneficios que van dirigidos al mismo suelo (en términos agrícolas) y al desarrollo normal de las plantas. Entre estos beneficios se mencionan los siguientes:

- Evita condiciones anaeróbicas al oxigenar los poros del suelo, con lo cual se mejora el crecimiento radicular de los cultivos, la absorción de los nutrientes y la función transpiratoria, las mismas que son limitadas en condiciones de saturación por la actividad de bacterias en las raíces que se están pudriendo bajo tales condiciones.
- Con la aireación, se incrementan los procesos de oxidación, y por ende, se acelera la descomposición de la materia orgánica presente en el suelo. Esta aireación evita la acumulación de bicarbonatos de hierro y de manganeso, además de compuestos de nitrógeno, azufre y de aluminio, que en ciertas concentraciones pueden ser tóxicas a los cultivos además de ser elementos que coadyuvan a la disminución del pH del suelo, arrastrando consigo los problemas colaterales de la acidez.
- Se mejora la eficiencia de los fertilizantes aplicados al suelo en el sentido de que la absorción de éstos por parte de las plantas se ve incrementada.
- Con el drenaje se pueden contrarrestar los problemas derivados por enfermedades de las plantas, ya que se eliminan los ambientes húmedos propicios para el desarrollo de hongos y bacterias patógenas.
- La evacuación de los excesos de agua mejoran las condiciones térmicas de los suelos, elevando su temperatura, y por consiguiente, apresurando las cosechas y la germinación de las semillas.
- Se facilita más rápidamente la entrada de maquinaria al área de cultivo, tanto para las labores culturales como para las labores de cosecha.

1.5. PROBLEMAS QUE PUEDEN OCASIONAR LAS OBRAS DE DRENAJE AGRÍCOLA

Dependiendo del tipo de sistema de drenaje, entre los problemas frecuentes que éstos pueden ocasionar están:

- Las obras de drenaje pueden limitarse debido a los costos relativos que presentan, tanto a nivel de su construcción como en los momentos de mantenimiento de los sistemas. En drenaje subterráneo los costos más importantes ocurren en su instalación, mientras que en sistemas superficiales los costos más significativos ocurren en el mantenimiento.
- Pérdidas de área de cultivo en el caso de drenaje superficial, en donde los canales abiertos a más de disminuir la superficie efectiva de cultivo restringen la movilización de maquinaria para las labores agrícolas.
- Los drenes abiertos pueden propiciar problemas de erosión.
- Los drenes que sirven para bajar niveles freáticos podrían contribuir a la pérdida de nutrientes y de humedad que va en detrimento del desarrollo normal de los cultivos, además de contaminar las fuentes superficiales naturales con las descargas que arrastran a estos nutrientes.

1.6. DIFERENCIAS ENTRE LAS OBRAS DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEO

Según se ha manifestado, existen dos tipos de sistemas de drenajes agrícolas que tienen sus ventajas y desventajas, las cuales determinan su selección ya sea de forma única o de forma combinada entre los dos sistemas. No obstante, tienen sus principales diferencias que es necesario tenerlas en cuenta al momento de implementarlos. Estas diferencias son:

Sistema de drenaje superficial	Sistema de drenaje subterráneo
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Relativamente, es menos costosa su instalación. ➤ El mantenimiento es recurrente, por acumulación de sedimentos, desmoronamiento de taludes y presencia de malezas. ➤ Si su construcción se ha previsto para operar contra los excesos superficiales y para bajar los niveles freáticos, es el sistema más eficiente. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Por los materiales y obras de arte adicionales que requiere, comparativamente, su instalación es más costosa. ➤ Si tiene material envolvente (filtro) adecuado, el mantenimiento es menos frecuente que en los sistemas superficiales. Además no hay el problema de las malezas, por lo tanto, dicho mantenimiento es menos costoso. ➤ Los drenes subterráneos pierden operatividad en zonas en donde la recarga es mayor que la capacidad de drenaje del suelo, especialmente en donde existe arcilla compacta.

- Los sistemas de drenes abiertos pueden producir una mayor y más rápida pérdida de nutrientes del suelo, ya que la solución del suelo tendría una mayor área de desfogue.
- Existe una mayor erosión hídrica del suelo.
- La construcción de canales abiertos, a parte de reducir el área de cultivo, impide la rápida realización de labores agrícolas.
- Si se diseña adecuadamente, la pérdida de nutrientes en estos sistemas es reducida.
- Como el área no está sistematizada, la pérdida de suelo por erosión hídrica es menor.
- Debido a que los drenes se ubican bajo el suelo, no se disminuye el área de cultivo y tampoco se dificulta la realización de las labores agrícolas.

1.7. ORIGEN DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

Las causas de los problemas de los excesos hídricos en una finca pueden estar asociados a tres diferentes situaciones que puede ocurrir en el área afectada, las cuales pueden darse de forma aislada o confluir al mismo tiempo haciendo más crítico el problema de drenaje. Estas situaciones se debe a: a) condiciones hidrometeorológicas, b) condiciones edafológicas y c) condiciones topográficas del área.

Condiciones hidrometeorológicas: las condiciones hidrometeorológicas están relacionadas con los aportes hídricos de agua, específicamente desde donde se originan. Bajo esta apreciación, estos aportes se pueden dividir en exógenos y endógenos. Los aportes exógenos corresponden con los flujos, sean estos superficiales o subterráneos, de áreas adyacentes; con las avenidas hídricas de los ríos y sus consecuentes problemas de inundación; y con los excesos hídricos que se producen por los riegos sobreestimados o ineficientes. Por otro lado, los aportes endógenos hacen referencia a los volúmenes de agua provenientes de las lluvias y a las contribuciones internas del suelo desde la freática por efectos capilares que en algunos casos crean situaciones negativas a la rizósfera de los cultivos. Algunas veces estos aportes internos del mismo suelo son coadyuvados por flujos artesianos localizados, causados por presiones hidrostáticas de acuíferos confinados o semi-confinados alimentados por lluvias excesivas y que pueden elevar la freática cuando hay contacto con ellos.

Condiciones edafológicas: las condiciones edafológicas del suelo que pueden originar problemas de drenaje están estrechamente relacionadas a las propiedades y parámetros físicos intrínsecos del propio suelo, tales como la textura, la estructura y la capacidad de infiltración. Suelos con velocidades de infiltración de agua muy reducidas, como en el caso de los suelos arcillosos, tienen problemas de escorrentía debido a que en estas condiciones generalmente la intensidad de una lluvia cualquiera supera fácilmente esta capacidad endógena de los suelos. Son las condiciones edafológicas las que definen la aptitud de un suelo ante el drenaje; es así como desde el criterio de la capacidad de drenaje interno de éste, se tiene la escala de valoración que se indica en la tabla 1.1.

Condiciones topográficas: en ciertas circunstancias las condiciones topográficas constituyen las causas de los excesos hídricos de algunas zonas, especialmente en zonas llanas o en zonas bajas en donde las avenidas de los ríos inundan áreas relativamente grandes, creando consigo los problemas acuciantes de falta de drenaje. En las zonas topográficamente bajas, la freática puede aflorar o estar a nivel con la superficie del suelo, lo cual podría arrastrar consecuentemente algún problema de salinidad cuando se combinan periodos lluviosos y secos.

Tabla 1.1 Escala de valoración de la capacidad de drenaje interno de un suelo.

Escala	Definición
0	Suelo sin capacidad para drenar, arcilla compacta.
1	Suelo con drenaje interno muy lento, arcilloso.
2	Suelo con drenaje interno lento, franco arcilloso.
3	Suelo con drenaje interno medio, franco a franco arcilloso.
4	Suelo con drenaje interno rápido, franco arenoso.
5	Suelo con drenaje interno muy rápido, arenoso.

Fuente: Grassi, 1991.

Dentro de las condiciones topográficas también pueden encasillarse las recargas de la freática que se producen por efecto de fuentes de agua para riego, generalmente de tipo artificial como son los canales de abastecimiento o los reservorios ubicados en cotas relativamente más altas respecto del resto de la superficie del predio. Estas obras pueden elevar los niveles freáticos de los terrenos adyacentes y presentarse como un problema para el sistema radicular de las plantas.

Muy a pesar de que las características del drenaje agrícola se definen por el origen de los excesos hídricos, una alternativa genérica para la caracterización de esta actividad es la que considera al clima. Bajo este enfoque, el drenaje puede ser analizado desde perspectivas de drenaje en zonas húmedas y drenaje en zonas áridas o secas. Esta distinción permite analizar ciertas consideraciones que se toman en cuenta tanto para los estudios con fines de drenaje como para el diseño de sus obras.

1.8. DRENAJE EN ZONAS HÚMEDAS

Una zona en la que la precipitación es mayor a la evapotranspiración de las plantas se la considera como zona húmeda. Si además de esta situación climática adversa se tienen condiciones de topografía desfavorables y suelos impermeables, se tendrán problemas de drenaje superficial. En estas zonas los sistemas de drenaje tiene la función específica de evacuar los excesos de agua para lograr airear la zona radicular, y por consiguiente, obtener un desarrollo normal de los cultivos. Empero, un aspecto positivo de las zonas húmedas es que los niveles salinos del suelo se mantienen dentro de los límites que no afectan a los cultivos debido a que las lluvias son intensas y continuas, lo cual impide el incremento de la concentración de sales en la solución del suelo.

Bajo las condiciones definidas para zonas húmedas, el dimensionamiento hidráulico de los sistemas de drenaje se diseñan bajo la concepción de régimen permanente. Es decir que, la recarga en el suelo, producto de la lluvia o del riego ineficiente cuando es complementario, es igual a la descarga que ocurriría en los drenes; manteniéndose constante el nivel freático.

Las obras de drenaje agrícola en las zonas húmedas o medianamente húmedas, además de su función de evacuar los excesos hídricos, se deben diseñar estratégicamente de tal forma que desde la propia napa freática se abastezca parcialmente al sistema radicular de las plantas, constituyéndose así en una alternativa de riego subterráneo siempre que el agua sea de buena calidad (con bajas concentraciones salinas).

1.9. DRENAJE EN ZONAS ÁRIDAS

En zonas áridas la precipitación es mínima o nula respecto de la evapotranspiración de las plantas, de allí que la agricultura sólo sea posible si existe la disponibilidad de riego. Asimismo, como los suelos en estas zonas debido a la escasez de agua no pueden ser “lavados”, generalmente existe una concentración de sales que podría resultar nociva para el normal desarrollo de un cultivo. No obstante, en estas zonas los sistemas de drenaje deben cumplir dos funciones: a) bajar el nivel freático y b) reducir la carga salina excesiva hasta niveles aceptables dentro del espacio en donde se desarrollan las raíces de las plantas.

Sin embargo, dado que el problema más recurrente en las zonas áridas está relacionado con el ensalitramiento de los suelos ocasionado por el ascenso capilar, la función principal de un sistema de drenaje en estas zonas es la de reducir a límites tolerables las concentraciones de sales. En este sentido, las obras de drenaje permiten controlar la salinidad cuando se realizan aplicaciones de agua de manera exclusiva o con láminas adicionales de riego, con el propósito de “lavar” (bajar la salinidad) el suelo y cuyas aguas residuales encuentren un medio de evacuación a través de los canales de drenaje.

En las condiciones del drenaje de zonas áridas, debido a la fluctuación temporal del nivel de la freática por causa de la aplicación del riego o de las pocas lluvias que pudieran ocurrir de forma esporádica, se asume que el flujo de agua en el perfil del suelo no es permanente. Esta consideración debe tomarse en cuenta al momento de diseñar las obras de drenaje.

1.10. LA SALINIDAD Y SU RELACIÓN CON EL DRENAJE

El problema de la salinidad de los suelos agrícolas está inherentemente relacionado con el drenaje. Generalmente esta clase de problemas se presentan en suelos con una reducida capacidad para drenar, en zonas áridas en donde la lluvia es escasa y no permite el lavado de sales (no se produce la lixiviación de solutos); que aunado por la falta de sistemas de drenaje o de diseños inadecuados de éstos, ocasionan en primera instancia que una actividad de subsistencia como el riego sea una de las principales causas del ensalitramiento de los suelos.

El efecto de la salinidad en los suelos y que consecuentemente crean problemas a los cultivos se los puede dividir en tres situaciones que a continuación se detallan en orden descendente de importancia:

- 1. Efecto físico consistente en el aumento de la tensión osmótica del suelo:** si se ponen en contacto dos soluciones mediante una membrana semi-permeable (que deja pasar al disolvente y retiene a los solutos), se producirá un movimiento de agua desde donde existe una menor concentración de solutos hacia donde la concentración de solutos es mayor, es decir, el agua tenderá a igualar las concentraciones. Este movimiento del fluido se produce por la diferencia de *tensión osmótica* que existe entre las soluciones parcialmente en contacto, siendo mayor en donde la concentración de solutos es más alta. Por lo tanto, elevadas concentraciones de sales en la solución del suelo ocasionan el efecto físico de incrementar la tensión osmótica de la misma. Así por ejemplo, una concentración de moléculas e iones disueltos, equivalentes a 1 mol/L en la solución del suelo, pueden ocasionar una tensión osmótica de -24 atm (Thompson & Troeh, 1988). Esta tensión osmótica alta en suelos salinos es lo que dificulta la absorción de agua del suelo por parte de los cultivos, ya que al ser mayor la concentración salina de la solución externa (llámese solución del suelo) que la interna de una raíz vegetal, las cuales están separadas por las membranas celulares de las raíces (membrana semi-permeable), el ingreso de agua a la planta será mínimo o prácticamente nulo y más bien tratará de fluir desde la raíz al suelo, ocasionando que una planta experimente marchitamiento aun cuando en el suelo exista la humedad suficiente.
- 2. Efecto físico de dispersión de coloides y reducción de la permeabilidad de los suelos:** esta situación tiene que ver con la alcalinización del sodio (*Na*). Cuando este elemento se encuentra en forma intercambiable en grandes cantidades en la solución del suelo se hidroliza formando hidróxido de sodio (*NaOH*) que destruye la materia orgánica. Asimismo, el *NaOH* reacciona con el bióxido de carbono (*CO₂*) formando carbonato de sodio (*Na₂CO₃*), lo cual le confiere una apariencia negra a estos tipos de suelos. En estas condiciones, el pH del suelo puede llegar hasta valores de 10. Cuando los iones de *Na* están en mayor proporción que los de calcio y magnesio pueden dispersar a las arcillas, destruyendo la estructura del suelo y sellando los espacios porosos del mismo. Bajo esta situación los suelos se vuelven impermeables, y consiguientemente, ocasionan que las raíces de las plantas estén sometidas a condiciones de saturación y falta de oxígeno.
- 3. Efecto fitotóxico de ciertos elementos:** básicamente existen tres elementos salinos que la literatura los ha identificado con efectos fitotóxicos de importancia, los cuales son el boro, el sodio y el cloro; cuyos síntomas se hacen evidentes en las hojas de las plantas.

La salinidad de los suelos está compuesta de los elementos: calcio (*Ca*), magnesio (*Mg*), sodio (*Na*), potasio (*K*), cloro (*Cl*), azufre (*S*) y carbono (*C*). Estos elementos forman las distintas sales y pueden expresarse como sólidos disueltos o como sólidos solubles totales

(SDT o TDS por sus siglas en inglés) mediante unidades de mg/l (o también ppm) o en meq/l; o como conductividad eléctrica (CE) en unidades de mmho/cm, o su equivalente dS/m.

Las equivalencias de salinidad son las siguientes:

$$1 \text{ dS/m} = 1 \text{ mmho/cm}$$

$$1 \text{ S/m} = 10 \text{ mmho/cm}$$

$$1 \text{ meq/l} = 10 \times CE \text{ (expresada en mmho/cm)}$$

Con relación a la tensión osmótica (TO), ésta puede obtenerse a partir de la conductividad eléctrica (CE) medida en mmho/cm, mediante la igualdad:

$$TO = -0.36 \times CE$$

Donde TO viene dada en bar.

Asimismo, los sólidos disueltos totales (SDT) pueden obtenerse también a partir de la conductividad eléctrica (CE) mediante la relación:

$$SDT = CE \times 640$$

Donde SDT está dado en ppm o mg/l y CE en mmho/cm.

Clasificación de suelos salinos

El laboratorio de suelos de Riverside (EE.UU.) (1954) ha realizado una clasificación de los suelos agrícolas de acuerdo a la conductividad eléctrica del extracto de saturación¹ (CE_e), del porcentaje de sodio intercambiable (PSI) y de la magnitud del pH. Esta clasificación se indica en la tabla 1.2.

Generalmente los suelos salino – sódicos, y especialmente los sódicos no salinos, son los suelos que presentan mayor problema para recuperarlos, pues además de su efecto en la tensión osmótica, también ejercen otros problemas con mayor o igual complicación como es el caso de la dispersión de las arcillas, la destrucción de la estructura y la disminución de la permeabilidad producto de estos dos efectos. Su recuperación involucra dos procesos que, dependiendo de la magnitud de la presencia del sodio, pueden ser procesos que poco o nada mejoren las condiciones del suelo. Estos procesos consisten en: 1) remplazar el sodio por el calcio mediante sales como el sulfato de calcio (SO_4Ca), de tal forma de dejarlo libre en la solución del suelo; y 2) luego que el Na se encuentra soluble, proceder a realizar un lavado del suelo que permita, junto con el sistema de drenaje, evacuar los

¹ El extracto de saturación es el lixiviado que se obtiene de la mezcla de una muestra de suelo con agua. El procedimiento consiste en obtener una pasta (lodo) adicionando agua destilada al suelo y removiéndola hasta lograr que ésta presente cierto brillo. Posteriormente esta pasta se filtra con la ayuda de un equipo de succión, de tal forma que se obtenga una cierta cantidad de extracto a partir del cual se hacen las mediciones de conductividad eléctrica.

excesos de este elemento. Por otro lado, los suelos salinos son más fáciles de mejorarlos sólo a través de un lavado.

Tabla 1.2 Clasificación de los suelos salinos (Lab. Suelos de Riverside – EE.UU.)

Suelo	CE_e (mmho/cm)	PSI	pH
Salino	> 4.0	< 15	< 8.5
Salino – sódico	> 4.0	> 15	< 8.5
Sódico	< 4.0	> 15	> 8.5

Lavado de los suelos

Cuando existen los problemas de salinidad, la alternativa de solución es la realización de los lavados de suelo, que consiste en aplicar agua de tal forma que los contenidos salinos se lixivien desde el perfil en donde se aloja la rizósfera de los cultivos. Estos lixiviados salinos requieren de vías de evacuación que constituyen los drenes que se han diseñado para bajar los niveles freáticos. Estos lavados pueden realizarse con la misma actividad del riego incrementando la dosis hídrica normal de los cultivos, fracción que es conocida como requerimiento de lavado o de lixiviado. Bajo esta consideración, el diseño de un sistema de riego debe ser inherente del diseño de los sistemas de drenaje.

El incremento de la concentración salina en los suelos tiene origen artificial o antropogénico, aun cuando existen causas naturales como la precipitación que sucede en las costas, las cuales de alguna manera pudieran depositar sales sobre la superficie del suelo que en términos cuantitativos no son importantes. Como se ha manifestado, este problema es exclusivo de zonas áridas debido a que las lluvias son escasas y la actividad del riego tiene característica absoluta o integral pero generalmente mal desarrollado, lo que consecuentemente hace que los contenidos de sales se incrementen alrededor de la rizósfera de las plantas. Los riegos mal programados con frecuencias de aplicación muy bajas (distanciamiento temporal amplio) y volúmenes de agua relativamente altos, esporádicamente elevan los niveles freáticos, lo que consecuentemente arrastran consigo la carga salina del suelo para depositarla más superficialmente. Esta actividad que va en detrimento de los suelos agrícolas puede acelerarse aun más cuando se utiliza para el riego aguas relativamente salobres.

Las aguas con concentraciones salinas que pueden estar restringidas para usarse en el riego tienen diferentes grados de calidad que es necesario tener en cuenta al momento de utilizarse, ya que representan un riesgo de empeorar las condiciones de un suelo agrícola. Al respecto, existen algunos métodos para clasificar al agua de riego de acuerdo al contenido salino que permiten conocer la calidad que tiene el recurso que se está utilizando. Uno de esos métodos que ha tenido gran acogida para evaluar la calidad del agua de riego en términos de salinidad y de sodicidad es el propuesto por el *U.S. Salinity Laboratory* (1954), basado en la conductividad eléctrica (CE_w) y la relación de adsorción de sodio (RAS). Esta clasificación se realiza a través del diagrama que se indica en la figura 1.2, utilizando un código de dos letras: C para la concentración salina y S para el sodio, además de una escala de riesgo, en donde el 1 es el nivel bajo y el 4 corresponde a un nivel muy

alto. Así por ejemplo, una agua clasificada como C1-S4 corresponde con una concentración baja de sales, pero alta en sodio. Según esta clasificación, aguas que presentan una conductividad eléctrica arriba de los 3000 $\mu\text{mho}/\text{cm}$ pueden considerarse como no aptas para riego.

El indicador del riesgo de que la concentración de sodio se eleve a niveles perjudiciales de los suelos, según lo manifestado en el párrafo anterior, es la relación de este catión intercambiable con los de calcio y magnesio que son iones muy solubles. Este indicador, utilizado para valorar el riesgo tanto en el suelo (extracto de la pasta saturada) como en el agua de riego, conocido como *relación de adsorción de sodio* (RAS), se obtiene por la expresión propuesta por el mismo USSL (1954), indicada a continuación:

$$RAS = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \quad (1.1)$$

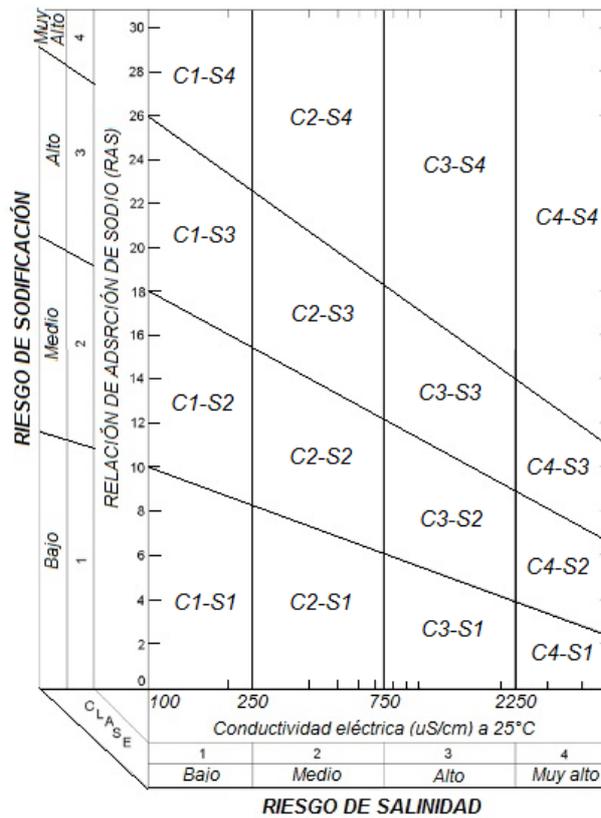


Figura 1.2 Diagrama para clasificar agua de riego de acuerdo al U.S. Salinity Laboratory (1954).

En la expresión 1.1 tanto el Na, como el Ca y el Mg deben utilizarse en unidades de meq/l. A partir del RAS puede estimarse el porcentaje de sodio intercambiable (PSI) mediante la expresión subsiguiente:

$$PSI = \frac{1.4745RAS - 1.260}{0.9874 + 0.01475RAS} \quad (1.2)$$

Valores de PSI arriba del 15%, tal como puede notarse en la tabla 1.2, se considera que el suelo es sódico o alcalino, con problemas en su permeabilidad y con requerimientos especiales para su recuperación.

Al momento de establecer cuál es la lámina de agua para llevar a cabo el lavado de un suelo, es preciso conocer el aporte de sales que la misma agua hará al campo a tratarse. Este aporte se lo considera de forma indirecta a través de la conductividad eléctrica del agua de riego al momento de establecer el requerimiento de lavado (RL), esto es:

$$RL = \frac{CE_w}{CE_e} \quad (1.3)$$

El RL podrá ser aportado con el mismo riego, motivo por el cual, la lámina total deberá incrementarse en una proporción equivalente a $RL/(1 - RL)$. Sin embargo, cuando $RL < 0.1$, con tan sólo las pérdidas de agua que suceden por percolación durante el riego será suficiente para mantener las concentraciones salinas en niveles aceptables. El conocimiento de RL permite la deducción de la dosis de riego total (L_T), utilizando para ello el planteamiento de la expresión 1.4.

$$\frac{L_T - ET_C}{L_T} = \frac{CE_w}{CE_e}$$

$$L_T = \frac{ET_C}{1 - \frac{CE_w}{CE_e}} \quad (1.4)$$

Donde ET_C es la evapotranspiración del cultivo implementado en el área afectada, mientras que CE_w y CE_e representan a la conductividad eléctrica del agua de riego y del suelo (en el extracto de saturación), respectivamente.

Tolerancia a la salinidad de algunos cultivos

Maas & Hoffman (1975) elaboraron una tabla de tolerancia relativa de algunos cultivos obtenida a partir de una serie de experimentos realizados, emulando condiciones salinas. Algunos de estos resultados son los que se detallan en la tabla 1.3, la cual describe los umbrales de salinidad permitidos que no producen reducciones del rendimiento de manera importante, así como los porcentajes de decremento del rendimiento por unidad de salinidad (mmho/cm) incrementada a partir del umbral salino. Con la ayuda de esta tabla pueden estimarse porcentualmente los rendimientos relativos (R) tomando de referencia los rendimientos que el cultivo produciría en condiciones normales de suelo a cualquier valor de salinidad (CE) mediante la siguiente expresión:

$$R = 100 - b(CE - a)$$

Donde a es el umbral salino y b es el decrecimiento del rendimiento por unidad incremental de salinidad (pendiente), en unidades de %/mmho/cm.

Tabla 1.3 Umbrales de salinidad y decrecimiento del rendimiento por unidad de salinidad incremental de algunos cultivos, según Maas & Hoffman (1975).

Cultivo	Umbral salino (a) (mmho/cm)	b	
		Decrecimiento del rendimiento por unidad incremental de salinidad (%/mmho/cm)	Tolerancia
Alfalfa	2.0	7.3	MS
Durazno	1.6	24.0	S
Aguacate	1.3	20.0	S
Cebada	8.0	5.0	T
Pasto	6.9	6.4	T
Bermuda	6.9	6.4	T
Brócoli	2.8	9.2	MS
Repollo	1.8	9.7	MS
Zanahoria	1.0	14.0	S
Maíz	1.8	7.4	MS
Algodón	7.7	5.2	T
Uva	1.5	9.6	MS
Limón	1.7	16.0	S
Lechuga	1.3	13.0	S
Cebolla	1.2	16.0	S
Naranja	1.7	16.0	S
Maní	3.2	29.0	MS
Ciruela	1.5	18.0	S
Papa	1.7	12.0	MS
Arroz	3.0	12.0	MS
Sorgo	4.0	7.0	MS
Soya	5.0	20.0	MT
Espinaca	2.0	7.6	MS
Fresa	1.0	33.0	S
Remolacha	7.0	5.9	T
Caña de azúcar	1.7	5.9	MS
Tomate	2.5	9.9	MS
Trigo	6.0	7.1	MT
Camote	1.5	11.0	MS
Fréjol	1.0	19.0	S

MS: Moderadamente sensible; S: sensible; T: Tolerante; MT: Moderadamente tolerante

1.11. SISTEMAS DE DRENAJE

Un sistema de drenaje está formado de un conjunto de canales y/o tuberías enterradas que permiten la evacuación de los excesos de agua superficiales y subterráneos que afectan el normal desarrollo de los cultivos, en donde indirectamente, también se controlan concentraciones salinas perjudiciales. En estos sistemas, dependiendo del contexto, se pueden encontrar:

- Drenes laterales o de parcela, los cuales tienen la función de extraer los excesos hídricos de cada una de estas áreas.
- Drenes terciarios o colectores de laterales, cuya función principal es la recolección del agua que descargan los drenes laterales y transportarla a los drenes principales.
- Drenes principales que tienen por misión el transporte de los excesos de agua fuera del área cultivada. No obstante, en algunos casos también pueden existir drenes secundarios que tienen la misma función.

Cabe indicar que los drenes terciarios, secundarios y hasta los primarios, al mismo tiempo de cumplir con las funciones de transporte también realizan la labor de controlar el nivel freático.

Los canales de drenaje constituyen los llamados drenes abiertos, los cuales pueden tener la doble función de drenar los excesos superficiales y los subterráneos si son suficientemente profundos; o solamente se diseñan con la función de drenar el agua superficial, para lo cual no son tan profundos. Mientras que los drenajes que se realizan con tuberías son los llamados drenes cerrados que generalmente se los utilizan para drenar únicamente los excesos subsuperficiales de agua, es decir, para bajar el nivel de la freática; cuya recolección de agua la realizan a través de múltiples orificios que tienen estas tuberías. Un esquema de la explicación realizada y que distingue a estos drenes se realiza en la figura 1.3.

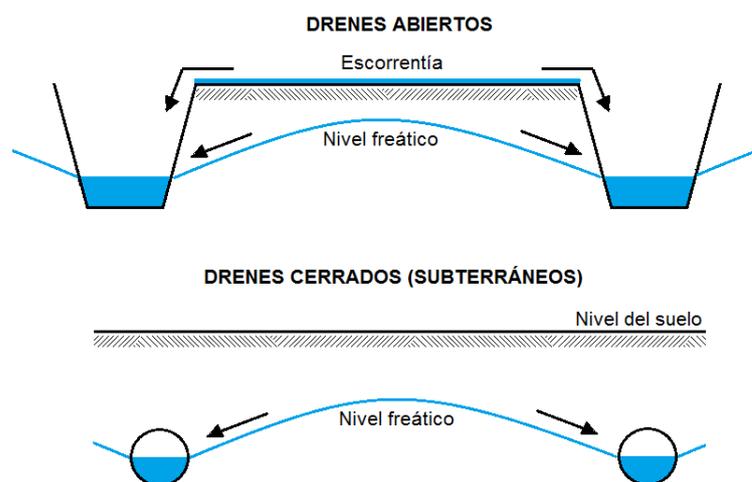


Figura 1.3 Drenes abiertos y cerrados.

Los canales o drenes abiertos también cumplen con la función de reducir las concentraciones salinas de los suelos, ya que son los elementos para evacuar los excesos de agua cuando se realiza el lavado de éstos. En los drenajes abiertos el mantenimiento es uno de los factores más costosos, mientras esto es diferente en los drenes cerrados ya que la construcción resulta ser la más costosa.

La dirección y trazado de los drenes depende de las condiciones topográficas del terreno en donde se implantará el sistema de drenaje. Los drenes parcelarios pueden tener una dirección paralela si las pendientes son más o menos uniformes, sin embargo, en terrenos relativamente irregulares la disposición de estos drenes pueden tener cualquier dirección. En las figuras 1.4 y 1.5 se ha tratado de describir un esquema de distribución de drenes parcelarios equidistantes, considerando que la pendiente es uniforme.

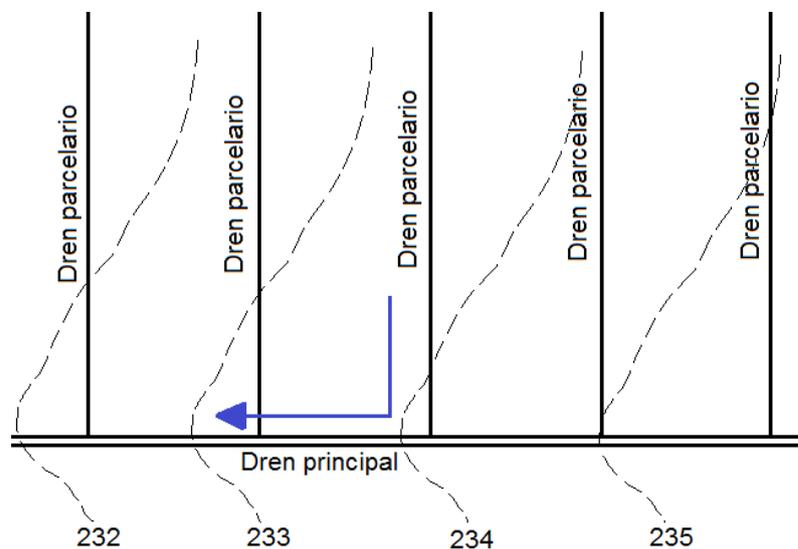


Figura 1.4 Distribución equidistante de drenes parcelarios.

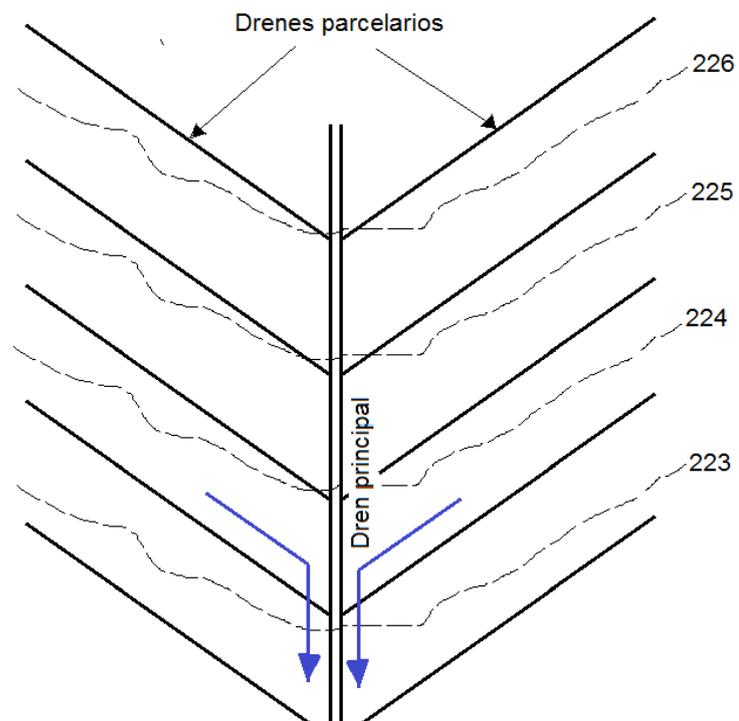


Figura 1.5 Distribución equidistante de drenes parcelarios en forma de "espina de pescado".

“Un hombre puede imaginar cosas que son falsas, pero sólo puede entender cosas que son ciertas”

Isaac Newton

CAPÍTULO II

PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO RELACIONADAS CON EL DRENAJE

Las características físicas de los suelos, en su mayoría, tienen diversos grados de relación con el drenaje, tanto en el diseño de su sistema como con el método a emplear. Algunos aspectos tanto de cálculo como de asunción que definen estas propiedades son las que se detallan en este capítulo.

2.1. TEXTURA

Entre las características físicas de los suelos, la propiedad más influyente en el drenaje es la textura de las partículas del suelo, definida ésta como un conjunto relativo de partículas de diferente tamaño, conocidas como arena, limo y arcilla. Suelos en donde la presencia de arcillas es mayoritaria, dentro de las zonas húmedas, los problemas de drenaje son acuciantes debido a la reducida velocidad infiltración, a la alta capacidad de retención hídrica y a la falta de aireación oportuna que requieren los cultivos. La presencia de suelos arcillosos es una situación que también representa un problema en las zonas áridas, ya que los efectos importantes de capilaridad pueden ubicar concentraciones salinas peligrosas en la rizósfera que limitan el normal desarrollo de las plantas. Esta condición es totalmente distinta en suelos altamente arenosos, en donde el drenaje implícito del suelo asegura la suficiente aireación, pero con efectos negativos como la rápida lixiviación de nutrientes del suelo.

La identificación del tipo textural de un suelo permiten tener una idea de la magnitud del problema de drenaje. Los tipos texturales de suelo se han definido en función de los diámetros de las partículas, que en su conjunto, establecen la magnitud de los poros en donde se aloja el agua. Al respecto, considerando las clasificaciones dadas por la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo y por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA, por siglas en inglés), los diámetros de partícula son los que se indican en la tabla 2.1. En esta tabla se hace referencia a las tres principales partículas a partir de las cuales se han definido 12 clases texturales de suelo que se describen en el triángulo de texturas de la figura 2.1.

La mezcla en forma más o menos proporcional de arcilla, limo y arena dan origen a un tipo de textura conocida como franca; la cual es la clasificación dentro de los parámetros ideales para el riego de los cultivos, debido a las condiciones medias de los efectos que existen cuando se tienen situaciones extremas en suelos arenosos o arcillosos.

Tabla 2.1 Principales texturas de un suelo agrícola.

Textura principal	Diámetros (mm)		Número de partículas en 1 g*	Área superficial en 1 g (cm ²)*
	Según el SI de la Ciencia del Suelo	Según el USDA		
Piedra	> 20.00			
Grava	2.00 – 20.00			
Arena	0.02 – 2.00	0.05 – 2.00	90 – 722000	11 – 227
Limo	0.002 – 0.02	0.05 – 0.002	5 776000	454
Arcilla	< 0.002	< 0.002	90 260 853 000	8 000 000

*Millar C., Turk L. y Foth H, 1971.

La determinación de la textura se realiza mediante dos formas, una aproximada mediante el tacto y otra mediante técnicas de laboratorio basadas en la velocidad de caída de partículas que se consideran bajo la ley de Stokes. Bajo esta ley, puede recurrirse al método de la pipeta, que básicamente consiste en tomar una muestra de la suspensión para

cuantificar los sólidos por evaporación; o al método de Bouyoucus, que fundamentalmente obtiene las proporciones mediante la densidad de la suspensión a distintos tiempos. Las diferentes proporciones o separados de partícula obtenidos en las evaluaciones de laboratorio deben ser ploteados en el triángulo de texturas (figura 2.1), de tal forma que se pueda establecer la clase textural del suelo.

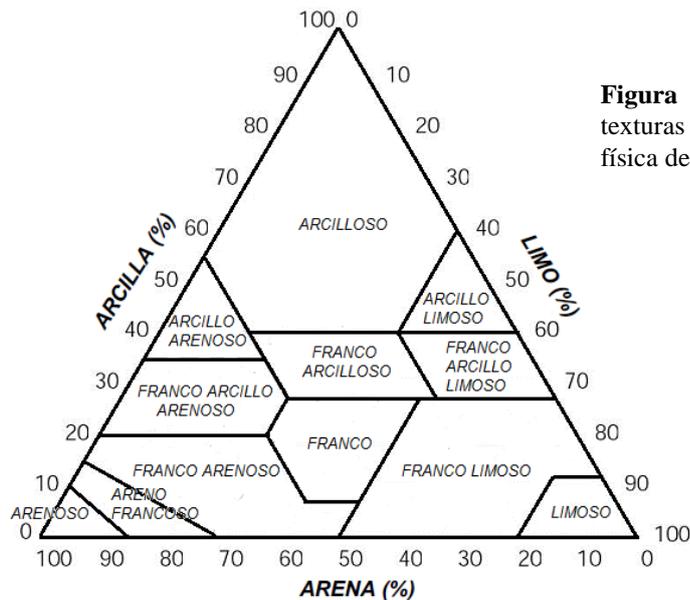


Figura 2.1 Triángulo de texturas para clasificación física de suelos.

Desde el triángulo de la figura 2.1, las diferentes clases texturales definidas quedan establecidas de acuerdo a un rango de los diferentes componentes principales. Estos rangos de proporciones se detallan en la tabla 2.2, en donde además se describen las simbologías para cada clase de textura.

Tal como se indicará más adelante, las fuerzas con que el agua aprovechable por las plantas (agua capilar) es retenida están relacionadas con los fenómenos físicos de adhesión y cohesión, cuyas magnitudes de retención dependen de la clase textural del suelo. La cohesión depende del mismo fluido y su succión puede ser manejable por el esfuerzo que hacen los cultivos en el caso del riego o puede ser minimizada en forma importante por las fuerzas de gravedad. En el caso de la adhesión, ésta depende del fluido y de las condiciones capilares de los poros y de la superficie que exponen las partículas de suelo para la adherencia del agua. La fuerte adhesión del agua que se produce sobre la superficie de las arcillas se debe a la magnitud de su valor, esto puede observarse en la tabla 2.1, ya que 1 g de arcilla puede exponer una superficie aproximada de 8 000 000 cm², mientras que 1g de arena puede alcanzar apenas unos 227 cm². Por la gran retención de agua que muestran las arcillas, los problemas de drenaje están relacionados a los suelos de clases texturales arcillosas, cuyas condiciones físicas son constantes en el tiempo y sólo la incorporación de grandes volúmenes de materia orgánica podrían mejorar su escasa drenabilidad implícita.

Tabla 2.2 Proporciones de las clases texturales y las abreviaturas correspondientes.

Clase textural	Abreviatura	Proporciones de las partículas primarias (%)		
		Arena	Limo	Arcilla
Arenoso	a	86 - 100	0 - 14	0 - 10
Areno francoso	aF	70 - 86	0 - 30	0 - 15
Franco arenoso	Fa	50 - 70	0 - 50	0 - 20
Franco	F	23 - 52	28 - 50	7 - 27
Franco limoso	FL	20 - 50	74 - 88	0 - 27
Limoso	L	0 - 20	88 - 100	0 - 12
Franco arcillo arenoso	FAa	45 - 80	0 - 28	20 - 35
Franco arcilloso	FA	20 - 45	15 - 52	27 - 40
Franco arcillo limoso	FAL	0 - 20	40 - 73	27 - 40
Arcillo arenoso	Aa	45 - 65	0 - 20	35 - 55
Arcillo limoso	AL	0 - 20	40 - 60	40 - 60
Arcilloso	A	0 - 45	0 - 40	40 - 100

Fuente: USDA.

2.2. ESTRUCTURA

La estructura de un suelo hace referencia a la forma de agrupación de las partículas básicas de arena, limo y arcilla para formar los agregados o terrones. Su influencia en los problemas de drenaje se deben a la falta de ésta, ya que la permeabilidad y la infiltración se reducen en suelos cuya estructura ha sido destruida por el laboreo excesivo o por la presencia de sodio, éste último dispersa las partículas al homogeneizar la capa arable. La falta de estructura también se evidencia en suelos jóvenes aluviales, en donde las arcillas copan los espacios porosos dificultando las acciones de drenaje que en él se realicen.

2.3. DENSIDAD APARENTE

La densidad aparente (d_a) es la relación que existe entre el peso de una muestra de suelo seco y su volumen ocupado, incluyendo su espacio poroso; de allí la importancia de no disturbar dicha muestra al momento de ser extraída. Al igual que la textura, la densidad aparente es un indicativo de la habilidad que presenta un suelo para el drenaje. Está estrechamente relacionada con la textura, la estructura y con los contenidos de materia orgánica. La magnitud de su valor permiten tener una idea de la porosidad y de la capacidad de infiltración de un suelo.

En suelos arenosos, debido a la textura, la unión de las partículas deja espacios o poros relativamente grandes, pero en menor cantidad que los poros que se forman en suelos de textura arcillosa. Por esta gran diferencia entre la cantidad de poros entre los extremos texturales, un suelo de textura arcillosa generalmente tiene una menor densidad aparente que la de un suelo arenoso con valores que pueden estar alrededor de 1.0 g/cm^3 y 1.6 g/cm^3 , respectivamente. Esta situación puede crear una idea confusa sobre la capacidad de drenaje,

ya que los suelos con predominancia de partículas más finas como las arcillas tienen una mayor porosidad, pero no precisamente una mayor capacidad para drenar.

Las fuerzas de retención hídrica en los suelos arcillosos son mayores con respecto a los suelos arenosos, en donde la microporosidad es menor debido a que las fuerzas de adhesión entre el fluido y las arcillas son de mayor magnitud que las que ocurren con las partículas arenosas. En la tabla 2.3 se indican referencialmente los rangos de densidad aparente, tanto para los extremos texturales como para la condición media de los suelos agrícolas.

Tabla 2.3 Valores del peso específico aparente para tres texturas básicas de suelo.

Textura	Densidad aparente (g/cm ³)
Arenoso	1.51 – 1.70
Franco	1.31 – 1.50
Arcilloso	1.00 – 1.30

El método clásico para determinar la densidad aparente de un suelo es el del cilindro, consistente en un muestreador cuyas medidas son 6 cm de diámetro y 4 cm de altura, aproximadamente. Estos cilindros son de metal y tienen uno de sus filos biselados con el propósito de facilitar su introducción en el suelo. Para la determinación de la densidad aparente se selecciona el sitio del campo agrícola desde donde se extarará la muestra, considerándose al menos realizar tres replicaciones dentro de áreas máximas de 5 ha siempre que el suelo y la vegetación existentes presenten uniformidad. La introducción de los cilindros debe hacerse como sumo cuidado tratando de no disturbar el suelo, con el fin de que la muestra contenga inalteradamente sus espacios porosos. Una vez obtenida la muestra, ésta es disecada en la estufa de un laboratorio durante 24 horas a una temperatura de 105°C. Luego la muestra es pesada y relacionada con el volumen del cilindro muestreador, mediante la expresión 2.1 siguiente:

$$d_a = P_{seco}/V \quad (2.1)$$

Donde:

d_a : densidad aparente (g/cm³, kg/m³ o t/m³)

P_{seco} : peso seco de la muestra (g, kg o t)

V : volumen (cm³, dm³ o m³)

La densidad aparente es variable en el tiempo. El laboreo y el tránsito de maquinaria compactan los suelos y destruyen su estructura, consiguientemente hacen que la d_a se incremente y la infiltración se reduzca, efectos que a la postre reducen la capacidad natural de drenaje de un suelo.

2.4. DENSIDAD REAL

La densidad real (d_r), o también llamada densidad de partícula, es la relación entre el peso seco de una muestra de suelo, excluyendo su porosidad (sólo peso de la partícula), y el volumen ocupado por dicha muestra. Por lo tanto, en su determinación ya no se requiere que la muestra sea inalterada, que conserve su estructura ni tampoco su porosidad. Su determinación se realiza en laboratorio bajo el método del *picnómetro*. La expresión que define esta propiedad física es:

$$d_r = P_{seco}/V_s \quad (2.2)$$

Donde:

d_r : densidad real (g/cm³, kg/m³ o t/m³)

P_{seco} : peso seco de la muestra (g, kg o t)

V_s : volumen de partícula sólida con exclusión del espacio poroso (cm³, dm³ o m³)

La técnica del picnómetro utilizada comunmente para determinar densidades absolutas (pesos específicos) de los líquidos, en su aplicación para establecer la densidad real de un suelo, se fundamenta bajo el método para definir volúmenes de cuerpos irregulares de Arquímedes². Para sólidos, el procedimiento consiste en llenar de agua uno de estos frascos (picnómetros) que son de volúmenes conocidos, pesarlo y luego vaciarlo. Después se introduce una muestra de suelo seco (triturado, tamizado y seco durante 24 horas a 105°C) dentro del picnómetro, cuyo peso es previamente determinado, e inmediatamente se completa con agua el volumen conocido de este frasco y se vuelve a pesar. Este procedimiento permitirá establecer el volumen de agua desplazado por la muestra de suelo, el cual se relaciona con el peso de la muestra de suelo seco de acuerdo al planteamiento de la expresión 2.2. Como es de suponer, la balanza que se utiliza en estos procedimientos debe ser de precisión.

La densidad real de los suelos tiene escasa variación entre texturas, salvo que exista un alto contenido de materia orgánica, además de ser una propiedad que sustancialmente no cambia con el tiempo dado que no considera el espacio poroso de los mismos. En circunstancias comunes, los valores de la densidad real tienen una variación mínima y se

² Arquímedes fue un matemático griego, físico, inventor y uno de los científicos prominentes de la antigüedad clásica. Fue el que inventó el procedimiento para determinar volúmenes de cuerpos irregulares. Respecto a esto, la historia cuenta que a este científico le fue encargada la comprobación de que una corona fue construida de oro puro, perteneciente a un rey quien desconfiaba del orfebre que la construyó. Para esto, Arquímedes tenía que determinar la densidad (peso específico) de la corona y compararla con la densidad del oro puro; ante lo cual, el gran problema que tenía era la forma de cómo establecer el volumen de dicha corona que era absolutamente irregular a sabiendas que el rey le pidió que no podía dañarla (fundirla) para facilitar dicha determinación volumétrica. Se dice que Arquímedes descubrió el procedimiento cuando se aprestaba a tomar un baño, en donde se dio cuenta que la bañera subía de nivel cuando el entraba en ella; desde donde dedujo que, si sumergía la corona en un recipiente con agua, el volumen de líquido que se desplazaría sería el volumen de la corona. Ya con el volumen establecido, conociendo el peso, le era fácil calcular la densidad. En ese momento, sin darse cuenta, sale corriendo por las calles de Siracusa y exclamando su famosa expresión: "Eureka" (¡lo encontré!).

ubican entre $2.6 - 2.7 \text{ g/cm}^3$, de allí que se considere para los cálculos físicos el valor de 2.65 g/cm^3 .

2.5. POROSIDAD

La porosidad, o porosidad total (P_T), es una de las propiedades físicas de los suelos que está directamente relacionada con los contenidos de humedad de los mismos. Está compuesta por la suma de dos de las tres fases de las cuales está constituido el suelo, siendo estas las fases líquida y la gaseosa. Es una característica física que depende de la textura y la estructura del suelo y se obtiene a partir de las densidades aparente y real. Los componentes que forman la porosidad se indican en la relación siguiente:

$$\begin{array}{c} \text{POROSIDAD} \\ \boxed{\text{Fase líquida + Fase gaseosa}} + \text{Fase sólida} = \text{Suelo} \end{array}$$

Esta relación, algebraicamente puede expresarse de la siguiente forma:

$$P_S + P_T = 100 \quad (2.3)$$

Donde P_S corresponde a la proporción de sólidos, mientras que P_T representa a la porosidad total. A su vez, P_S puede obtenerse con la expresión:

$$P_S = \frac{100d_a}{d_r} \quad (2.4)$$

Mediante la combinación de las expresiones 2.3 y 2.4, la porosidad total queda definida de la siguiente forma:

$$P_T = 100(1 - d_a/d_r) \quad (2.5)$$

En donde P_T se reporta en forma porcentual. La densidad aparente d_a y la densidad real d_r , o densidad de partícula, pueden expresarse mediante cualquiera de las siguientes unidades: g/cm^3 , kg/m^3 o t/m^3 .

La porosidad total, debido a los diámetros de los poros (relativamente grandes en suelos arenosos y pequeños en los arcillosos), se divide entre microporosidad y macroporosidad. La primera es mayoritaria en suelos de textura fina como los arcillosos y la segunda lo es en suelos de textura gruesa. Asimismo, las fuerzas de gravedad afectan en mayor magnitud al agua que está retenida en los macroporos, mientras que las fuerzas capilares lo hacen con mayor intensidad en los microporos. Por ello es que en drenaje y en los estudios de acuíferos constituye un elemento importante el conocimiento del agua que se mueve por efecto de la gravedad dentro del suelo y que está relacionada con la porosidad que drena

rápidamente, conocida ésta como *porosidad drenable* o *porosidad efectiva* que se indica más adelante.

2.6. VALORES pF

Cuando la succión de humedad del suelo se expresa en cm es preferible el uso de su valor transformado a valores de pF. Estos valores de succión pueden ir desde 0 cm en la freática (saturación) hasta 10^7 cm en una muestra de suelo deshidratada en la estufa hasta obtener peso constante. Se denomina pF al logaritmo de la succión de humedad del suelo (cm) de columna de agua. Esto quiere decir lo siguiente:

$$pF = \log[\text{succión de humedad del suelo (cm)}]$$

Los valores de pF pueden variar desde $-\infty$ a 7, correspondiendo el primer término para condiciones de saturación.

La fuerza con que el agua es retenida por el suelo tiene cierta relación inversa al tamaño de los poros. Los poros pequeños retienen el agua con más fuerza que los poros grandes, por ello se ha establecido que entre el valor pF y el diámetro promedio del poro (cm) existe la siguiente relación:

$$pF = \log \frac{0.30}{d} \quad (2.6)$$

La transformación de valores de succión a valores pF permite linealizar el comportamiento de los datos, con lo cual se facilita la elaboración de gráficas como las curvas de retención (una de estas curvas sin linealizar se describe en la figura 2.4 más adelante).

2.7. PUNTOS DE CARACTERÍSTICA HÍDRICA DE LOS SUELOS

Entre las características hidrofísicas de los suelos agrícolas se encuentran dos puntos de contenido de humedad bien definidos que están relacionados con las plantas y con su drenaje natural. El primer punto es conocido como *humedad a capacidad de campo*, el cual representa a la situación de máxima retención de humedad capilar en drenaje libre (en contra de la fuerza de gravedad) más allá del cual el agua percola para elevar los niveles freáticos; mientras que el segundo punto corresponde con el mínimo contenido de humedad que puede estar disponible para los cultivos, debajo del cual las plantas se marchitan irreversiblemente y que es conocido como *humedad en punto de marchitez permanente*.

Humedad a capacidad de campo

En un suelo totalmente saturado (SAT), la humedad se encuentra en estado libre y no hay retención sobre ella (0 atm). Si se permite que un suelo en estas condiciones drene por

efecto de la gravedad, el contenido de agua comienza a descender y los poros que van quedando vacíos son ocupados por aire, entonces empieza a aparecer la tensión o succión del suelo. Si el drenaje continúa, llega un momento en que el suelo ya no pierde más agua en forma significativa. Exactamente en este punto se dice que el agua en el suelo está a *capacidad de campo* (H_{CC}); es decir, los poros pequeños del suelo están ocupados por agua que está retenida en contra de la fuerza de gravedad, mientras que los poros más grandes, en gran cantidad, están ocupados por aire. Bajo esta apreciación, se dice que la capacidad de campo de un suelo es la máxima cantidad de agua que éste puede retener en contra de la fuerza de gravedad luego que ha sido saturado, ya sea con el agua de riego o de la lluvia. Conceptualmente, a la máxima cantidad de agua que es retenida en contra de la gravedad en el suelo también se la conoce como *retención específica* (S_r). Por consiguiente, puede asumirse que $H_{CC} = S_r$.

La capacidad de campo puede llegar en un lapso variable de entre 1 a 3 días (dependiendo del tipo de suelo), desde cuando comienza el drenaje de un suelo que fue previamente saturado. Los valores de H_{CC} pueden representarse indirectamente a través de la tensión y dependen de la textura del suelo. Suelos sueltos como las arenas retienen la humedad a capacidad de campo a más o menos 1/10 atm; mientras que suelos de textura fina, como los arcillosos, retienen humedad a capacidad de campo a más o menos 1/3 atm. Estos valores de tensión, traducidos a valores pF, corresponden a 2.0 y 2.5, respectivamente.

Determinación de la capacidad de campo

La capacidad de campo de un suelo puede ser establecido a nivel de campo propiamente, que es lo más adecuado, y a nivel de laboratorio utilizando una olla de presión.

A nivel de campo debe seleccionarse un área representativa, en donde se realizará una pequeña piscina de 1 m², ya sea con el mismo suelo o utilizando tablas de madera. En este recuadro se deposita un volumen de 200 a 400 litros de agua, de tal forma que sature al suelo. Apenas el agua ya no sea visible sobre la superficie deberán realizarse los muestreos con intervalos de 4 a 8 horas en el caso de suelos con tendencia arenosa o de 12 a 24 horas en suelos relativamente arcillosos. El área humedecida deberá mantenerse cubierta para protección contra la evaporación con plástico o con residuos vegetales. Estos muestreos deben extenderse hasta que las lecturas de peso se vuelvan más o menos constantes, durante un tiempo que podría oscilar entre las 24 a 48 horas en suelos arenosos y de 48 a más horas en suelos arcillosos. Para la obtención de la humedad en base a peso seco, expresada en forma porcentual, se utiliza el método gravimétrico. En algunos casos, especialmente para riegos de alta frecuencia, se colocan tensiómetros con el propósito de conocer la tensión de humedad a capacidad de campo.

El método de la olla de presión consiste en el uso de porta-muestras cilíndricos que se colocan sobre una cerámica porosa, previamente saturados durante 1 día. Estas muestras se colocan en la olla y se aplica una presión de 1/3 atm³ (si el suelo es arcilloso) durante 24

³ Una atmósfera (símbolo atm) es equivalente a 101.3 kPa en el Sistema Internacional de Unidades (SI). En unidades técnicas es equivalente a 1.03 kgf/cm².

horas o hasta lograr un peso constante. Luego la humedad se obtiene en forma gravimétrica. En el caso de suelos arenosos, la presión recomendada es de 1/10 atm.

Otro método para determinar la H_{CC} es mediante centrifugación de 1000 veces la gravedad, lo cual es equivalente a 1/3 atm. En forma indirecta y basado en la textura del suelo, la capacidad de campo también puede determinarse mediante la expresión siguiente:

$$H_{CC} = 0.480A_c + 0.162L + 0.023A_r + 2.62 \quad (2.7)$$

Donde A_c es la arcilla, L es el limo y A_r es la arena, todos en forma porcentual.

Humedad en punto de marchitez permanente

El contenido de agua puede descender por debajo del estado de H_{CC} como consecuencia de la evaporación y de la transpiración de las plantas. La capa de agua que rodea a la partícula de suelo se hace más fina y a medida que el contenido de humedad disminuye se hace más difícil la absorción del agua por las raíces, pudiendo llegar al estado de punto de marchitez permanente (H_{PMP}), que es el estado húmedo del suelo en donde a las plantas se les dificulta la extracción de agua. A partir de este punto, los cultivos experimentan una marchitez irreversible. Se ha considerado que en este estado la humedad está retenida con un potencial mátrico equivalente a una tensión de 15 atm (15000 cm), lo cual es una succión de humedad muy difícil de vencer por la mayoría de las plantas. A esta tensión el valor pF es de 4.2. Aproximadamente la H_{PMP} se relaciona con la humedad a capacidad de campo mediante la expresión:

$$H_{CC} = 1.85H_{PMP}$$

2.8. AGUA DISPONIBLE PARA LAS PLANTAS

La humedad que se encuentra entre los puntos de capacidad de campo y de marchitez permanente se conoce como *agua útil* o *humedad disponible* para las plantas. En la figura 2.2 se han esquematizado los puntos de capacidad de campo y de marchitez permanente, así como la humedad disponible establecida en el intervalo de tensión que va desde 1/3 a 15 atm. Complementariamente, en la tabla 2.4 se detallan valores referenciales de capacidad de campo y del punto de marchitez permanente para algunas clases texturales de suelo, además de valores sobre porosidad, densidad aparente y de la velocidad de infiltración.

Generalmente la humedad, ya sea en los estados de H_{CC} , H_{PMP} o de cualquier otro estado, se expresan porcentualmente en base al peso de suelo seco. Si la forma porcentual se expresa en base a volumen la relación es la siguiente:

$$\theta = W \times d_a \quad (2.8)$$

Donde:

- θ : Humedad en base a volumen (%)
- W : Humedad en base al peso de suelo seco (%)
- d_a : Densidad aparente

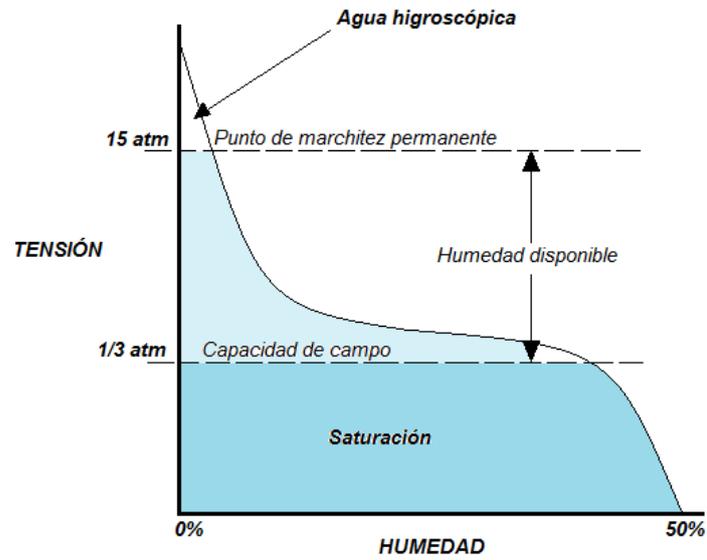


Figura 2.2 Puntos de característica hídrica y humedad disponible en un suelo de textura arcillosa.

Tabla 2.4 Valores referenciales de algunas propiedades físicas de suelo de acuerdo a su textura.

Textura del suelo	Infiltración básica (mm/h)	Porosidad (%)	Densidad aparente (g/cm ³)	Capacidad de campo* (%)	Punto de marchitez permanente* (%)
Arenosa	50 (25 - 250)	38 (32 - 42)	1.65 (1.55 - 1.80)	9 (6 - 12)	4 (2 - 6)
Franco arenosa	25 (13 - 76)	43 (40 - 47)	1.50 (1.40 - 1.60)	14 (10 - 18)	6 (4 - 8)
Franco	14 (8 - 20)	46 (43 - 49)	1.42 (1.34 - 1.50)	22 (18 - 26)	10 (8 - 12)
Franco arcillosa	8.5 (2.5 - 15)	49 (47 - 51)	1.35 (1.30 - 1.40)	27 (23 - 31)	13 (11 - 15)
Arcillo - arenosa	4 (3 - 5)	51 (49 - 53)	1.30 (1.25 - 1.35)	31 (27 - 35)	15 (13 - 17)
Arcillosa	0.5 (0.1 - 1)	53 (51 - 55)	1.25 (1.20 - 1.30)	35 (31 - 39)	17 (15 - 19)

*En base al peso seco del suelo. Fuente: Avidan, 1994.

Por otro lado y según lo indicado por la figura 2.3, el contenido de humedad volumétrica de un suelo también se deduce mediante la expresión siguiente:

$$\theta = \frac{100 \times L_d}{P_s} \quad (2.9)$$

Combinando las expresiones 2.8 y 2.9, además de considerar la humedad disponible como $W = H_{CC} - H_{PMP}$, se tendrá la siguiente fórmula:

$$L_d = \frac{H_{CC} - H_{PMP}}{100} \times d_a \times P_s \quad (2.10)$$

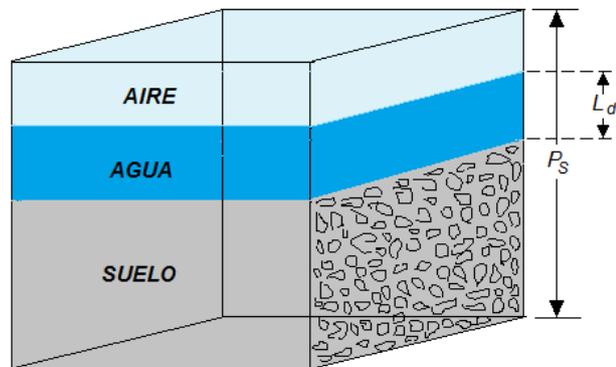


Figura 2.3 Componentes físicos de un suelo agrícola.

La expresión 2.10 es la ecuación comúnmente empleada para establecer la humedad disponible o agua útil para los cultivos. En este caso, L_d se conoce como la lámina disponible cuyas unidades estarán dadas en pulg, cm o mm, según la unidad utilizada para la profundidad de suelo P_s . Este último valor, en el caso del riego, puede definirse en función de la profundidad radicular efectiva del cultivo, para lo cual el símbolo utilizado en la expresión 2.10 pasa a la forma P_r .

Ejemplos de aplicación sobre cálculo de parámetros hidrofísicos de suelo

Con el fin de establecer la densidad aparente de un suelo se ha utilizado un cilindro portamuestra de 8 cm de diámetro, 8 cm de altura y un peso de 95.2 g (gramos-fuerza). La muestra del suelo y el cilindro reportaron un peso inicial de 713.5 g, luego de secarse en la estufa a 105°C durante 24 horas su peso seco fue de 597.9 g. Determinar:

- a. El contenido de humedad gravimétrico.
- b. La densidad aparente.

- c. El contenido de humedad volumétrico.
 d. La porosidad total.
- a) La humedad gravimétrica (W) se define como el contenido de humedad de una muestra de suelo en base a su peso seco, por ello se utiliza la expresión:

$$W = 100 \left(\frac{P_{húmedo} - P_{seco}}{P_{seco}} \right)$$

Para el ejemplo, primero debe separarse el peso del cilindro porta-muestra:

$$P_{húmedo} = 713.5 - 95.2 = 618.3 \text{ g}$$

$$P_{seco} = 597.9 - 95.2 = 502.7 \text{ g}$$

Entonces la humedad gravimétrica es:

$$W = 100 \left(\frac{618.3 - 502.7}{502.7} \right) = 23\%$$

- b) Antes de obtener la densidad aparente, se requiere conocer el volumen del cilindro porta-muestra. En este caso, este volumen es:

$$V = \frac{\pi d^2 h}{4} = \frac{\pi \times 8^2 \times 8}{4} = 402.1 \text{ cm}^3$$

Según la expresión 2.1, la densidad aparente es:

$$d_a = P_{seco}/V = 502.7/402.1 = 1.25 \text{ g/cm}^3$$

- c) El contenido de humedad volumétrica, según la expresión 2.8, es:

$$\theta = W \times d_a = 23 \times 1.25 = 28.8\%$$

- d) La porosidad total, según la expresión 2.5, es:

$$P_T = 100(1 - d_a/d_r) = 100(1 - 1.25/2.65) = 52.8\%$$

Nótese el valor de 2.65 g/cm^3 que se ha considerado como densidad real del suelo.

Un suelo retiene la humedad a capacidad de campo en una proporción del 32% y en el punto de marchitez permanente en una proporción del 16%. Tiene una densidad aparente de 1.30 g/cm^3 . Al momento de caer una lluvia de 100 mm, la humedad gravimétrica en dicho suelo era del 24%. Determinar:

- La máxima humedad disponible en el suelo para las plantas a los 30 cm de profundidad.
- La lámina de agua que quedará retenida en el suelo, producto de la lluvia, en los 30 cm de profundidad indicados.

- c. El exceso de agua que formará parte de la freática asumiendo que toda la lluvia se infiltra y que ésta se encuentra a 50 cm de profundidad.
- d. La escorrentía y el volumen de agua superficial a drenar por unidad de área si se considera que sólo el 50% del exceso de agua producto de la lluvia se infiltra.

- a) La máxima humedad disponible en el suelo para las plantas a los 30 cm de profundidad se establece con la expresión 2.10:

$$L_d = \frac{H_{CC} - H_{PMP}}{100} \times d_a \times P_{suelo}$$

$$L_d = \frac{32 - 16}{100} \times 1.30 \times 300 = 62.4 \text{ mm}$$

- b) La lámina de agua que quedará retenida (L_R) en el suelo, producto de la lluvia, en los 30 cm de profundidad. Para esta definición se puede utilizar la expresión 2.10, considerando que el contenido de humedad gravimétrica es del 24% al momento de caer la lluvia. En este caso, en la expresión 2.10 deberá remplazarse la humedad en el punto de marchitez permanente (H_{PMP}) por la humedad gravimétrica (W) en el momento del humedecimiento. Esto es:

$$L_R = \frac{H_{CC} - W}{100} \times d_a \times P_{suelo}$$

$$L_R = \frac{32 - 24}{100} \times 1.30 \times 300 = 31.2 \text{ mm}$$

- c) El exceso de agua que formará parte de la freática asumiendo que toda la lluvia se infiltra y que ésta se encuentra a 50 cm de profundidad.

A los 50 cm de profundidad, con las condiciones de H_{CC} y W existentes, la humedad retenida de la lluvia es:

$$L_R = \frac{32 - 24}{100} \times 1.30 \times 500 = 52.0 \text{ mm}$$

El exceso que formará parte de la freática es:

$$100 - 52 = 48.0 \text{ mm}$$

- d) La escorrentía y el volumen de agua superficial a drenar por unidad de área, si se considera que sólo el 50% del exceso de agua producto de la lluvia se infiltra.

Escorrentía	$48 \times 0.50 = 24.0 \text{ mm}$
Volumen/área	$24 \times 10 = 240 \text{ m}^3/\text{ha}$

Nótese que se ha considerado la constante: $1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$.

2.9. POTENCIAL DEL AGUA EN EL SUELO

La energía con que es retenida el agua en el suelo o con la que ésta se mueve a través de su perfil depende de las condiciones de humedad. Cuando el suelo está saturado, las cargas hidráulicas a la que está sometida el agua hará que esta se mueva desde puntos de mayor presión a puntos de menor presión, produciendo así el flujo subsuperficial. Dada la movilidad del agua, hay inmersa una energía total que se ajusta al principio de Bernoulli en cuanto a los componentes que establecen la magnitud total de esta energía, definida mediante la expresión:

$$E = \frac{mP}{\rho} + \frac{mv}{2} + mgh \quad (2.11)$$

Donde E es la energía total, m es la masa de agua, P es la presión, v es la velocidad, g la aceleración de la gravedad y h es la altura con respecto a un nivel de referencia. El primer término de esta expresión corresponde a la energía de presión, el segundo al de la velocidad (energía cinética) y el tercero a la energía gravitatoria (energía de elevación).

Como lo establece la expresión 2.11, en la energía total hay una contribución de la energía cinética que aporta a la dinámica del agua en condiciones de suelo saturado, sin embargo ésta puede considerarse prácticamente insignificante dada la lentitud (velocidad reducida) con que se mueve el agua a través del perfil del suelo. En este contexto, para las condiciones de drenaje, la energía total E que moviliza al agua dentro del suelo tiene sólo dos componentes:

$$E = \frac{mP}{\rho} + mgh \quad (2.12)$$

La energía de presión P no tiene una influencia constante en la práctica. En condiciones de saturación, su valor puede ser cero si el nivel freático, o cualquier otro nivel de referencia, está en contacto con la atmósfera; o a su vez, tener un valor real si sobre dicho nivel existe alguna carga que genere una presión mayor que la atmosférica. Nótese que al ser P una presión, en el caso de existir, únicamente tendrá un valor positivo. Dado que en la expresión 2.12 la energía de presión y la gravitatoria están definidas por un nivel de referencia, es común que E se mencione como energía potencial.

En el otro extremo de humedad están las condiciones de suelo no saturado, que básicamente son más importantes para el riego antes que para el drenaje. En suelos insaturados toman valor las fuerzas de retención, ya que el agua no tiene una movilidad libre como en las condiciones de saturación, de allí que se mencionen como fuerzas potenciales (o sólo potenciales) cuya totalidad está representada por la siguiente expresión:

$$\psi = \psi_m + \psi_o + \psi_g + \psi_n \quad (2.13)$$

En donde ψ es el potencial total, ψ_m es el potencial de la matriz del suelo o también llamado potencial mátrico, ψ_o es el potencial osmótico causado por la presencia de sales en el suelo,

ψ_g es el potencial gravitacional y ψ_n es el potencial neumático ocurrido por presencia de aire en el suelo.

En condiciones de insaturación los potenciales gravitatorios y neumáticos no tienen un aporte importante en la expresión 2.13. El primero es inexistente en estas condiciones de humedad e insignificante aun cuando se tengan condiciones un tanto mayores a la capacidad de campo, pero menores a la saturación; mientras que el segundo, si existe, también es un valor de poca importancia. De allí que el potencial de retención de agua ψ , para fines de riego, se determine por la suma:

$$\psi = \psi_m + \psi_o \quad (2.14)$$

El potencial matriz ψ_m es la suma de fuerzas capilares (fuerzas de adhesión y cohesión que se mencionan en el siguiente apartado) y las de adsorción producidas por los solutos del suelo. En condiciones de no saturación la presión que genera es negativa y corresponde al esfuerzo o succión que las plantas tienen que realizar para extraer el agua desde el suelo. Es positivo en condiciones de saturación por la presencia de presiones superiores a la atmosférica para un nivel de referencia dado (por ejemplo, profundidad radicular de un cultivo) y representa al término mP/ρ de las expresiones 2.11 y 2.12.

El potencial osmótico ψ_o ocurre por la presencia de contenidos salinos en el suelo. Toma importancia mientras mayor es la concentración de sales en el suelo, dado que, según lo explicado en el capítulo I, la presión osmótica se produce por un diferencial de concentraciones salinas en dos soluciones que están separadas por una membrana semi-permeable. En condiciones de insaturación es una presión negativa, ya que para extraer agua desde el suelo las plantas deben realizar una succión adicional, por ello, se menciona preferentemente como tensión osmótica. En suelos saturados su valor es cero.

2.10. FUERZAS DE RETENCIÓN DEL AGUA EN EL SUELO

Inmediatamente que los excesos de agua en un suelo han drenado, ésta queda retenida por tres tipos de fuerzas basadas en fenómenos capilares y electromagnéticos, cuya totalidad de estas fuerzas crecerán en forma inversamente proporcional al contenido de humedad. Estas fuerzas son las de adhesión, las de cohesión y las de adsorción (contraiones adsorbidos).

- 1. Fuerzas de adhesión:** esta fuerza se desarrolla en la unión entre las moléculas de agua y las partículas de suelo, debido a efectos de capilaridad que se producen en los conductos porosos y a efectos de electromagnetismo entre las cargas de las partículas de suelo y las cargas eléctricas de las moléculas de agua. En este tipo de fuerza está íntimamente ligada la textura del suelo, ya que ésta será mayor en suelos de textura arcillosa, mientras que en los de textura arenosa estas fuerzas son reducidas.
- 2. Fuerzas de cohesión:** esta fuerza está referida a la unión exclusiva de las moléculas de agua, las cuales al ser de característica bipolar entre ellas forman una red de moléculas unidas que es máxima en la superficie del fluido, generando la mayor fuerza de cohesión en esta parte y que en términos físicos se define como

tensión superficial. Las fuerzas de cohesión toman importancia en suelos en donde la existencia de poros relativamente grandes es mayor.

- 3. Fuerzas de adsorción:** se hace referencia como fuerza de adsorción a aquella con que el agua se encuentra ligada a los solutos del suelo, con tal magnitud (más allá de 31 atm) que es imposible para cualquier cultivo extraerla.

Las fuerzas de adhesión y cohesión se denominan fuerzas capilares ya que su fundamento se deriva de este efecto físico. Las dos corresponden con la fuerza con que el agua es retenida en el punto de capacidad de campo de un suelo.

Asimismo, la unión de las fuerzas de adhesión, cohesión y de adsorción mencionadas son las que se oponen a la extracción de agua de un suelo por parte de las plantas. Esto es, el total de estas fuerzas es la tensión (o succión) de humedad en el suelo que un cultivo deberá desarrollar para suplir su requerimiento hídrico, el cual se cumplirá parcialmente mientras exista menos humedad disponible, o lo que es lo mismo, mayor tensión de humedad.

Cuando la tensión de la humedad en el suelo es 0 atm el suelo está saturado y los excesos se percolan por efecto de la gravedad, situación en donde sólo la fuerza de cohesión actúa pero se vuelve insignificante. Existen equipos que se utilizan en el riego para medir de forma indirecta, mediante la tensión (básicamente el potencial mátrico ψ_m), la humedad que existe en el suelo. Estos instrumentos son los tensiómetros, los cuales están indicados para emplearlos en la programación de riegos de alta frecuencia debido a que la operatividad de estos equipos no permite tomar lecturas de tensión de humedad en el suelo más allá de 4/5 atm.

Las fuerzas de retención del agua en el suelo han originado que se identifiquen, correspondientemente, tres tipos de agua: agua gravitatoria, capilar e higroscópica.

- **Agua gravitatoria:** es la parte de agua que en el suelo se mueve por efecto de la acción de la gravedad, ya que el suelo no la puede retener. Esta agua puede tomar dos vías: formar la escorrentía superficial y/o formar parte de la freática por su percolación. En los dos casos, constituyen los excesos de agua que deben ser evacuados por los sistemas de drenaje ya que son la causa de la falta de aireación en las raíces de las plantas.
- **Agua capilar:** considerando lo manifestado sobre las fuerzas de retención, el agua capilar es aquella que es retenida por el suelo mediante las fuerzas de adhesión y de cohesión. Esta agua corresponde con la máxima cantidad de agua que puede retener un suelo en contra de la fuerza de gravedad, indicada anteriormente como humedad a capacidad de campo. Es la oferta hídrica máxima que un suelo puede ofrecer a los cultivos.
- **Agua higroscópica:** este tipo de agua está relacionada con la fuerza de adsorción por las partículas de suelo, en gran mayoría, por los coloides del suelo. Es un agua que no se remueve ni por fuerzas de gravedad ni por fuerzas capilares, por lo tanto, es el agua no disponible para las plantas. En términos de succión, es aquella que está retenida por una tensión que podría variar entre 30 a 10 000 atm.

2.11. CURVAS DE RETENCIÓN DE HUMEDAD

Cada tipo de suelo, dependiendo de su textura y estructura, tiene una curva característica que representa al contenido de humedad gravimétrica (en base a peso seco) de acuerdo a la tensión con que está retenida. Estas gráficas son conocidas como curvas de retención de humedad.

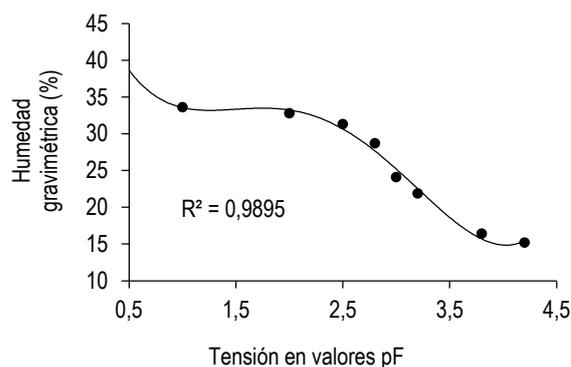


Figura 2.4 Curva de retención de humedad para un suelo de textura media.

La tensión puede estar medida en bar, atmósferas o metros de columna de agua y generalmente se obtienen para varios valores de tensión, desde capacidad de campo (0.10 a 0.33 atm) hasta el punto de marchitez permanente (15.0 atm). Por la dispersión de estas tensiones a veces se prefiere utilizar los valores pF, que desde 0.33 a 15 atm corresponderán a valores que van desde 2.5 a 4.2, respectivamente. En la figura 2.4 se describe una curva de retención de humedad para un suelo de textura media.

Datos referenciales de los contenidos de humedad a 4 tensiones de tres tipos de textura se pueden observar en la tabla 2.5, en la cual puede notarse que los mayores contenidos de humedad se presentan en la textura arcillosa, debido a la mayor cantidad de poros que ésta tiene.

Tabla 2.5 Contenidos de humedad (%) a distintas tensiones.

Textura	Tensiones (atm)			
	0.3	1.0	5.0	15.0
Arcilla	34.2	27.2	21.8	17.5
Arcillo - arenoso	29.8	20.3	18.4	16.5
Franco - arenoso	10.8	7.3	6.2	5.4

Fuente: Valverde, 2007.

2.12. CONTENIDO DE AIRE DEL SUELO

En forma general, salvo escasas excepciones, los cultivos requieren de aireación en la rizósfera para poder llevar a cabo su normal absorción de nutrientes. La falta de aireación por efecto de la saturación del suelo, contribuye a la existencia de condiciones anaerobias

desfavorables, con emisión de gases tóxicos que ocasionarán que el sistema radicular de una planta se someta a un proceso putrescible paulatino. Esta situación consecuentemente hará que disminuyan los rendimientos agrícolas potenciales de los cultivos, llevándolos incluso hasta la muerte si la inundación se mantiene por un largo periodo.

Aun en el cultivo de arroz, cuya capacidad fisiológica ha creado la concepción falsa de que es una planta diseñada para sobrevivir en ambientes saturados, se ha determinado experimentalmente mediante estudios sobre riego de intermitencia o a capacidad de campo el hecho de que un ambiente anóxico afecta relativamente su productividad.

La inundación tiene un efecto negativo sobre el rendimiento de un cultivo porque los excesos de humedad pueden atrofiar hasta en un 60% el sistema radicular de las plantas. En condiciones anaeróbicas se reduce la presencia de oxígeno y aumentan negativamente los contenidos de CO₂. En esta situación se restringe la respiración radicular, la actividad biológica y la absorción de nitrógeno; proliferan una serie de compuestos tóxicos que son capaces de disminuir el pH del suelo y afectar el normal desarrollo de las raíces.

En condiciones medias de drenaje para áreas inundadas se considera un 10% como contenido mínimo de aire en el suelo para que en la mayoría de cultivos no se vea afectada significativamente su producción. El tiempo que les toma a los suelos agrícolas desde que están saturados hasta que drenan y logran contener la proporción de aire antes mencionado se conoce como *tiempo de drenaje*. Este tiempo, del cual se tratará en el capítulo 6, corresponde al máximo lapso que un cultivo puede tolerar bajo condiciones de saturación. Es una variable que si bien depende de factores edáficos y de la lluvia como tal (o del riego si es mal manejado), también está en función del tipo de especie, siendo las hortalizas las más sensibles cuya tolerancia no va más allá de 8 horas como máximo antes de que su producción se afecte de forma significativa.

2.13. POROSIDAD DRENABLE

La porosidad drenable, también conocida como porosidad efectiva o macroporosidad, es la cantidad de agua que puede ser drenada de un volumen de suelo saturado por efecto de la gravedad cuando existe un gradiente potencial. Es la relación porcentual entre el espacio que ocupa el agua gravitatoria, aquella que drena desde los macroporos del suelo hasta llegar al estado de capacidad de campo, y el volumen de suelo:

$$S = \frac{VOLUMEN DE AGUA DRENADA}{VOLUMEN DE SUELO} \times 100 \quad (2.15)$$

Donde S es la porosidad drenable. Al volumen de agua drenada desde la saturación al estado de capacidad de campo (numerador de la expresión 2.15) se conoce con el nombre de *capacidad de aire* de un suelo. Por la diversidad en las características físicas de los suelos este contenido de aire puede ir desde un 5 a un 30%, en forma general se podrá tener un 10% como límite inferior para la mayoría de suelos agrícolas.

Si en la expresión 2.15 se sustituye a la altura del volumen de agua drenada por R , también llamada descarga específica por unidad de longitud del dren, y a la altura del volumen de suelo por h , S también puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A \times R}{A \times h} \times 100$$

$$S = \frac{100R}{h} \quad (2.16)$$

La suma de la porosidad drenable (S) (que como se ha indicado representa a la macroporosidad) con el contenido volumétrico a capacidad de campo, que se corresponde con la microporosidad y que constituye la retención específica (S_r) del agua por parte del suelo, dan como resultado la porosidad total del suelo (conocida también tan sólo por porosidad) (P_T). Esto es:

$$P_T = S + S_r \quad (2.17)$$

Siendo S_r la retención específica (contenido de humedad a CC en base a volumen). Todos los términos de 2.17 vienen dados en porcentaje.

La determinación de S es relativamente fácil, ya que consiste básicamente en determinar el volumen de agua evacuado gravitatoriamente desde la saturación θ_s hasta que el suelo llegue al contenido hídrico de capacidad de campo H_{CC} , por efecto de una tensión de 1/3 atm (esta tensión puede variar entre 1/10 hasta 1/3, dependiendo de la textura del suelo). Aunque es una prueba que puede realizarse a nivel de laboratorio, es preferible realizarla a nivel de campo por las condiciones inalteradas que se consiguen. En forma indirecta, obteniendo la conductividad hidráulica de un suelo (K), S también puede estimarse por la expresión siguiente:

$$S = 10\sqrt{K} \quad (2.18)$$

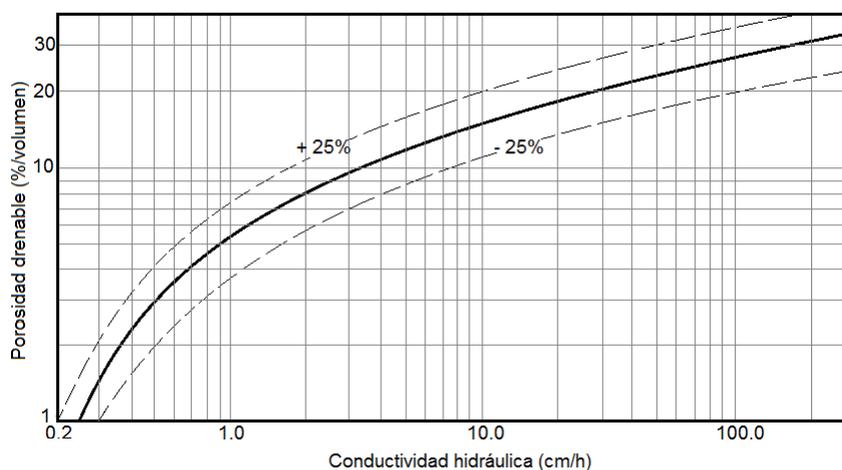
Donde el valor de S está dado en porcentaje y K es la conductividad hidráulica del suelo medida en m/día.

Las características físicas de los suelos que están directamente relacionados con la porosidad drenable son la textura y la estructura, siendo la primera de éstas la que mayor influencia posee. La estructura está ligada a texturas de suelo de tendencia arcillosa, ya que es en esta condición en donde esta característica toma importancia. Al respecto, en la tabla 2.6 se detallan algunos valores de S aproximados, según la FAO (1979), para distintos tipos de textura y de estructura de suelo. Igualmente, en la figura 2.5 se describe una relación gráfica entre la conductividad hidráulica de suelos de textura entre fina y media, y la porosidad drenable aproximada. En esta figura también se han trazado curvas punteadas paralelas, para indicar que errores de estimación de la porosidad drenable de $\pm 25\%$ no producen errores en el distanciamiento de drenes más allá de un $\pm 10\%$ (FAO, 1979).

Tabla 2.6 Valores aproximados de la porosidad drenable (S) para distintas texturas y estructuras de suelo.

Textura	Estructura	Porosidad drenable (%)
Arcillosa Franco arcillosa	Columnar fina	1 - 2
Arcillo limosa Franco arcillo arenosa	Prismática fina en bloques angulares	1 - 3
Arcillosa Arcillo limosa Arcillo arenosa Franco arcillo limosa Franco arcillosa Franco limosa Limosa Franco arcillo arenosa	Prismática fina y mediana, en bloques angulares y laminar	3 - 8
Franco arcillosa poco densa Limosa Franco limosa Franco arenosa muy fina Franca	Prismática mediana y en bloques subangulares	6 - 12
Franco arenosa fina Franco arenosa	En bloques subangulares y granular, migajosa fina	12 - 18
Arenosa fina	Migajosa mediana y de grano suelto	15 - 22
Arenosa mediana a gruesa	De grano suelto	22 - 35

Fuente: FAO, 1979.

**Figura 2.5** Relación entre la conductividad hidráulica del suelo y la porosidad drenable según la FAO, 1979.

2.14. INFILTRACIÓN

La infiltración de los suelos tiene una relación directa con el drenaje, así como también con el riego de los cultivos. Está dada en unidades de velocidad (L/t) y se la define como la tasa de entrada del agua en el suelo. La dirección de la infiltración, en el caso del riego, depende del método. En riego por aspersión y por inundación, en donde se cubre toda la superficie del suelo, la infiltración tiene una sola dirección en forma vertical. En los casos de riego por surco y localizados (goteo y microaspersión), la dirección de la infiltración es bidireccional y radial, respectivamente. En lo que concierne al drenaje, dado que hay una cobertura total del suelo por parte del agua, se considera que la infiltración es unidireccional (vertical).

La velocidad de infiltración varía con el tiempo, mientras se van llenando los poros del suelo. Es alta al inicio y se reduce gradualmente mientras avanza el tiempo, volviéndose prácticamente constante y asintótica (figura 2.6). La infiltración que ocurre después de que los poros del suelo están saturados, para lo cual ha pasado cierto tiempo desde el inicio del ingreso del agua proveniente del riego o de la lluvia, prácticamente es constante y su intensidad es la mínima posible; motivo por el que se la define como *infiltración estabilizada* o *básica*.

Cuando la infiltración del agua en el suelo sucede por un tiempo relativamente considerable, según lo indicado, la velocidad de infiltración I se hace constante. Cuando I llega a esta condición de mínima infiltración, se ha alcanzado la tasa de ingreso definida como *infiltración básica* (I_b). La infiltración básica es un parámetro fundamental en el diseño de los sistemas de riego. Por ejemplo, en los sistemas por surcos establecen la longitud máxima que deberán tener éstos y/o los tiempos de riego; en el caso de los sistemas presurizados, I_b permite la selección adecuada de los emisores, ya que las precipitaciones artificiales que desarrollan éstos deben ser inferiores a la capacidad de infiltración básica del suelo.

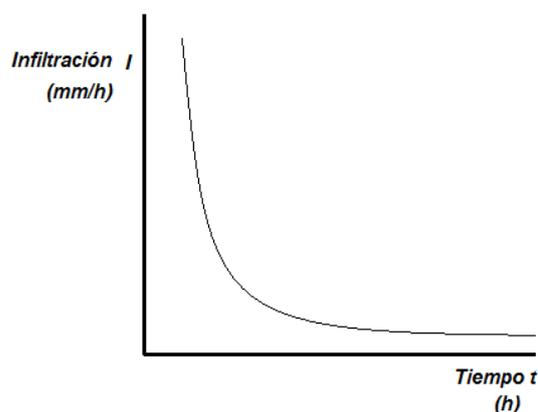


Figura 2.6 Esquema de una curva de infiltración.

En el caso del drenaje, debido a que la infiltración básica es el ingreso del agua en el suelo cuando éste se encuentra saturado, pues como ha pasado suficiente tiempo de humedecimiento para tener una condición de saturación y el agua deja de ser parte de la

succión matriz moviéndose prácticamente por gravedad, puede asumirse en esta condición como equivalente a la conductividad hidráulica (K) del suelo, es decir: $I_b = K$; siendo este último un parámetro de diseño de los sistemas de drenaje. Otra utilidad muy importante que ofrece el conocimiento de la infiltración es que permite deducir de una lluvia caída la parte de ella que se convertirá en escorrentía, factor que es trascendental en el diseño de los sistemas de drenaje superficial. En la tabla 2.4 se indican algunos valores de infiltración básica para varios tipos texturales de suelo.

La infiltración se la ha tratado de describir en base a fórmulas matemáticas con el propósito de obtener modelos regresionales para deducir su comportamiento en el tiempo. Existen varias alternativas al respecto, todas ofrecen resultados aproximados debido al ambiente multivariado, tanto espacial como temporal, en el cual se desarrolla la infiltración en un determinado tipo de suelo. De estas alternativas, una de las de mayor uso debido al pragmatismo que la rodea y la gran aceptación que tiene, es la expresión propuesta por Kostiaikov.

Infiltración según Kostiaikov

Tal como se mencionó en el párrafo precedente, a la infiltración de los suelos se la ha tratado de representar mediante algunas expresiones matemáticas. En este sentido se tienen las propuestas de Green – Ampt (1911), la de Horton (1939), la de Philip (1957) hasta la del propio SCS – USDA; sin embargo, una de esas expresiones que es de uso común por su fundamento práctico es la fórmula propuesta por Kostiaikov (1932), la cual es una función potencial que permite expresar la velocidad de la infiltración a través del siguiente planteamiento:

$$I = at^b \quad (2.19)$$

Donde I es la velocidad de infiltración, comúnmente expresada en la unidad de mm/h siempre que los datos para la obtención del modelo se hayan expresado en esta misma unidad. Su valor representa a la infiltración en un instante determinado, por lo cual se la conoce también como *infiltración instantánea*. El parámetro a es el coeficiente que depende de la unidad de medida de la velocidad y corresponde, luego que se ha linealizado la expresión (aplicando transformación logarítmica), a la infiltración en un tiempo $t = 1$. En otros términos, es la intersección de la curva con el eje de las Y . La variable t representa al tiempo durante el cual se evalúa la infiltración, el mismo que generalmente viene dado en minutos (min). El exponente b es la constante potencial que puede variar entre 0 y -1.

Infiltración total

Debido a que I es función del tiempo, la infiltración total I_T , también llamada infiltración acumulada durante el tiempo que se ha llevado a cabo ésta, se deduce integrando la expresión 2.19 entre los límites $t = 0$ y $t = t$. Esto es:

$$\frac{dI}{dt} = a \times t^b$$

$$dI = a \times t^b \times dt, \text{ siendo } \int dI = I_T$$

$$I_T = a \int_0^t t^b dt$$

$$I_T = \frac{a}{b+1} \times t^{b+1} \quad (2.20)$$

Haciendo $A = \frac{a}{b+1}$ y $B = b + 1$, la expresión 2.20 toma la siguiente forma:

$$I_T = At^B \quad (2.21)$$

En algunos casos puede ser deducible la infiltración total (I_T) (expresión 2.20) a partir de la expresión de la infiltración en un instante (I) (expresión 2.19), o viceversa. No obstante, se recomienda la obtención de las dos expresiones de manera independiente, ya que desde I_T se deduce la infiltración básica que se indicará en los siguientes párrafos.

Infiltración promedio

En toda la duración de I , la infiltración promedio I_P es la relación entre la infiltración total I_T y el tiempo t , es decir:

$$I_P = \frac{I_T}{t} \quad (2.22)$$

Combinando las expresiones 2.20 y 2.22, la infiltración promedio también puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$I_P = \frac{a \times t^b}{b+1} \quad (2.23)$$

Infiltración básica

Según lo manifestado en párrafos anteriores, la infiltración básica (I_b) es una propiedad importante de los suelos relacionada tanto con el riego como con el drenaje. Definida también como infiltración estabilizada de acuerdo a su concepción, físicamente se considera que un suelo ha llegado a la condición de I_b cuando la velocidad de ingreso del agua se hace constante en condiciones de saturación del suelo, esto es, cuando hay un predominio de las fuerzas gravitatorias sobre la cantidad del agua en exceso del suelo. Esta

situación análoga es la que sucede en el drenaje, de allí que la conductividad hidráulica obtenida en un suelo saturado se considere semejante a la infiltración básica.

Según el criterio del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, actualmente definido como Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS, por sus siglas en inglés), la infiltración básica se alcanza cuando la tasa de cambio de la velocidad de infiltración I es 10% o menos de su valor entre lecturas consecutivas, dentro de un periodo normal de prueba (con estas diferencias se asume que las lecturas son constantes). Bajo este concepto, el tiempo en el cual se llega a la infiltración básica de un suelo se obtiene igualando la primera derivada de I (expresión 2.19) con este 10%, es decir:

$$\frac{dI}{dt} = -0.1I$$

$$abt^{b-1} = -0.1at^b$$

Por consiguiente:

$$t_b = -10b \quad (2.24)$$

Donde t_b es el tiempo para alcanzar la infiltración básica, dado en horas. Para operar esta expresión en minutos, que es la forma más común de realizar el proceso analítico, deberá multiplicarse por 60; con lo cual 2.24 se replantea de la siguiente forma:

$$t_b = -600b \quad (2.25)$$

Finalmente, la infiltración básica se obtiene reemplazando 2.25 en la expresión 2.19, es decir:

$$I_b = a(-600b)^b \quad (2.26)$$

El valor de I_b generalmente se lo indica en unidades de mm/h debido a que se consideran los valores de prueba en esta unidad, mientras que el tiempo entre cada intervalo de evaluación deberá manejarse en minutos. Estas unidades son las que deben emplearse para la aplicación de la expresión 2.26.

En la práctica, la infiltración básica se establece cuando el proceso de infiltración sucede por un determinado tiempo y tiende a ser constante, tal como ya se lo ha manifestado al inicio de este tema. No obstante, los parámetros de la expresión 2.26 se obtienen a partir de la función potencial de la infiltración total o acumulada (expresiones 2.20 y 2.21); esto es:

$$b = B - 1 \quad a = AB = A(b + 1)$$

Factores que afectan a la infiltración

La infiltración del suelo depende de varios factores, cada uno de los cuales tienen su importancia relativa. Entre estos factores están: la textura, la estructura, la humedad antecedente, los contenidos de materia orgánica, el nivel de salinidad del suelo y la temperatura.

La textura está referida a los tamaños de los poros y por lo tanto tiene una influencia directa sobre la rapidez con que el agua infiltra en el suelo. La estructura, dependiendo del origen de formación del suelo, establece la magnitud de las cavidades que también influyen en la velocidad de infiltración; en algunos casos aumentándola, mientras que en otros la pueden reducir debido a bolsas de aire que se forman internamente. Se puede decir que la humedad antecedente influye parcialmente en la velocidad de infiltración especialmente al inicio del ingreso de agua, pues en los primeros instantes el agua llenará todos los espacios porosos y quedará sujeta a la máxima capacidad de succión del suelo (capacidad de campo), pero una vez que éstos se llenen, los siguientes volúmenes de agua se movilizarán por las fuerzas de gravedad. En el caso de la materia orgánica, debido a que su función es “aflojar” la compactación del suelo, permitirá que la infiltración sea más rápida.

La afectación en la infiltración por parte de la salinidad tiene que ver básicamente con dos situaciones: 1) la tensión osmótica que producen determinadas concentraciones de sales que hará que el agua quede atrapada en la solución del suelo con una mayor intensidad; y 2) el efecto disociador que ejerce el sodio cuando se encuentra en alta concentración, lo cual hace que el suelo sea menos permeable. Respecto de la temperatura, la afectación es prácticamente insignificante y está relacionada con la viscosidad del agua. Por los problemas de sodio y de laboreo excesivo la infiltración cambia con el tiempo debido a la colmatación paulatina de los poros del suelo, lo que permite entrever que toda infiltración medida en un instante corresponde a la infiltración máxima respecto de mediciones subsecuentes.

2.15. MÉTODOS PARA DETERMINAR LA INFILTRACIÓN DEL SUELO

Los métodos para medir la infiltración de los suelos, en el caso del riego, están determinados por la forma como se ha previsto la aplicación del agua: riegos de cobertura total (inundación, aspersión) o de cobertura parcial (sistemas de riego localizados). Si la cobertura del agua es total la infiltración tendrá una sola dirección en forma vertical. Si la cobertura del agua es parcial, la infiltración podrá ser bidireccional o multidireccional. En el caso del drenaje se considera una sola dirección de la infiltración: vertical. Considerando las direcciones de la infiltración, los métodos pueden clasificarse de la siguiente forma:

- 1) De anillo simple: infiltración multidireccional.
- 2) De doble anillo: infiltración vertical.

Otra forma de medir la infiltración es mediante el uso de surcos si el método de riego es a gravedad, el cual se explicará más adelante. Asimismo, cuando se tienen sistemas de riego presurizados con aspersores, una técnica es contabilizar la escorrentía que se genera en un área con estos emisores (método del aspersor), para lo cual habrá que delimitar

adecuadamente (en cuanto a pendiente y pluviometría) el área de ensayo. Para esta última alternativa, el método utilizando un simulador de lluvia puede reemplazarlo y ofrecer resultados mucho más eficientes, ya que además de medir la infiltración permite estimar la escorrentía y la erosión hídrica de un suelo.

Método de anillo simple: en este método puede medirse la infiltración multidireccional (figura 2.7) y consiste en utilizar un anillo metálico de un diámetro entre 30 a 40 cm y de unos 30 cm de altura. Estas medidas no son fijas, mucho menos si se tiene en cuenta el hecho de que mientras las dimensiones del diámetro sean mayores, es mejor la representatividad del equipo. El proceso consiste en enterrar unos 10 cm el cilindro en un área representativa del área de estudio, luego se adiciona el agua en el interior del mismo hasta una altura de 15 cm, cubriendo el suelo con tela o plástico de tal manera que el chorro de agua no disturbe la superficie. Los intervalos de tiempo de las lecturas deberán ir incrementándose entre 2 a 5 minutos en las primeras observaciones, luego a 10 o 20 minutos, para terminar con 30 o 60 minutos cada lectura. Debe advertirse que al utilizarse un solo anillo se podrán tener valores de infiltración relativamente mayores a la real capacidad del suelo debido al mismo hecho de que la infiltración tiene varias direcciones. En este caso, para tener un mayor equilibrio en las lecturas debido a que el agua en el suelo tomará varias direcciones, es recomendable realizar las medidas o ubicar la regla en el centro del cilindro.

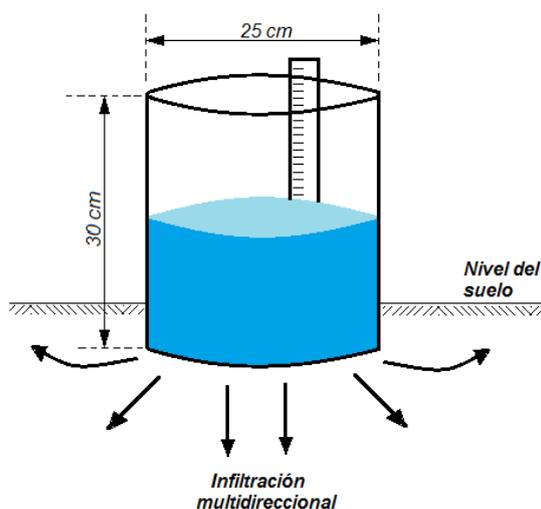


Figura 2.7 Esquema de una prueba de infiltración con anillo simple.

Método de doble anillo: con este método puede medirse la infiltración sólo verticalmente (unidireccional), ya que utiliza dos anillos ubicados en forma concéntrica (figura 2.8). El de menor diámetro es el que permite la medición de la infiltración y tiene las dimensiones dadas para el anillo del método anterior. El segundo anillo cumple con la función de direccionar verticalmente la infiltración del anillo de menor diámetro, ya que el agua que hay entre éste y la pared del anillo interior a más de infiltrar verticalmente también lo hará lateralmente. Es recomendable que el nivel del agua entre el anillo exterior y el

interior se mantenga a la misma altura que la del anillo de menor diámetro para evitar diferencias de carga. La dimensión del segundo anillo es de unos 50 cm de diámetro y tiene la misma altura que la del anillo de menor diámetro (30 cm). El proceso es el detallado para el método del anillo simple. La función del segundo anillo puede ser remplazada por un muro del propio suelo en donde se realiza la prueba, que se construye alrededor del anillo de medición, concéntricamente y a unos 15 cm de éste.

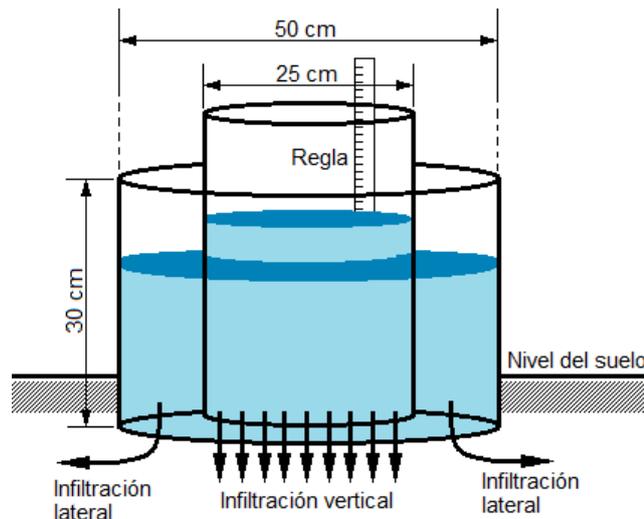


Figura 2.8 Esquema de una prueba de infiltración con doble anillo.

Proceso de cálculo de la infiltración instantánea y total

La obtención matemática de las expresiones 2.19 y 2.21 que representan a la infiltración instantánea y total, respectivamente, puede realizarse de dos formas:

- 1) Gráficamente, utilizando papel doble logarítmico. En el eje de las abscisas se ubica el tiempo acumulado para las dos expresiones y en el eje de las ordenadas se colocan la velocidad de infiltración en el caso de la expresión 2.19, y la lámina de infiltración acumulada cuando se trate de obtener la expresión 2.21.
- 2) Analíticamente, linealizando⁴ las expresiones tanto para los datos que se ubicarán en el eje de las X como los que se ubicarán en el eje de las Y . La linealización de los datos permitirá aplicar la técnica de los mínimos cuadrados para obtener cada uno de los parámetros de la función transformada.

⁴ Linealizar el comportamiento de un grupo de datos consiste en transformar cada uno de los datos a una escala que pudiera ser logarítmica, si la información muestra una fuerte dispersión o se ajusta a modelos exponenciales.

Ejemplo de aplicación para la obtención del modelo matemático de la infiltración instantánea y total utilizando la expresión propuesta por Kostiakov

Mediante el método del doble anillo se ha realizado una prueba de infiltración en un suelo de textura arcillosa. La información obtenida es la que se indica en la tabla 2.7. Obténgase el modelo matemático de la infiltración (I) y el de la infiltración total o acumulada (I_T); además determínese la infiltración básica (I_b) del suelo.

Tabla 2.7 Datos de campo de una prueba de infiltración desde donde se ha obtenido la velocidad de infiltración y la infiltración acumulada.

Duración intervalos (min)	Lecturas del nivel de agua (mm)		Lámina infiltrada (mm)	Velocidad de infiltración (mm/h)	Tiempo acumulado (min)	Lámina de infiltración acumulada (mm)
	Inicial	Final				
2	122	110	12	360	2	12
2	110	102	8	240	4	20
2	102	96	6	180	6	26
3	124	119	5	100	9	31
3	119	114	5	100	12	36
5	114	110	4	48	17	40
5	110	106	4	48	22	44
10	106	102	4	24	32	48
10	102	99	3	18	42	51
10	123	120	3	18	52	54
20	120	116	4	12	72	58
20	116	112	4	12	92	62
20	113	110	3	9	112	65

Obtención de la infiltración instantánea

Para la obtención del modelo de infiltración (I) se precisa de la técnica matemática de los mínimos cuadrados. En este caso se requiere linealizar la función potencial de Kostiakov (expresión 2.19) aplicando logaritmos. Esto es:

$$I = at^b$$

$$\text{Log}(I) = \text{Log}(at^b)$$

$$\text{Log}(I) = \text{Log}(a) + b \times \text{Log}(t)$$

Haciendo:

$$Y = \text{Log}(I) \quad A = \text{Log}(a) \quad X = \text{Log}(t)$$

El modelo linealizado es:

$$Y = A + bX$$

La linealización de 2.19 hace posible la aplicación de la técnica de los mínimos cuadrados:

$$b = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2} \quad (2.27)$$

$$A = \frac{\sum Y - b \sum X}{n} \quad (2.28)$$

Tabla 2.8 Datos transformados a escala logarítmica, tanto del tiempo acumulado como de la velocidad de infiltración.

Tiempo acumulado (min) (t)	Infiltración (mm/h) (I)	Log(t) (X)	Log(I) (Y)	X ²	XY
2	360	0.3010	2.5563	0.0906	0.7695
4	240	0.6021	2.3802	0.3625	1.4330
6	180	0.7782	2.2553	0.6055	1.7549
9	100	0.9542	2.0000	0.9106	1.9085
12	100	1.0792	2.0000	1.1646	2.1584
17	48	1.2304	1.6812	1.5140	2.0687
22	48	1.3424	1.6812	1.8021	2.2569
32	24	1.5051	1.3802	2.2655	2.0774
42	18	1.6232	1.2553	2.6349	2.0376
52	18	1.7160	1.2553	2.9447	2.1541
72	12	1.8573	1.0792	3.4497	2.0044
92	12	1.9638	1.0792	3.8565	2.1193
112	9	2.0492	0.9542	4.1993	1.9555
		17.0023	21.5576	25.8005	24.6982

La aplicación de las expresiones 2.27 y 2.28 requieren algunas sumatorias con los datos transformados que se detallan en la tabla 2.8.

$$b = \frac{13 \times 24.6982 - 17.0023 \times 21.5576}{13 \times 25.8005 - 17.0023^2} = -0.9811$$

$$A = \frac{21.5576 - (-0.9811) \times 17.0023}{13} = 2.9414$$

Por tanto, el modelo linealizado es:

$$Y = 2.9414 - 0.9811X$$

El modelo potencial original de la infiltración se establece aplicando los antilogaritmos respectivos, es decir:

$$\begin{aligned} \text{Antilog}(A) &= \text{Antilog}(2.9414) = 873.78 \\ \text{Antilog}(bX) &= -0.9811 \times \text{Log}(t) = t^{-0.9811} \\ I &= 873.78 \times t^{-0.9811} \end{aligned}$$

Para los pronósticos, el tiempo t deberá ingresarse en minutos y la infiltración correspondiente resultará en mm/h.

Obtención de la infiltración total

Conociendo que puede hacerse una aproximación de la expresión de la infiltración total mediante la fórmula 2.20 utilizando los parámetros a y b obtenidos en el paso anterior, es mejor realizar un proceso más efectivo recurriendo nuevamente a la técnica de los mínimos cuadrados en forma análoga al proceso que se desarrolló en la obtención de la infiltración instantánea.

$$\begin{aligned} I_T &= A \times t^B \\ \text{Log}(I_T) &= \text{Log}(A \times t^B) \\ \text{Log}(I_T) &= \text{Log}(A) + B \times \text{Log}(t) \end{aligned}$$

Haciendo:

$$Y = \text{Log}(I) \quad C = \text{Log}(A) \quad X = \text{Log}(t)$$

El modelo linealizado es:

$$Y = C + BX$$

Considerando los datos transformados de la tabla 2.9, junto con las expresiones 2.27 y 2.28 de la técnica de los mínimos cuadrados, los parámetros lineales para este caso son:

$$\begin{aligned} B &= \frac{13 \times 28.2747 - 17.0023 \times 20.5783}{13 \times 25.8005 - 17.0023^2} = 0.3819 \\ C &= \frac{20.5783 - 0.3819 \times 17.0023}{13} = 1.0835 \end{aligned}$$

El modelo linealizado es:

$$Y = 1.0835 + 0.3819X$$

Aplicando los antilogaritmos respectivos, la infiltración total se representa con la siguiente expresión:

$$I_T = 12.12 \times t^{0.3819}$$

En donde el tiempo t debe ingresarse en minutos y la infiltración total I_T resultará en mm.

Tabla 2.9 Datos transformados a escala logarítmica, tanto del tiempo acumulado como de la lámina acumulada.

Tiempo acumulado (min) (t)	Lámina acumulada (mm) (I_T)	$Log(t)$ (X)	$Log(I_T)$ (Y)	X^2	XY
2	12	0.3010	1.0792	0.0906	0.3249
4	20	0.6021	1.3010	0.3625	0.7833
6	26	0.7782	1.4150	0.6055	1.1011
9	31	0.9542	1.4914	0.9106	1.4231
12	36	1.0792	1.5563	1.1646	1.6795
17	40	1.2304	1.6021	1.5140	1.9713
22	44	1.3424	1.6435	1.8021	2.2062
32	48	1.5051	1.6812	2.2655	2.5305
42	51	1.6232	1.7076	2.6349	2.7718
52	54	1.7160	1.7324	2.9447	2.9728
72	58	1.8573	1.7634	3.4497	3.2753
92	62	1.9638	1.7924	3.8565	3.5199
112	65	2.0492	1.8129	4.1993	3.7151
		17.0023	20.5783	25.8005	28.2747

Obtención de la infiltración básica

La infiltración básica puede obtenerse mediante la expresión 2.26, previa obtención de los parámetros a y b desde la infiltración total.

$$b = B - 1 \qquad a = AB$$

$$b = 0.3819 - 1 = -0.6181 \qquad a = 12.12 \times 0.3819 \times 60 = 277.72$$

Nótese que a se ha multiplicado por 60 debido a que el exponente B de la expresión de infiltración total está dado para un tiempo en minutos, lo cual permitirá tener la infiltración básica en unidades de mm/h.

$$I_b = 277.72 \times (-600 \times -0.6181)^{-0.6181}$$

$$I_b = 7.17 \text{ mm/h}$$

Este dato más o menos se corresponde con los valores en donde la infiltración empieza a hacerse constante, según puede observarse en la tabla 2.7 y figura 2.9 (parte baja de la

curva). En esta condición, el suelo está saturado y la infiltración ocurre por fuerzas gravitatorias.

En las figuras 2.9 y 2.10 obtenidas mediante el EXCEL, se han graficado la velocidad de infiltración y la lámina acumulada para los tiempos acumulados. Las gráficas se han realizado tanto en escala aritmética como en escala logarítmica, notándose para la primera escala un comportamiento curvilíneo (potencial) y en la segunda un comportamiento lineal. Asimismo, se detallan los coeficientes de determinación (r^2) para cada curva, valor que permite evidenciar un ajuste muy bueno entre la función (curva) y los puntos.

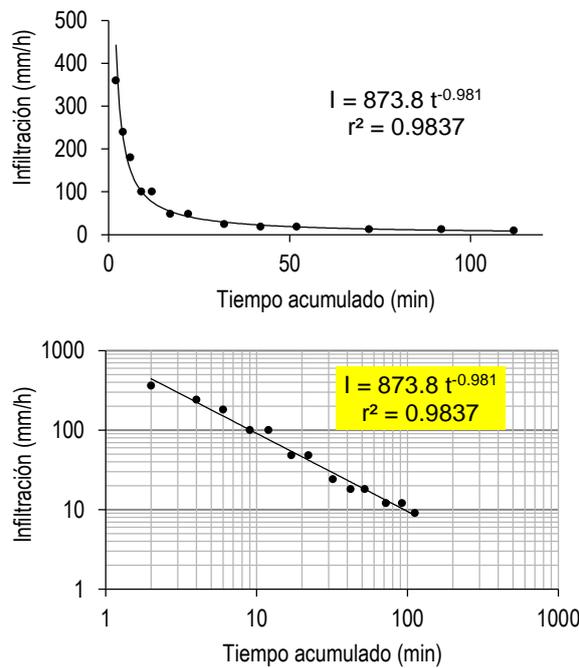


Figura 2.9 Relación del tiempo acumulado y la velocidad de infiltración en escalas aritmética y logarítmica.

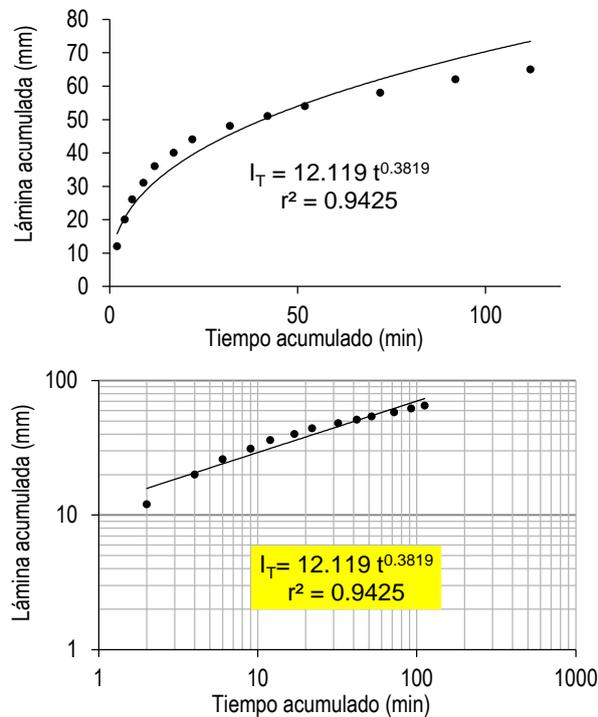


Figura 2.10 Relación del tiempo acumulado y la lámina acumulada en escalas aritmética y logarítmica.

Método del surco infiltrómetro

Cuando el agua circula por un surco, ésta se va infiltrando paulatinamente durante su recorrido, cuyo avance estará determinado fundamentalmente por la textura y la estructura del suelo. Si bien al inicio la escorrentía en el surco es mínima debido a que el agua mayoritariamente se infiltra, con el pasar del tiempo en la prueba los poros del suelo se van llenando totalmente de agua (saturando), lo que causa que el caudal que ingresa al surco al final sea muy parecido al que sale por el mismo. Este fundamento es el que se considera para llevar a cabo esta práctica, consistente básicamente en aforar los caudales de ingreso y salida de un surco durante un tiempo determinado, utilizando equipos de medición como los aforadores Parshall, RBC o sifones debidamente calibrados.

Para la prueba se seleccionan tres surcos homogéneos y bien formados considerando el surco central para realizar las mediciones respectivas. Estos surcos deben tener un mínimo de 30 m de longitud, manejando caudales no erosivos que pueden determinarse en la misma prueba practicando con varios caudales. Para evitar los problemas de erosión, la pendiente no deberá ir más allá de 0.002. Una vez establecido el caudal no erosivo, éste deberá mantenerse constante durante el tiempo que dure el experimento.

Se adecúa convenientemente la entrada y salida del surco de medición instalando los respectivos equipos de aforo. Para la medición también se pueden instalar dos reglas verticales en los puntos de aforo, con lo cual se evitará la medición de caudales y sólo se considerará la altura del agua en la regla. Las mediciones pueden realizarse cada 2, 5, 10,

20 o 30 minutos hasta que las lecturas de entrada y salida sean muy similares. Es recomendable que la prueba dure un mínimo de 120 minutos para tener aproximadamente una condición de saturación en el surco.

La velocidad de infiltración se establece por la diferencia entre los caudales de entrada y salida, relacionando esta diferencia de caudal (caudal infiltrado) con el área del surco de prueba. En términos matemáticos esto es:

$$I = \frac{Q_e - Q_s}{A} \quad (2.29)$$

Donde I es la infiltración instantánea que puede expresarse en mm/h siempre que los caudales de entrada (Q_e) y salida (Q_s) se remplacen en unidades de L/h y el área A del surco en m². El valor de A se obtendrá del producto entre el ancho (a) y el largo (L) del surco ($A = a \times L$).

Para obtener los modelos regresionales de infiltración instantánea, acumulada y básica, según Kostiakov, puede seguirse la metodología indicada anteriormente sobre los anillos infiltrómetros.

Cabe indicar que la infiltración básica también puede obtenerse directamente durante la prueba una vez que se evidencie que el suelo está saturado (luego de al menos unos 120 minutos) y las mediciones sean más o menos similares, tomando las lecturas de entrada y de salida, y aplicando la expresión 2.29.

2.16. TRANSMISIVIDAD

El nivel de drenaje interno de un suelo, tanto para evacuar los excesos de agua desde la rizósfera de las plantas mediante drenes subterráneos o la descarga que puede producir un pozo, se lo valora por la transmisividad que el suelo posee. El conocimiento de este parámetro es un dato importante en las obras de drenaje al momento de establecer el distanciamiento de drenes, ya sea en condiciones de flujo permanente como en no permanente. En términos físicos, es el producto entre la conductividad hidráulica de un suelo K y el espesor D en donde se produce el flujo y que corresponde desde el nivel de la freática hasta la capa impermeable del suelo. Esto es:

$$T = K \times D \quad (2.30)$$

En la expresión 2.30, T es la transmisividad medida en m²/día, mientras que K y D deberán estar dados en m/día y en m, respectivamente.

En suelos estratificados con diferentes conductividades hidráulicas, la transmisividad puede obtenerse por: $T = (\sum K_n) \times D$.

2.17. ASCENSO CAPILAR

La capilaridad es un fenómeno físico que está determinado por la tensión superficial de un fluido. Esta tensión superficial ocasiona la cohesión entre las moléculas fluidas, lo que a su vez produce que el fluido ascienda cuando está en contacto con los microespacios tubulares. En el caso del agua, las fuerzas de cohesión⁵ intermolecular son mayores a las fuerzas de adhesión entre las moléculas y la superficie con la que está en contacto (un microtubo), lo cual hace que el agua ascienda por los espacios capilares hasta una altura que es equiparada por su propio peso. El efecto de la tensión superficial sobre la capilaridad tiene que ver con la sección del microespacio capilar, ya que mientras esta sección es relativamente mayor el ascenso capilar (h_{cap}) tenderá a cero, de allí que se haya establecido que un efecto capilar se hace evidente desde los 6 mm de diámetro hacia abajo. Esta afirmación también permite deducir que h_{cap} es inversamente proporcional al diámetro del capilar, lo que se plantea en la expresión siguiente:

$$h_{cap} = \frac{2 \times \sigma \times \cos\alpha}{\gamma \times r} \quad (2.31)$$

Donde h_{cap} es el ascenso capilar, cuya unidad es en cm siempre que los términos que componen la expresión estén dados en esta unidad, σ es la tensión superficial del agua dada en g/cm (gramo peso), α es el ángulo de contacto entre el fluido y las paredes del capilar, γ es el peso específico del fluido en g/cm³ (gramo peso) y r es el radio del capilar en cm.

Si se considera que el agua tiene una tensión superficial σ a 20°C de 0.074 g/cm, que el ángulo α es igual a 0° en vidrio y similar a lo que sucede con el suelo, además de que el peso específico del agua es de 1 g/cm³ también a 20°C, la expresión 2.31 puede replantearse de la siguiente forma:

$$h_{cap} = \frac{0.148}{r} \quad (2.32)$$

Remplazando r en cm.

En los suelos agrícolas, el ascenso capilar depende mayoritariamente de la textura y estructura del suelo aunque también se ve influenciado en menor importancia por los contenidos de materia orgánica o de organismos como las lombrices. La textura y su organización intervienen en la magnitud del ascenso capilar respecto del tamaño de los poros, por ello los de textura fina como los arcillosos producirán un ascenso capilar mayor que los de textura gruesa como los arenosos. Este efecto puede ser positivo o negativo, dependiendo la afectación a la rizósfera de una planta; positivo cuando sirve como abastecimiento a la demanda hídrica de un cultivo, pero negativo cuando el ascenso capilar empieza a asfixiar al sistema radicular restringiendo su capacidad de nutrición. Adicionalmente, el ascenso capilar puede afectar a un suelo en cuanto a su nivel de

⁵ Cuando las fuerzas de cohesión en un fluido son mayores a las de adhesión con las paredes del tubo capilar haciendo que éste se eleve dentro del tubo, se dice que el fluido “moja” la superficie del capilar; esto se observa con el agua. Cuando la adhesión es mayor que la cohesión el fluido se deprime dentro del tubo capilar por debajo del nivel exterior, situación que ocurre con el mercurio y sirve para decir que el fluido “no moja” la pared del capilar.

salinidad, ya que puede arrastrar ciertas sales hasta ubicarlas en posiciones superiores del suelo, lo que repercute negativamente sobre el desarrollo normal de las plantas.

En el diseño de sistemas de drenaje, el ascenso capilar es un factor importante que debe considerarse al momento de determinar la profundidad más o menos adecuada a la que deberá mantenerse la freática, ya que si éste nivel alcanza al sistema radicular la magnitud de h_{cap} puede crear una zona parcial de insuficiencia de oxígeno, y por tanto, limitar el desarrollo normal de un cultivo. En la figura 3.1 del capítulo siguiente se indica la capa capilar que sigue a continuación de la freática.

“Hay una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica: la voluntad”

Albert Einstein

CAPÍTULO III

CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA: ELEMENTOS Y FUNDAMENTOS RELACIONADOS

El conocimiento de la velocidad con que el agua se mueve internamente en un suelo es un pilar fundamental para entender y seleccionar adecuadamente la alternativa de drenaje agrícola más idónea. Este conocimiento se circunscribe a la determinación de la conductividad hidráulica, uno de los parámetros más complejos, pero a la vez fundamental al momento de diseñar las obras de drenaje. Esta complejidad reside en la relación y/o dependencia que este parámetro tiene con otros factores que es muy necesario que se conozcan para entender su fundamento conceptual y su aplicación práctica, todo lo cual se ha tratado de acotar dentro de este capítulo.

3.1. MOVIMIENTO DE AGUA EN ZONA SATURADA

Por la importancia que representa en el drenaje la zona saturada del suelo en el sentido de la profundidad que requieren las raíces para su desarrollo normal, es preciso definir las franjas presentes en el suelo en donde debe existir aireación y, por lo tanto, el contacto respectivo con la presión atmosférica. En la figura 3.1 se ha realizado un esquema vertical del perfil de ubicación del nivel freático. Se ha tratado de representar en la figura, cómo la presión atmosférica separa la zona saturada de la no saturada, definiendo consecuentemente las zonas con presiones debajo de la atmosférica y zonas con presiones sobre la atmosférica. Asimismo, en este perfil puede observarse una zona capilar en donde el suelo bordea los límites de la saturación.

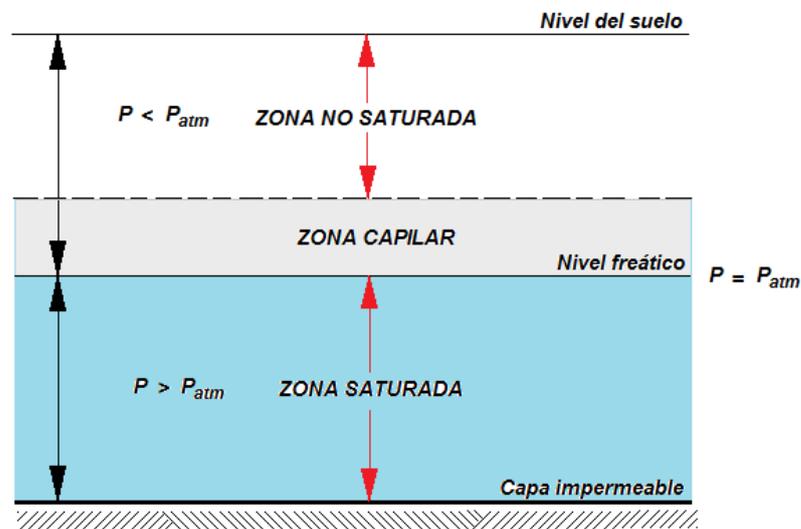


Figura 3.1 Esquema de un perfil de suelo en donde se indican las zonas saturada, capilar y no saturada.

3.2. LEY DE DARCY

El agua en el suelo tiene un movimiento que se debe, como es lógico, a la cantidad de energía que posee este fluido. Para ello es importante el nivel de porosidad que tenga el medio, de tal manera que el agua la atraviese fácilmente. Esta energía que mueve al líquido internamente, tal como lo indica la mecánica de fluidos, se ampara bajo el principio de la conservación de la energía mencionado en el capítulo II. En este contexto, esta condición también se ajusta al teorema clásico de la hidrodinámica de Bernoulli, el cual en términos de carga se establece mediante la siguiente expresión:

$$h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (3.1)$$

En donde cada término de la ecuación 3.1 está dado en unidades de carga. Así, h_1 y h_2 representan a la carga por elevación (energía potencial o gravimétrica), P_1/γ y P_2/γ representan a la carga de presión (energía de presión o manométrica), $v_1^2/2g$ y $v_2^2/2g$ representa a la carga por velocidad (energía cinética) y h_f representa a la pérdida de carga por fricción. Si cada término de esta ecuación se multiplica por una unidad de peso, los términos estarán dados en unidades de energía, cuyas denominaciones se indican dentro de los paréntesis en las cargas respectivas mencionadas en este párrafo.

De los tres componentes de energía de la expresión 3.1 que generan el movimiento del agua a través del suelo saturado entre dos puntos del flujo, la energía cinética (o su diferencia) representa un valor tan reducido en condiciones prácticas que bien puede ser ignorada. En consecuencia, la caída de energía puede definirse como:

$$h_f = (h_1 - h_2) + \left(\frac{P_1 - P_2}{\gamma} \right) \quad (3.2)$$

Según lo resuelto por la expresión 3.2 es deducible que el movimiento del flujo a través del medio poroso saturado es producido por la energía de elevación y por la de presión, es decir, el agua se mueve por la acción de una carga piezométrica⁶. En la práctica los niveles de referencia no incluyen cargas manométricas sino sólo cargas gravimétricas, de allí que la expresión 3.2 se reduzca a $h_f = h_1 - h_2 = \Delta h$. Si se divide este diferencial de carga por el recorrido L del fluido, se tendrá el gradiente $\Delta h/L$ con que se mueve el agua a través del suelo. Si se considera la ecuación de la continuidad con el fin de traducir la energía cinética a términos de caudal (Q) bajo una misma sección hidráulica A , es esperable que Q tenga una relación proporcional de la siguiente forma:

$$Q \propto \frac{A \cdot \Delta h \cdot \eta}{L} \quad (3.3)$$

Lo planteado en la expresión 3.3 es el fundamento empírico que se consideró para establecer la conocida ley de Darcy, de la cual se trata en los siguientes párrafos. Esta ley es aplicada en el análisis del flujo de agua en suelo saturado y a partir de ella se han deducido varias fórmulas para el cálculo de la conductividad hidráulica. Este planteamiento dice que el caudal que atraviesa un determinado perfil de suelo tiene una relación directamente proporcional con la sección A de ese perfil, con una carga Δh y con un coeficiente constante de proporcionalidad η e indirectamente proporcional con la longitud L de su recorrido. Cabe indicar que η en el planteamiento de Darcy toma el nombre de *conductividad hidráulica*. A la relación $\Delta h/L$ comúnmente se la identifica como *gradiente hidráulico* del fluido.

La figura 3.2 es un permeámetro de carga constante. Si en este permeámetro se hace variar una de las variables de una determinada muestra de suelo, aplicando diferentes cargas h o haciendo variar la longitud L , o modificando la sección A de la muestra, se tendrán los esquemas gráficos que se detallan en la figuras 3.3, 3.4 y 3.5, respectivamente.

⁶ Dentro de la ecuación de la energía, a la suma de las cargas de presión y de elevación (gravimétrica), excluyendo la carga de velocidad (energía cinética), se la conoce como carga piezométrica.

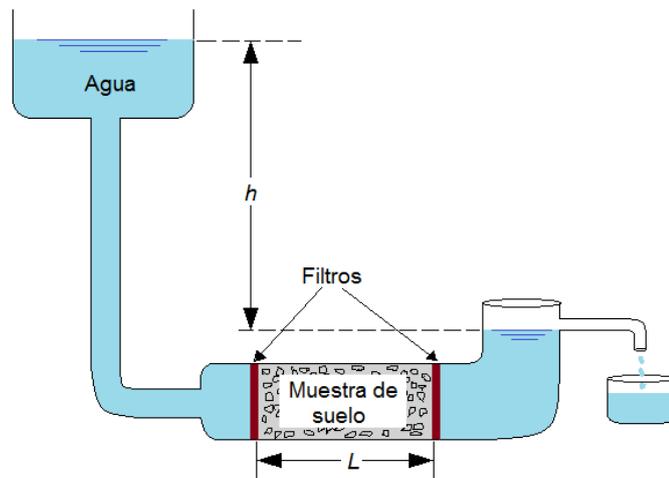


Figura 3.2 Permeámetro con muestra de suelo horizontal y carga constante.

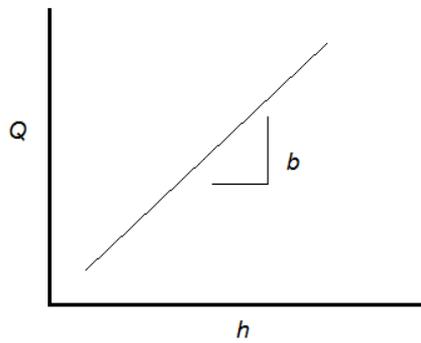


Figura 3.3 Relación entre el caudal Q y la carga h .

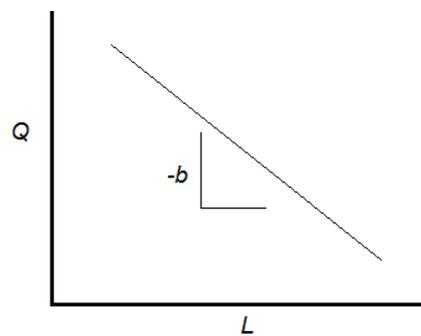


Figura 3.4 Relación entre el caudal Q y la longitud L .

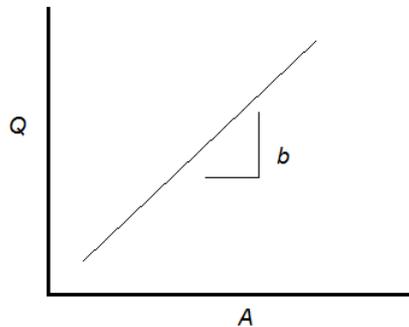


Figura 3.5 Relación entre el caudal Q y sección A de la muestra.

Asimismo, según lo indicado por la figura 3.6, si se mantienen constantes la sección A y la longitud L de la muestra y se hace variar la carga para distintos tipos de suelo, podrá observarse que en el caso de suelos arenosos (“livianos”) la recta tendrá una pendiente fuerte; mientras que si el suelo es arcilloso (“pesado”), la pendiente tiende a ser menos pronunciada.

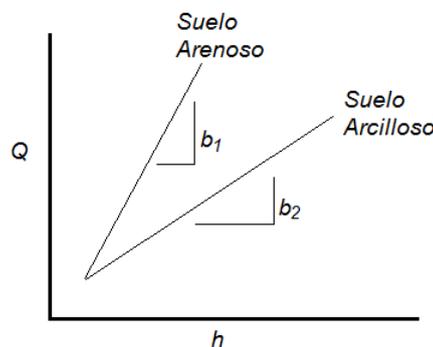


Figura 3.6 Relación entre el caudal Q y la carga h para distinto tipo de suelo.

Con lo observado en las figuras 3.3, 3.4 y 3.5, se deduce que el caudal que atraviesa el permeámetro es directamente proporcional (de acuerdo a la pendiente b positiva) a la carga h aplicada a la muestra y a la sección A de dicha muestra, pero es inversamente proporcional a la longitud L (pendiente b negativa). Si luego se observa la figura 3.6, también se deduce que la pendiente b puede variar de acuerdo al tipo de suelo, cambiando de mayor a menor a medida que la textura varía de arenoso a arcilloso. Por lo tanto, en función de estas deducciones es posible plantear la siguiente expresión:

$$Q = \frac{AKh}{L} \tag{3.4}$$

La expresión 3.4 es la conocida *ley de Darcy*⁷, en honor a Henry Darcy (1856) que fue quien la formuló para aplicarse en condiciones de flujo de agua en zonas saturadas en acuíferos homogéneos e isótropos. En esta expresión Q es el volumen de agua que atraviesa la muestra por unidad de tiempo (caudal), generalmente medido en cm^3/h ; A es el área o sección transversal de la muestra, generalmente medida en cm^2 ; K es la constante de proporcionalidad, conocida como *conductividad hidráulica*, dependiente de la textura de suelo, de la temperatura y del mismo fluido (viscosidad), medida en unidades de longitud/tiempo; y finalmente L , es la longitud de la muestra que recorre el fluido, comúnmente medida en cm.

Si la muestra de suelo se coloca en el permeámetro en forma vertical (figura 3.7), la carga que hará fluir al agua estará compuesta por $h_T = h + Z$ y la longitud L de la muestra corresponde con el valor de Z . Por lo tanto, la expresión 3.4 de la ley de Darcy puede modificarse según el planteamiento de la expresión 3.5.

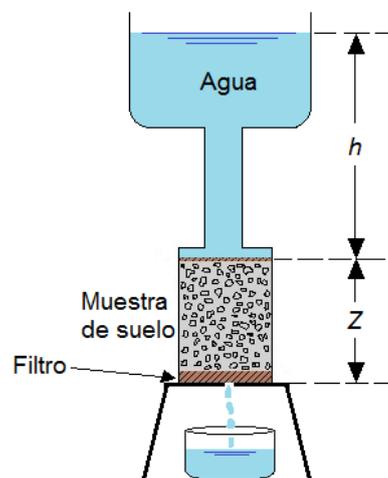


Figura 3.7 Permeámetro con muestra en forma vertical.

⁷ La ley de Darcy fue propuesta por Henry Darcy en el año 1856 en la ciudad de Dijon, Francia. La planteó a partir de sus experimentos con filtros de arena para purificar agua. Para esta ley se han establecido dos limitaciones. La primera limitación es que la conductividad hidráulica K que se utiliza en su expresión, tal como ya se ha manifestado, no sólo depende del medio poroso sino también de las condiciones del fluido; esto es, la K puede variar por cambios en la viscosidad y la densidad del agua cuando hay fuertes diferencias de temperatura en el medio. Sin embargo, los cambios de K por variaciones de temperatura raramente ocurren debido a que estas diferencias son mínimas (insignificantes) dentro de un mismo acuífero, de allí que la viscosidad y la densidad del agua prácticamente se mantienen constantes. Si bien los contenidos salinos podrían hacer variar la densidad del agua, la magnitud de esta variación no influirá de manera sustancial en K , salvo situaciones en donde el acuífero experimenta una entrante de agua salina que se mezcla con el agua dulce en predios costeros. La segunda limitación es la que indica que el caudal Q y el gradiente hidráulico $\Delta h/L$ no son totalmente lineales (relación proporcional). Una falta de linealidad podría ocurrir cuando el flujo de agua subterránea sea relativamente alto, cuya magnitud se define a través del cálculo del número de Reynolds. Si este número es mayor de 10, se dice que no hay cumplimiento de la ley de Darcy. En la práctica común, aun en medios arenosos, las velocidades del flujo son muy bajas, por ello casi siempre se tendrá una relación lineal entre Q y $\Delta h/L$; es decir, siempre ocurrirán flujos laminares, que es bajo el cual se propuso esta ley.

$$Q = \frac{AKh_T}{Z} = \frac{AK(h + Z)}{Z} \quad (3.5)$$

En la expresión 3.5, h representa a la carga de presión sobre la muestra, Z es la carga que ocupan los macroporos y constituye la carga gravimétrica. Este último parámetro es la longitud de recorrido del agua dentro de la muestra.

3.3. CAPA IMPERMEABLE Y LOS ACUÍFEROS

Hasta ahora se ha hecho mención reiteradamente a la capa impermeable como una barrera sobre la cual el agua queda retenida, sin embargo, la conceptualización de este término no debe entenderse como una capa impenetrable por el agua o que a su vez esté constituida por roca sólida. La capa impermeable es una barrera parcial al flujo de agua, en donde la conductividad hidráulica es reducida. A este respecto, según Grassi (1991), puede considerarse como capa impermeable a aquel estrato que tiene una conductividad hidráulica menor a 1/10 de la que existe en el estrato que yace encima de éste. Asimismo, el U.S. *Bureau of Reclamation* (1964), citado por Grassi (1991), define como barrera impermeable al estrato que tiene una conductividad hidráulica menor a 1/5 de la conductividad hidráulica media ponderada de los estratos que están por encima de ella.

El mayor movimiento de agua subterránea ocurre en los acuíferos que son capas o estratos del suelo muy porosos, compuestos de gravas, arenas, limos e incluso calizas. Estos acuíferos pueden ubicarse entre capas relativamente menos permeables como las *acuitardos*, que están formados por limos y arcillas poco permeables; *acuicludos*, que son estratos compuestos de arcillas compactas no permeables; o de capas *acuifugas*, compuestas de granitos, también impermeables. Por otro lado, la ubicación y el tipo de estas barreras impermeables definen la libertad de movimiento del agua en los acuíferos. En este sentido se tienen tres tipos de acuíferos: confinados, semi-confinados y no confinados o libres.

Acuífero confinado: un acuífero está confinado cuando tiene una capa superior e inferior que son impermeables, en el cual el agua se encuentra a una presión mayor que la atmosférica. Esta condición origina que el nivel de agua en los pozos que entran en contacto con estos acuíferos se eleve sobre el límite superior de éstos, motivo que permite identificar a los pozos *artesianos*. Incluso esta presión puede tener cierta magnitud, que hace que la línea piezométrica esté por encima de la superficie del suelo originando los pozos *artesianos surgentes*. Las capas que confinan estos acuíferos pueden presentar valores de conductividad hidráulica menores a 10^{-4} m/día.

Acuífero semi-confinado: un acuífero es semi-confinado cuando tiene una capa superior (también puede ser la inferior) de menor permeabilidad que la del acuífero, tal como la capa *acuitardo* que puede permitir el movimiento de agua con menos intensidad que la del acuífero. La línea piezométrica en estos acuíferos se ubica por encima del límite superior de éstos, originando cierto *artesianismo* en los pozos que se ubican en estas fuentes de agua subterránea. En este caso, las capas que le dan la característica de semi-confinado a estos acuíferos pueden presentar valores entre 10^{-4} a 10^{-2} m/día de conductividad hidráulica.

Acuífero no confinado o libre: un acuífero es libre o no confinado sino tiene una capa superior de menor permeabilidad que la del acuífero. La freática está en contacto con la atmósfera por los distintos canales porosos que tiene el suelo en la zona no saturada, condición que hace que el nivel de agua en los pozos que están en estos acuíferos coincida con la freática. Los estratos que gobiernan es estos tipos de acuíferos tienen valores de conductividad hidráulica mayores a 10^{-2} m/día.

En la figura 3.8 se detalla un esquema de los tipos de acuíferos mencionados. Asimismo, en cada tipo de acuífero se indican pozos instalados. Puede notarse que el pozo que se alimenta del acuífero confinado origina un tipo de artesianismo surgente, es decir, con una presión tal que hace que la línea piezométrica se ubique por encima del nivel del suelo, ocasionando que la descarga que realizan no requiera de ningún equipo de bombeo para la extracción del agua. Seguido se indica un pozo que se alimenta en el acuífero libre, en el cual la línea piezométrica coincide con la freática. Por último, se tiene un pozo que se alimenta de un acuífero semi-confinado, en donde la línea piezométrica se ubica por encima del nivel de la freática y por lo cual también se lo define como pozo artesiano, pero no tiene la carga suficiente para realizar una descarga natural (superficial) del agua como lo hace un pozo artesiano surgente.

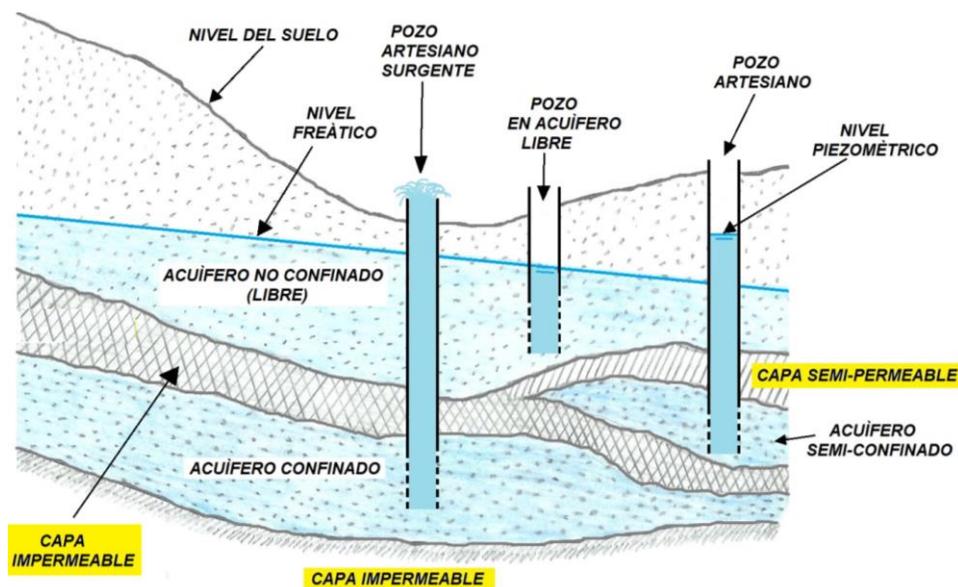


Figura 3.8 Tipos de acuíferos y tipos de pozos.

3.4. PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO

La profundidad a la que se ubicará el nivel freático está relacionada con la aireación que se le pueda brindar al sistema radicular de un cultivo y es un dato fundamental en el diseño de las obras de drenaje. Si bien la importancia mayoritaria de esta profundidad radica en el

hecho de que es un parámetro que determina los niveles adecuados de aireación para la zona de la rizósfera de los cultivos, su conocimiento es un factor necesario para definir también la profundidad de los drenes, los distanciamientos entre ellos y las secciones o diámetros (si es tubería) de los mismos. La determinación de esta profundidad tiene un alto grado de complejidad debido a los múltiples factores involucrados. Técnicamente, la profundidad del nivel freático deberá mantenerse hasta cotas que no afecten sustancialmente la productividad de los cultivos.

Uno de los factores directamente involucrados en la relación freática - productividad tiene que ver con la textura del suelo y los consecuentes efectos físicos. Considerando los efectos de capilaridad en la manutención de la napa freática en niveles que no afecten a un cultivo, la profundidad de este nivel deberá estar relativamente cercana al sistema radicular en suelos arenosos y más profunda en suelos arcillosos. Para definir esta profundidad habrá que tener en cuenta dos efectos contrapuestos, por un lado se constituye en una limitante de los niveles de aireación cuando no dejan espacio para el normal desarrollo radicular de las plantas, y por otro, puede verse como una ventaja al manejarse con fines de sub-irrigación (una especie de riego subterráneo). Según la FAO (1976), para mantener la mayor productividad agrícola en suelos arenosos la profundidad de la freática deberá mantenerse a 20 cm de las raíces, en suelos arcillosos a 40 cm, mientras que en suelos francos a 30 cm.

Tabla 3.1 Profundidades radicales efectivas para varios cultivos.

Cultivo	Profundidad radicular (cm)
Alfalfa	90 – 120
Algodón	100 – 120
Banano	90 – 110
Café	90 – 120
Caña de azúcar	50 – 80
Cebolla	40 – 50
Fréjol	50 – 80
Girasol	90 – 100
Maíz	80 – 100
Maní	90 – 100
Melón	60- 90
Palma	80 - 90
Papa	50 - 70
Pepino	60 - 80
Tabaco	70 - 90
Tomate	80 – 100
Trigo	70 - 100

La distancia vertical que separa a la freática del sistema radicular de las plantas debe considerar el efecto capilar que se produce en el suelo y que tiene una relación inversa con el tamaño textural de éste. Bajo esta apreciación, la profundidad de la freática deberá tener en cuenta tanto a la profundidad del sistema radicular como a la altura de agua que se producirá adicionalmente por efecto capilar. En la tabla 3.1 se indican referencialmente

algunas profundidades radiculares efectivas⁸ de varios cultivos que podrían utilizarse para estimar la profundidad de la freática a nivel de diseño.

Es importante considerar que en el momento de diseñar los sistemas de drenaje, la profundidad de la freática que deberá estimarse es aquella que se produce en la mitad de la distancia entre dos drenes. Esta profundidad está representada por P_f en la figura 3.9 y según lo indicado en el párrafo precedente, puede obtenerse por:

$$P_f = P_R + h_{cap} \quad (3.6)$$

Donde P_R es la profundidad radicular y h_{cap} es la altura adicional debido al efecto capilar.

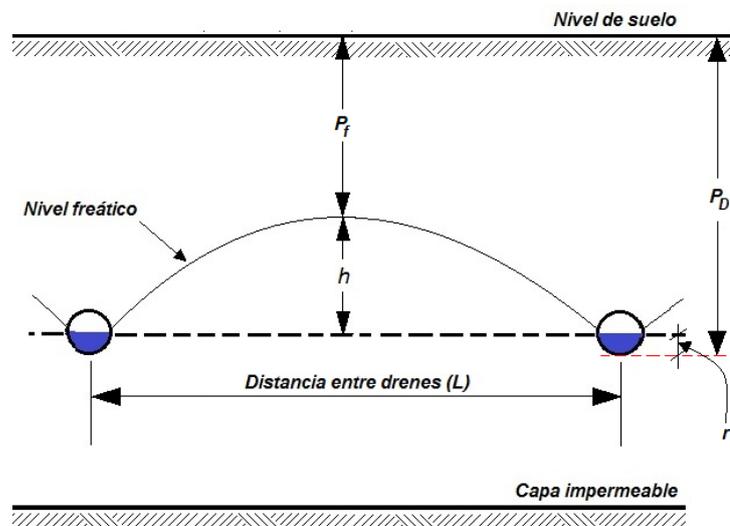


Figura 3.9 Esquema de drenes subterráneos en donde se indican las profundidades de los drenes P_D y de la freática P_f , junto con la carga hidráulica h .

A pesar de la poca información que existe en la literatura actual que permite fundamentar cuáles deben ser los niveles freáticos que han de mantenerse para que los cultivos no sean afectados significativamente, de manera referencial, en la tabla 3.2 se detallan algunos rangos de niveles de profundidad de la freática para diseño de drenaje en varios cultivos. En esta tabla, los valores bajos corresponden a suelos de textura gruesa y los altos a suelos de textura fina.

⁸ Los valores de profundidad radicular efectiva descritos en la tabla 3.1 corresponden a la profundidad desde donde las plantas extraen agua y nutrientes en la cantidad necesaria de tal forma que no se afecte significativamente su normal desarrollo, considerando para ello un suelo de textura suelta y homogénea.

Tabla 3.2 Niveles freáticos máximos que no afectan la productividad de algunos cultivos.

Cultivo	Profundidad del nivel freático (cm)
Caña de azúcar	70 - 90
Maíz	90 - 120
Frutales	110 - 130
Tomate	90 - 110
Banano	100 - 120
Girasol	80 - 100
Cebolla, zanahoria, col	40 - 60
Palmera	70 - 80
Tomate	80 - 100

Fuente: tabla con datos elaborada por el autor, tomados de Grassi, 1991.

Los problemas por niveles freáticos altos tienen una relación directa con la afectación de la producción de los cultivos, es decir, mientras más alto sean estos niveles mayor será el grado de afectación. Esto es lo que puede observarse en una de las escasas publicaciones en la literatura, detallada en la tabla 3.3 elaborada por Ortegón (2004). En esta tabla puede notarse cómo varios cultivos disminuyen su rendimiento de acuerdo al incremento del nivel de la freática.

Tabla 3.3 Valores de rendimiento relativo (%) de algunos cultivos en función de varios niveles de profundidad de la freática.

Cultivo	Profundidad de la freática (cm)				
	40	60	90	120	150
Trigo	58	77	89	95	100
Cebada	58	80	89	95	100
Avena	49	74	85	99	100
Judías	79	84	90	94	100
Alcaravea (comino de prado)	80	96	98	100	100
Colza	79	95	95	98	100
Remolacha azucarera	71	84	92	97	100
Papa	90	100	95	92	96

Fuente: Hoorn, citada por Ortegón, 2004.

Las investigaciones en drenaje agrícola son escasas. La información que se considera para el diseño de las obras de drenaje, si bien es mínima, tienen muchos años de antigüedad; por ello la necesidad de probar experimentalmente los parámetros y elementos que constituyen un sistema de drenaje es imperiosa. Uno de estos aspectos que requiere fundamento científico, producto de pruebas empíricas, es el conocimiento de la profundidad de la freática adecuada que tome en cuenta tanto al cultivo (específicamente en su fase de

máximo desarrollo) como a las condiciones físicas de los suelos, con énfasis en su condición textural.

3.5. RECARGA DE LA FREÁTICA

Se conoce como recarga (R) a la parte del agua, producto de una lluvia o del riego ineficiente (excesivo), que finalmente llega a formar parte del manto freático. Esta recarga, en casos muy esporádicos, también puede relacionarse con acuíferos confinados o semi-confinados que mantienen al agua con carga hidráulica y que consecuentemente producen incrementos del nivel freático.

La recarga proveniente de la lluvia o del riego es la referida a la cantidad de agua que se percola por fuerzas de gravedad y que no puede ser aprovechada por los cultivos. Esta recarga depende básicamente de tres elementos del ciclo hidrológico del agua, tales como la evapotranspiración de los cultivos (ETC), la escorrentía superficial (E) y el déficit de humedad (ΔH_{CC}) para llegar a la máxima capacidad de almacenamiento o de retención que tiene un suelo y que se identifica con la humedad a capacidad de campo.

La figura 3.10 representa un esquema de la deducción respecto de la recarga del manto freático, que en términos de balance hídrico se establece mediante la siguiente expresión:

$$R = P - ETC - E - \Delta H_{CC} \quad (3.7)$$

La diferencia $P - (ETC + E)$ se corresponde con la infiltración total (I_T) que se produce en el suelo, de allí que la expresión 3.7 también puede expresarse de la siguiente forma:

$$R = I_T - \Delta H_{CC} \quad (3.8)$$

En la expresión 3.7, P representa a la lluvia de diseño obtenida mediante análisis estadísticos de una serie de datos de un registro histórico. En el caso del riego, este símbolo se remplazará mediante L_R (Lámina de riego). En el caso de ΔH_{CC} , su determinación está relacionada a la humedad presente en el suelo previo a la lluvia o riego que se aplicará en el área de estudio, cuya forma de establecer es mediante el método gravimétrico.

A nivel de diseño, la recarga R es uno de los parámetros más difíciles de obtener por la gran variabilidad que presentan los suelos y las lluvias (o riegos) que ocurren sobre los mismos. El valor de R más aproximado a la realidad que podríamos tener es aquel que se obtiene a partir de sistemas de drenaje ya establecidos, cuyas condiciones sean parecidas al área en donde se instalará el nuevo sistema de drenaje; situación que en la práctica es difícil que se tenga a la mano. Sin embargo, en zonas en donde las lluvias son moderadas durante un tiempo continuo y la infiltración sucede a una tasa constante permitiendo asumir condiciones de flujo permanente, pueden tomarse valores de hasta 10 mm/día. En el caso de lluvias relativamente fuertes, como por ejemplo una de 100 mm caída en 24 horas, la recarga (percolación) puede fácilmente llegar a valores de hasta 50 mm/día.

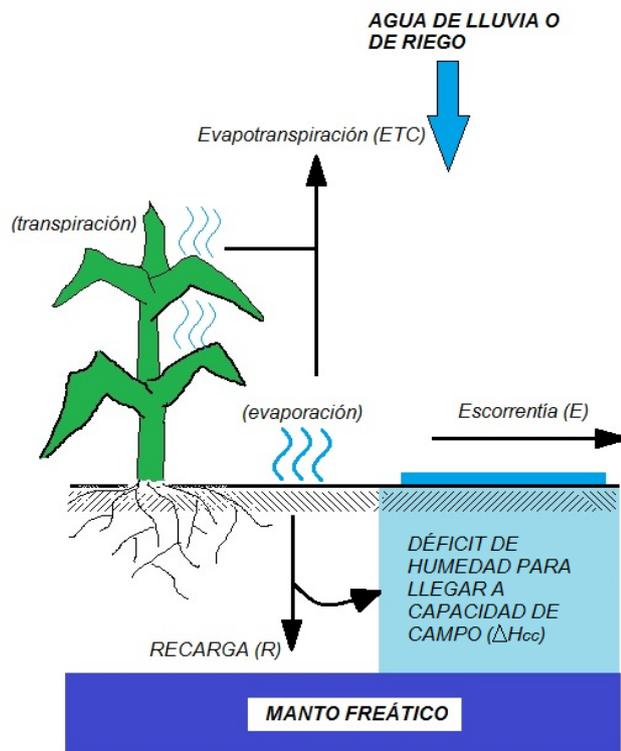


Figura 3.10 Esquema de los componentes de distribución del agua proveniente de la lluvia o del riego en el suelo, desde donde se obtiene la recarga R de la freática.

3.6. CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

La conductividad hidráulica, cuyo símbolo es K , es uno de los parámetros esenciales dentro del estudio y diseño de los sistemas de drenaje de los suelos agrícolas. Es una medida hidrodinámica presente en el análisis del flujo de agua subterráneo, de allí que sea un valor decisivo en el cálculo del distanciamiento entre drenes o también en la cuantificación del rendimiento de los pozos para la extracción de agua, ya que en estos últimos condiciona la recarga (o recuperación) de los acuíferos.

En un suelo, la conductividad hidráulica define la capacidad del medio poroso para transmitir agua a través del mismo, medida en unidades de longitud/tiempo (m/día o cm/h). Es dependiente tanto del mismo fluido (viscosidad y densidad) como también del medio poroso; diferente de la permeabilidad, la cual está en función únicamente del medio poroso. Sin embargo, muchas veces estos términos se dan como sinónimos en el sentido de que en el perfil del suelo las propiedades del agua tales como la densidad o la viscosidad no sufren cambios importantes, debido a que la temperatura no presenta variaciones sustanciales; por ello, en algunos textos de geología se menciona como unidad de la conductividad hidráulica al *darcy*⁹, siendo ésta una unidad de la permeabilidad.

⁹ El *darcy* (d) es la unidad de la permeabilidad que se utiliza comúnmente en el ámbito de la geología, aunque no está registrada en el Sistema Internacional (SI) de unidades. Se planteó en honor a Henry Darcy (1856),

El intercambio continuo entre el agua y el aire en el espacio poroso de un suelo hace que la conductividad hidráulica sea un parámetro muy inestable. Su valor es máximo cuando todo el espacio poroso está ocupado por agua, es decir, en condiciones de saturación; sin embargo y como es lógico, ésta disminuye progresivamente a medida que el contenido de humedad también se reduce. Bajo esta situación, si existe un mayor valor de la conductividad hidráulica también habrá un caudal de drenaje mayor; por ello, la cuantificación de este parámetro deberá realizarse para las condiciones de saturación que es al fin y al cabo la problemática principal del drenaje.

La disminución de la conductividad hidráulica en un suelo que no ha llegado a su saturación se debe al incremento progresivo de las fuerzas matriciales que se hacen presentes cuando el aire empieza a ocupar el espacio poroso. Esta fuerza de la matriz del suelo se combina con la fuerza de gravedad que impulsa el flujo, siendo esta última la única que impera (en importancia) cuando existen condiciones de total saturación. La combinación del potencial de la matriz del suelo junto con el potencial gravitacional como fuentes que promueven el flujo de agua a través del perfil del suelo, cuando este último se encuentra parcialmente saturado, dependerá del contenido de humedad presente y de la continuidad que tenga el líquido dentro de los espacios porosos (Forero, 2000).

Entre los factores edáficos que pueden afectar la conductividad hidráulica están: la interacción del medio poroso con el fluido (por ejemplo, salinidad), el taponamiento de los poros (aire atrapado, destrucción de agregados), los microorganismos (por la descomposición de la materia orgánica), las rajaduras y cavidades (actividad de lombrices y descomposición de raíces) y la heterogeneidad del medio poroso (diferentes características físicas en los estratos, lo que ocasiona que se tengan permeabilidades verticales y horizontales distintas). De todos estos factores el más influyente tiene que ver con la condición textural del suelo, la misma que es empeorada con el taponamiento originado por las actividades antropogénicas de la agricultura como el ensalitramiento con sodio o el apisonamiento con las maquinarias. Dado que todos estos factores difieren de un lugar y de un momento a otro, la conductividad hidráulica es un parámetro variable en el espacio y en el tiempo.

Dependiendo la magnitud de los valores de K , los suelos pueden clasificarse con conductividades hidráulicas desde muy lentas hasta muy rápidas. Estas clasificaciones son las que se indican en la tabla 3.4. Asimismo, en la tabla 3.5 se describen algunos valores de K estimados para diferentes clases texturales.

La importancia de la conductividad hidráulica también ha servido para que el *Bureau of Reclamation* de los Estados Unidos (USBR) realice una clasificación del suelo a partir de la conductividad hidráulica (K) para indicar problemas de drenaje, declarando como “buen drenaje” cuando K es mayor a 2.54 cm/h, “drenaje restringido” cuando K está entre 0.25 y 2.54 cm/h y como “drenaje pobre” cuando K es menor que 0.25 cm/h.

autor de la ley que lleva su nombre, establecida mediante experimentos con flujo de agua a través de perfiles de suelo (arena) realizados en laboratorio. Se define como el gasto de 1 cm³/s de un fluido (en este caso el agua) que fluye a través de un medio poroso con una sección transversal de 1 cm², que soporta una presión de 1 atm, que tiene una viscosidad de 1 centipoise y recorre una longitud de 1 cm. En la conversión se tiene de equivalencia: 1 *darcy* = 0.83 m/día.

Tabla 3.4 Clasificación de suelos de acuerdo a distintos valores de K que podrían obtenerse en los estudios de drenaje.

Clasificación	Conductividad hidráulica (m/día)
Muy lenta	< 0.03
Lenta	0.03 – 0.12
Moderadamente lenta	0.12 – 0.5
Moderada	0.5 – 1.5
Moderadamente rápida	1.5 – 3.0
Rápida	3.0 – 4.5
Muy rápida	> 4.5

Fuente: Villón, 2004.

Existen tres formas para estimar la conductividad hidráulica de los suelos agrícolas. Un primer método de estimación de este parámetro se fundamenta en una forma indirecta, relacionando K con la porosidad y/o la textura del suelo mediante modelos de regresión. Una segunda alternativa es aquella que se realiza en condiciones de laboratorio, utilizando equipos relativamente sencillos como los permeámetros (véase los esquemas en las figuras 3.2, 3.7, 3.11 y 3.12), ya sea aplicando cargas hidráulicas constantes o variables en función de los tipos de flujo que se estimen. Una tercera opción es la que se realiza *in situ*, recurriendo a métodos de campo bajo condiciones reales.

Tabla 3.5 Valores estimados de K para distintas clases texturales.

Clasificación	Conductividad hidráulica (m/día)
Arena gruesa con grava	10 – 50
Franco arenosos, arena fina	1 – 5
Franco, franco arcilloso bien estructurado	1 – 3
Franco arenoso muy fino	0.5 – 2
Arcilla con grietas	0.5 – 2
Arena muy fina	0.2 – 0.5
Franco arcilloso, arcilloso mal estructurado	0.02 – 0.2
Arcilla compacta	< 0.002

Fuente: Villón, 2004.

Una alternativa muy confiable, corroborada por este autor en el caso de los métodos indirectos para medir la conductividad hidráulica, es el modelo predictivo que utiliza el software *Soil Water Characteristics* del Servicio de Conservación de suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (SCS-USDA). Este modelo, además de estimar la conductividad hidráulica para medios saturados, tiene la capacidad para calcular varios parámetros hidrofísicos de los suelos, tales como la humedad a capacidad de campo, la humedad en punto de marchitez permanente, niveles de saturación, la

humedad disponible y la densidad aparente. Estas predicciones las realiza en función de la textura y deja a voluntad de quien opera el software la inclusión en el modelo de otras variables adicionales de ajuste, tales como la materia orgánica, contenidos de salinidad, contenidos de gravas y grado de compactación (cuando esta información se tiene disponible). A pesar de que la bondad del modelo de este software se fundamenta en que su estructura matemática se obtuvo a partir de una base de datos de 1722 muestras de suelo, la única restricción en cuanto a la textura es que no se recomienda su uso cuando las arcillas representan más del 60% de una muestra (Saxton y Rawls, 2006). Uno de estos modelos, planteado por Saxton *et al.*, citado por Olalla, López y Calera (2005) es el siguiente:

$$K_s = 2.778 \times 10^{-6} \{ \exp[12.012 - 0.0755A_r + (-3.895 + 0.03671A_r - 0.1103A_c + 8.7546 \times 10^{-4}A_c^2)(1/\theta_s)] \} \quad (3.9)$$

Donde K_s es la conductividad hidráulica en condiciones saturadas (en este texto se representa mediante K solamente) en unidades de m/s, A_r es el contenido de arena (%), A_c es el contenido de arcillas (%) y θ_s es el contenido de humedad volumétrico (m^3/m^3) definido por:

$$\theta_s = 0.332 - 0.0007251A_r + 0.1276\text{Log}_{10}A_c$$

Las medidas de K efectuadas en laboratorio pueden realizarse con muestras no disturbadas o disturbadas, siendo preferentemente mejor el uso de las primeras dado que aportarán relativamente valores más cercanos a las condiciones reales de campo, lo cual se traducirá en una mayor precisión en los cálculos inmersos en el diseño de las obras de drenaje. Las muestras no disturbadas, dependiendo del cuidado de extracción de la misma, mantienen en cierta medida las condiciones estructurales en que se encuentra el suelo; por ello es que este tipo de muestra tiene una mejor representatividad cuando hay una formación definida de la estructura antes que en aquellos suelos de formación aluvial.

Desde la perspectiva de la eliminación de los excesos de agua, la determinación de la conductividad hidráulica en medios saturados es la más importante; especialmente al momento de diseñar las obras de drenaje, las cuales deberán dimensionarse en las condiciones más críticas posibles. Bajo este argumento y tal como se había manifestado en el capítulo 2, la conductividad hidráulica también puede estimarse mediante el método de los anillos infiltrómetros, midiendo para este propósito la infiltración básica (I_b). Dado que I_b es la mínima velocidad con que el agua ingresa al interior del suelo cuando éste se encuentra saturado, en la práctica puede considerarse que $I_b = K$. Más adelante también se detalla otro método para determinar K en campo utilizando un equipo portátil conocido como permeámetro de Guelph, cuya operatividad hidráulica es de carga constante.

Antes de seguir con la exposición sobre los métodos directos para determinar K , es importante hacer algunas distinciones que sirvan al diseñador para que pueda seleccionar la mejor alternativa posible acorde a la situación del problema y a las condiciones bajo las cuales decide su solución:

- En los métodos que no tienen presencia de freática (ésta se encuentra a profundidades fuera del perfil del suelo que es de interés para el drenaje) y que se realizan en campo, tales como el del pozo invertido, el de los anillos infiltrómetros o el del permeámetro de Guelph, puede existir una afectación importante en el valor de K debido a la saturación localizada que se realiza en estos métodos. En estas condiciones el flujo sub-superficial del agua podría experimentar resistencias por causa del aire atrapado que va desplazándose entre los poros del suelo durante el humedecimiento. Esta situación es distinta para métodos como los de laboratorio que utilizan permeámetros (véase las figuras 3.11 y 3.12) cuyas muestras de suelo están totalmente saturadas y el flujo es absolutamente continuo, de allí que sea posible obtener valores de K superiores a los que se obtienen por los métodos de campo antes mencionados.
- Para poder equiparar las condiciones del flujo subterráneo que sucede en ambientes saturados cuando se tiene presencia de freática alta y en donde es aplicable métodos como el del pozo barrenado que gozan de mayor precisión, en los casos en los cuales se requiere determinar la conductividad hidráulica bajo condiciones no saturadas o sin presencia de la freática, es fundamental que, antes de proceder con algún método que estime este parámetro, se sature el suelo en el sitio de prueba durante un tiempo mínimo de 2 horas. Este humedecimiento preliminar permitirá de alguna forma tener condiciones similares de saturación alrededor del sitio de la prueba de las que se tendrían si la freática estuviera presente a la profundidad de realización de la misma.
- En correspondencia a lo que se detalla respecto de los métodos para determinar K en los párrafos subsiguientes, es fundamental que tengamos una visión completa de las formas de operatividad de cada uno de ellos. Cuando se emplea el método del pozo barrenado, que es aquel que tiene la mayor preferencia especialmente al momento de diseñar las obras de drenaje por cuanto se desarrolla con presencia de la freática, podríamos estar obteniendo una conductividad hidráulica con la influencia de más de un estrato y no habría las condiciones de homogeneidad e isotropía (la misma K en todas las direcciones dentro del perfil de suelo) del acuífero que requiere el método. Ante esta situación es importante valorar el tipo de suelo en todo el perfil al momento de realizar el pozo, con fines de identificar posibles cambios de textura, y por ende, diferentes estratos que tendrán distintos valores de K . Si en la profundidad de evaluación se tiene más de un estrato, el método en cuestión también hace posible determinar sus correspondientes valores de K .
- La alternativa más adecuada para determinar la conductividad hidráulica en perfiles de suelos con diferentes estratos es el método del piezómetro que se indica más adelante. Luego para el diseño del sistema de drenaje habrá que utilizar una media ponderada de K , o a su vez, por ejemplo, recurrir a planteamientos como el de Hooghoudt para distanciamiento de drenes en condiciones de diferentes valores de K .

- Por ser la conductividad hidráulica del suelo un elemento decisivo en el diseño de los sistemas de drenaje agrícola en general y en el distanciamiento de drenes en particular, un valor de este factor muy alejado del valor real puede ocasionar una inversión sobrestimada por la colocación de drenes relativamente cercanos cuando erróneamente K resulta subvalorada; o producir pérdidas de cosechas porque K fue sobrevalorada, debido a lo cual los drenes se colocarán muy distanciados y no permitirán bajar la freática a límites fuera de la rizósfera de los cultivos dentro del tiempo en que los rendimientos de éstos no se afectan sustancialmente.

3.7. MÉTODOS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

Las determinaciones de la conductividad hidráulica de los suelos a nivel de laboratorio se realizan mediante equipos que permiten medir la velocidad con que el agua atraviesa una muestra de suelo, los cuales son conocidos como *permeámetros* (figuras 3.2, 3.7, 3.11 y 3.12). Estos equipos pueden funcionar ya sea con cargas hidráulicas constantes o con cargas hidráulicas variables. En estos dispositivos se pueden utilizar muestras alteradas o inalteradas, en las mismas que se hace atravesar el flujo de agua cubriendo toda la sección de las muestras. Debido a que se conoce de antemano la longitud de la columna de suelo en el porta-muestra del equipo, el valor de K se obtiene aplicando la ley de Darcy (expresiones 3.4 y 3.5).

El uso, ya sea de muestras alteradas o inalteradas, tiene sus ventajas y desventajas que pueden ser importantes al momento del diseño de las obras de drenaje. Una muestra alterada tiene influencia mayoritaria de la textura y menos de la estructura, son más fáciles de obtener, sus poros están mejor distribuidos y los valores no presentan diferencias sustanciales como en las muestras inalteradas. De allí que el uso de muestras inalteradas en suelos arcillosos, que tienen una estructura definida, sea lo más recomendable por las formaciones y cavidades que tiene el suelo; mientras que las muestras que se toman en suelos de textura arenosa (o de formación aluvial) pueden estar tranquilamente disturbadas, dado que las partículas de suelo prácticamente están sueltas y sin estructura claramente definida. Por otro lado, la principal desventaja del uso de muestras alteradas es que no representan la situación real del suelo en el campo y podrían favorecer la obtención de valores de K muy alejados de la realidad.

En forma contraria a las muestras alteradas, la principal ventaja de las no disturbadas es que representan aproximadamente la condición real de la porosidad que tiene el suelo en el campo, y por tanto, de su capacidad para drenar. En este tipo de muestras, la estructura al igual que la textura toma mayor importancia en los valores de K , ya que se consideran las cavidades o galerías que el suelo en su estado natural contiene. Otra de las ventajas del uso de las muestras no disturbadas es que permiten obtener valores de K en suelos en donde el nivel freático se encuentra bastante profundo. Asimismo, la principal desventaja que se presenta en muestras de este tipo es el requerimiento de un alto número de ellas para tener un dato más cercano a la conductividad hidráulica promedio de un determinado tipo de suelo, debido a que una muestra apenas representa unos pocos cm^3 , cuyos resultados bien podrían estar afectados por cavidades que no se deben a la estructura como tal sino más bien a galerías realizadas por lombrices o a los espacios producto de la pudrición de raíces.

La recolección de las muestras de suelo depende del contexto bajo el cual se planifica la valoración de la conductividad hidráulica. Si se pretende evaluar sobre muestras alteradas, el suelo se recolectará con palas manuales a la profundidad de interés cuando se realizan calicatas de prospección edafológica, o se aprovechan las muestras que se obtienen cuando se instalan los pozos de observación. La cantidad estará en función de la capacidad volumétrica del permeámetro a utilizarse, pudiendo estar entre 100 a unos 500 cm³ de suelo. Para el caso de muestras no disturbadas se utilizan envases cilíndricos metálicos con dimensiones de 5.0 a 10.0 cm de diámetro y desde unos 5.0 cm de alto, en los cuales cabe un volumen arriba de 100 cm³. El espesor de la pared de estos cilindros puede ser de 1.5 mm como mínimo para soportar los golpes cuando son hincados en el suelo, tratando de mantener el arreglo estructural intacto, similar al proceso de extracción de muestras para la medición de la densidad aparente.

En base al criterio del comportamiento hidráulico de la freática se han ideado los permémetros que funcionan con cargas constantes y los de cargas variables. El primer caso puede estar indicado para condiciones de flujo permanente, en donde se asume que el nivel de la freática no varía sustancialmente por las recargas continuas que suceden especialmente en las zonas húmedas. En el segundo caso se asumen condiciones de flujo no permanente, debido a la consideración de que el nivel freático se mueve constantemente por efecto de las escasas lluvias o de los riegos ineficientes y esporádicos que generalmente imperan en las zonas áridas y semi-áridas.

Permeámetro de carga constante

Los permeámetros de carga constante permiten la obtención de K asumiendo que la carga no varía en el tiempo en condiciones de total saturación. Consiste en hacer atravesar un determinado volumen de agua por la sección A de una muestra de suelo (pudiendo ser o no disturbada según se haya previsto en la investigación), manteniendo la misma carga durante un tiempo determinado (figura 3.11). Una vez que se ha obtenido el caudal (volumen/tiempo) y aplicando los criterios de la ley de Darcy (expresión 3.4), la conductividad hidráulica se obtiene con la siguiente expresión:

$$K = \frac{Q \times L}{A \times h} \quad (3.10)$$

En la expresión 3.10, K está dada en cm/h siempre que el caudal Q esté medido en cm³/h, el área A en cm², L y h en cm. Utilizando las mismas unidades y si se prefiere expresar K en m/día, en la expresión 3.10 deberá añadirse el valor de 0.24, es decir:

$$K = \frac{0.24 \times Q \times L}{A \times h} \quad (3.11)$$

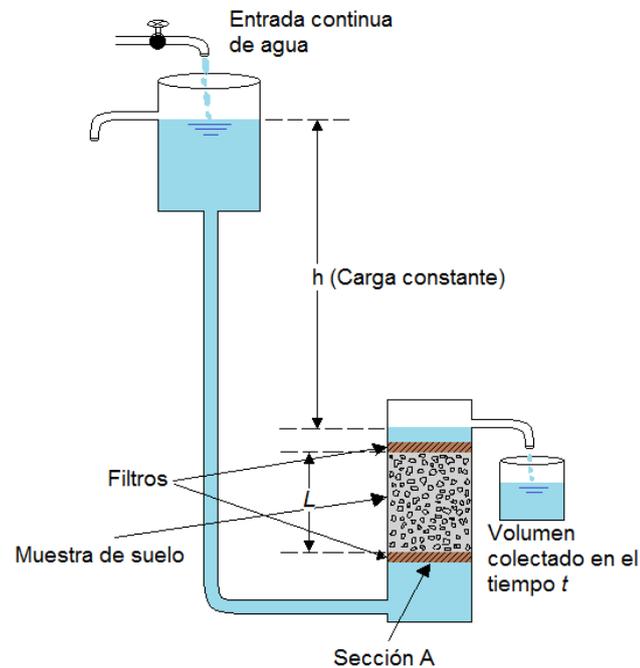


Figura 3.11 Esquema de un permeámetro de carga constante para la determinación de la conductividad hidráulica de los suelos.

En el caso de que el porta-muestra sea un cilindro, el término que representa a la sección A en la expresión 3.10 puede modificarse para emplear en su lugar el diámetro d de este cilindro (en cm). Esta expresión modificada, en unidades de m/día, es la siguiente:

$$K = \frac{0.96 \times Q \times L}{\pi \times d^2 \times h} \quad (3.12)$$

Permeámetro de carga variable

Los permeámetros de carga variable están diseñados para determinar el valor K de un suelo aplicando una carga hidráulica que varía en el tiempo (véase la figura 3.12). Tal vez tenga una mayor precisión respecto del permeámetro de carga constante en el sentido del manejo del drenaje bajo la consideración de flujo no permanente, ya que en condiciones de saturación por lluvias intensas y con niveles freáticos en movimiento, las cargas también diferirán, y por lo tanto, la intensidad de la conductividad hidráulica. En cuanto al procedimiento, éste es el mismo que se realiza en los permeámetros de carga constante a excepción de la variabilidad de carga, debido a que no hay una entrada continua de agua.

La expresión para obtener K en permeámetros de carga variable parte de la consideración de que el caudal en el tubo de sección a del permeámetro (piezómetro) de la figura 3.12 decrece con el tiempo, por lo tanto, la ley de Darcy puede plantearse como:

$$a \times \left(-\frac{dh}{dt} \right) = A \times \frac{K \times h}{L} \quad (3.13)$$

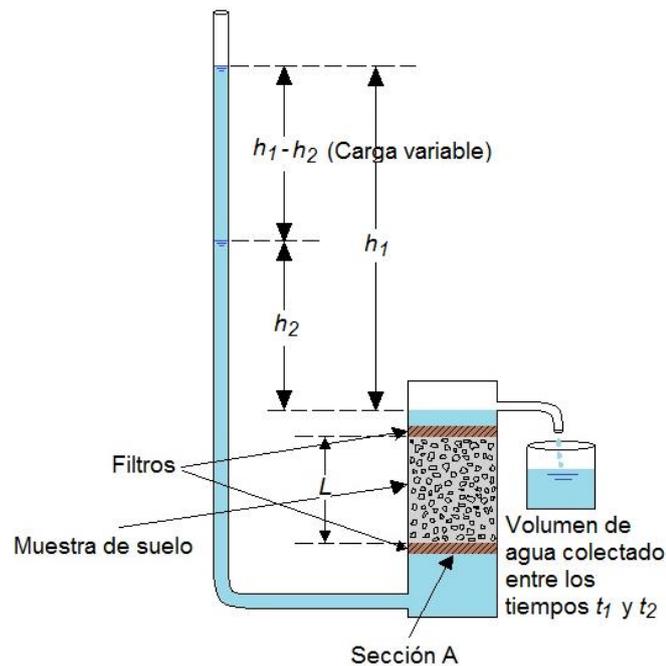


Figura 3.12 Esquema de un permeámetro de carga variable para la determinación de la conductividad hidráulica de los suelos.

En función de la velocidad en un momento dado, la expresión 3.13 se replantea como:

$$-\frac{dh}{dt} = \frac{A \times K \times h}{a \times L}$$

Integrando esta expresión entre las cargas h_2 y h_1 , y entre los tiempos t_2 y t_1 , se tiene lo siguiente:

$$\int_{h_1}^{h_2} -\frac{dh}{h} = \frac{A \times K}{a \times L} \int_{t_1}^{t_2} dt$$

$$-\int_{h_1}^{h_2} \ln(h) = \frac{A \times K}{a \times L} (t_2 - t_1)$$

$$-(\ln h_2 - \ln h_1) = \frac{A \times K}{a \times L} (t_2 - t_1)$$

$$\ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) = \frac{A \times K}{a \times L} (t_2 - t_1)$$

Por consiguiente, K puede calcularse por:

$$K = \frac{a \times L}{A(t_2 - t_1)} \times \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (3.14)$$

En la expresión 3.14, la unidad de K estará determinada por las unidades empleadas para L y los tiempos t_1 y t_2 ; si éstos últimos están en cm y en horas, respectivamente, K tendrá la unidad de cm/h. Las secciones a y A corresponden a las del conducto en donde se mueve la carga h y al de la muestra de suelo, respectivamente (véase la figura 3.12), cuyas unidades se anulan en la expresión. Las unidades empleadas en las cargas serán independientes de la unidad de medida de K .

Los métodos de laboratorio utilizando los permeámetros jamás podrán ser más precisos que las determinaciones de la conductividad hidráulica que se realizan en el campo, en donde existen una infinidad de factores que controlan la magnitud del valor de K y para los cuales los métodos mencionados están limitados. La consideración de la estructura del suelo puede ser una limitación importante en una situación dada, mientras que en otras pueden no considerarse. En suelos aluviales la selección de muestras alteradas para los métodos de laboratorio podrían ser una opción apropiada, ya que la magnitud estructural en éstos no incide de manera importante en la capacidad del suelo para el drenaje, además algunos de ellos presentan estratos muy homogéneos e isotrópicos, todo lo cual al final facilita tener resultados cercanos a los valores reales de K .

Cuando el suelo tiene un nivel de agregación o estructura visiblemente definida, la textura pierde importancia en la afectación de la permeabilidad del suelo, prefiriéndose en estos casos el uso de muestras no disturbadas para las evaluaciones de K en laboratorio. Contrariamente la gran variabilidad del perfil del suelo que podemos encontrar en la práctica con estratos heterogéneos, induce a utilizar estadísticamente un número elevado de muestras que complican la evaluación de K . Ante estos contrastes de los métodos de laboratorio, mirar hacía las alternativas de campo puede ser la mejor opción. En este contexto el nivel de la freática en los suelos ha determinado varias alternativas para obtener el valor de K a nivel de campo. De hecho, algunos autores clasifican a los métodos de campo entre aquellos que se realizan con presencia de la freática y aquellos se llevan a cabo sin la presencia de la misma. Cada uno de estos métodos tienen sus ventajas y limitaciones que establecen su idoneidad para situaciones específicas que el diseñador o técnico deberá analizar antes de su selección.

Ejemplos de aplicación sobre la determinación de la conductividad hidráulica utilizando permeámetros

Se ha realizado la evaluación de la conductividad hidráulica de un suelo tomando una muestra disturbada, utilizando un permeámetro de carga constante. En este equipo, luego de verificar tres lecturas consecutivas similares, se obtuvo un volumen medio de 23.5 cm^3 recolectado en un tiempo de 5 minutos. Con los datos siguientes, determinar la conductividad hidráulica.

$L = 15 \text{ cm}$	Longitud del porta-muestra
$d = 8 \text{ cm}$	Diámetro del porta-muestra
$h = 100 \text{ cm}$	Carga hidráulica
$V = 23.5 \text{ cm}^3$	Volumen recolectado
$t = 5 \text{ min}$	Tiempo de aforo

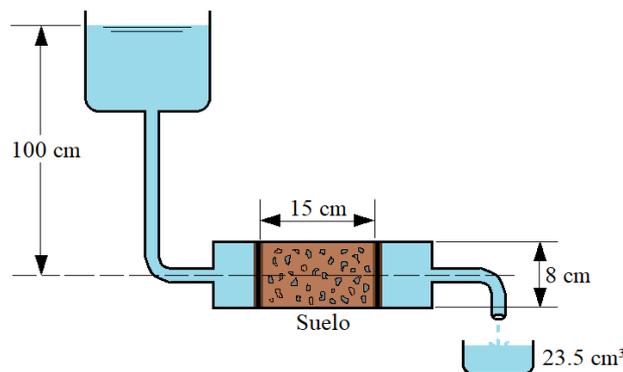


Figura 3.13 Ejercicio de aplicación con permeámetro de carga constante.

Utilizando la expresión 3.12, la conductividad hidráulica es:

$$K = \frac{0.96 \times Q \times L}{\pi \times d^2 \times h}$$

El caudal dado en cm^3/h es:

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{23.5}{5} = 4.7 \text{ cm}^3/\text{min} \rightarrow Q = 282.0 \text{ cm}^3/\text{h}$$

La conductividad hidráulica es:

$$K = \frac{0.96 \times 282.0 \times 15}{\pi \times 8^2 \times 100} = 0.202 \text{ m/día}$$

Utilizando un permeámetro de carga variable se ha realizado el proceso de determinación de la conductividad hidráulica para una muestra de suelo disturbada. La información respectiva se detalla en la figura 3.13. Los datos para el cálculo son los siguientes:

$L = 20 \text{ cm}$	Longitud del porta-muestra
$D = 8 \text{ cm}$	Diámetro del porta-muestra
$d = 2 \text{ cm}$	Diámetro de la tubería de carga
$h_1 = 100 \text{ cm}$	Carga hidráulica inicial
$h_2 = 60 \text{ cm}$	Carga hidráulica final
$t_1 = 0 \text{ min}$	Tiempo inicial
$t_2 = 5 \text{ min}$	Tiempo final

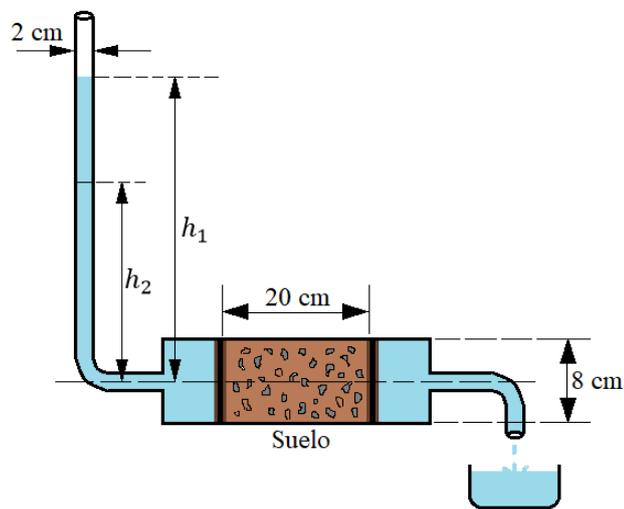


Figura 3.14 Ejercicio de aplicación con permeámetro de carga variable.

Antes de aplicar la expresión 3.14, se deberá calcular las secciones de la tubería y del porta-muestra. Estas secciones son:

$$a = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 2^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.27 \text{ cm}^2$$

Por tanto, la conductividad hidráulica es:

$$K = \frac{a \times L}{A(t_2 - t_1)} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

$$K = \frac{3.14 \times 20}{50.27(5 - 0)} \times \ln\left(\frac{100}{60}\right) = 0.13 \text{ cm/min}$$

Realizando la conversión a m/día, se tiene:

$$0.13 \frac{cm}{min} \times \frac{1 m}{100 cm} \times \frac{1440 min}{1 día} = 1.87 m/día$$

3.8. MÉTODOS DE CAMPO PARA DETERMINAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

De acuerdo a lo que hasta esta parte se ha indicado respecto de la conductividad hidráulica de los suelos, ésta se ve afectada por múltiples factores presentes que en algunos casos se muestran como limitaciones a los métodos de laboratorio antes mencionados y que se utilizan para su determinación. En este sentido, sólo los métodos de campo para determinar *K in situ* son las alternativas que más consideran a las distintas condiciones que podemos encontrar en los suelos agrícolas, y por lo tanto, son las opciones que pueden ofrecer resultados relativamente más confiables al momento de diseñar las obras de drenaje. Al respecto, existen varios procedimientos aplicables en el campo, que pueden utilizarse dependiendo de la circunstancia temporal y espacial del predio. Entre estos métodos de campo que se describen seguidamente en este texto, están los siguientes:

- 1 Método del pozo barrenado
- 2 Método del piezómetro
- 3 Método del pozo invertido
- 4 Método basado en la medición de descarga de drenes
- 5 Método del pozo de carga constante (Permeámetro de Guelph)

Desde la perspectiva del drenaje agrícola, los procedimientos indicados son métodos cuyo interés en la profundidad del perfil de suelo no se extiende más allá de 5 metros que es el límite de fondo para la mayoría (o de todos) de drenes dentro de los sistemas de drenaje. El tercero y el quinto de los métodos mencionados se han propuesto para situaciones en donde no hay presencia de la freática y pueden ser opciones para utilizarse en el diseño en tiempos de estiaje de los acuíferos o cuando la freática presenta límites mínimos y profundos. Por el contrario, el primero, el segundo y el cuarto de los métodos señalados han sido propuestos para aplicarse con presencia de freática alta; es decir, cuando el nivel de ésta se encuentra próxima a la superficie del suelo.

Método del pozo barrenado

El método del pozo barrenado (*Auger hole method* en su traducción al inglés) es la alternativa de mayor uso en el diseño y estudio de los sistemas de drenaje agrícola debido a su alto nivel de confiabilidad, cuya bondad reside en el hecho de que no perturba en lo absoluto las condiciones de operatividad de los parámetros que influyen en el flujo de agua a través del perfil del suelo, tales como la estructura, la porosidad, entre otros. Trae consigo la ventaja de utilizar la misma agua de la solución del suelo, lo que le confiere ser una alternativa con resultados posiblemente más cercanos a la realidad de la conductividad hidráulica de un determinado tipo de suelo, pues lleva implícito los efectos de la temperatura, de la viscosidad y de la densidad aparente *in situ*. El área de muestreo es

relativamente más grande, lo que minimiza los efectos de grietas o de raíces que si son determinantes en las alternativas de laboratorio; además de ser el método que refleja con mayor intensidad la componente de movimiento horizontal de la conductividad hidráulica, fundamental en los estudios de drenaje (Luthin, 1967). Consiste básicamente en hacer una perforación en el suelo sin revestir, con una profundidad que no va más allá de unos 70 cm por debajo del nivel freático, siempre que el acuífero tenga un estrato homogéneo y su perfil vertical se extienda en una importante longitud.

Para establecer la profundidad de depresión (extracción de agua del pozo, conocido como “achicar” el pozo) de la lámina de agua en el pozo durante la evaluación, un aspecto fundamental a considerar es la textura de suelo presente en el acuífero. Si presenta predominancia arenosa se requerirá menor carga (menor cantidad de agua extraída), mientras que si esta predominancia es arcillosa deberá aumentarse dicha carga hidráulica; en este sentido y a manera de recomendación, el nivel de agua en el pozo deberá deprimirse entre unos 25 a 50 centímetros, respectivamente. Si bien el método se ha establecido para condiciones de homogeneidad del suelo, no obstante, aplicando ciertas expresiones matemáticas que se indican más adelante y utilizando dos pozos, se pueden determinar las conductividades hidráulicas de dos estratos. Como es deducible, es una alternativa que requiere que los niveles freáticos se encuentren cercanos a la superficie del suelo (aunque puede ser relativo a los propósitos de uso del valor de K), por consiguiente, generalmente es aplicable en zonas húmedas y en las épocas lluviosas de algunas zonas.

En la figura 3.15 se describe el esquema gráfico de un pozo barrenado. Las simbologías utilizadas son el diámetro d del pozo (el cual podría ser de 4 a 6 cm dependiendo del tipo de barrenado utilizado), H es la profundidad comprendida entre el nivel de la freática y el fondo del pozo, Y_0 es la profundidad de abatimiento (depresión) del nivel freático al inicio de la prueba en el tiempo 0, Y_1 es la profundidad de recuperación del nivel de agua considerada al terminar la prueba (profundidad final) al tiempo t , mientras que S es la distancia desde el fondo del pozo hasta la ubicación de la capa impermeable del suelo.

Una vez que se deprime la freática, las lecturas de recuperación de la profundidad (ΔY) podrían realizarse ya sea a intervalos fijos de tiempo o a intervalos fijos de profundidad. Para intervalos fijos de tiempo (Δt), éstos pueden estar comprendidos entre 2 y 5 minutos; considerando los intervalos menores en suelos con tendencia arenosa y los intervalos mayores en suelos con tendencia arcillosa, teniendo en cuenta además que la recuperación en cada lectura (ΔY) sea como mínimo 1 cm. Es importante considerar la recuperación total del nivel de agua en el pozo entre una y otra evaluación, dado que, como se indicará más adelante, uno de los supuestos de Hooghoudt en el planteamiento de su expresión para este método es el de asumir que el nivel freático alrededor y exterior de la pared cilíndrica del hoyo no se deprime cuando se extrae el agua.

Conociendo que la velocidad de ascenso ($\Delta Y/\Delta t$) del nivel de agua en el pozo tiende a valores muy bajos a medida que éste se aproxima al nivel estático (nivel de la freática), la metodología procedimental recomienda que las mediciones se suspendan cuando se haya recuperado un 25% de la depresión producida, es decir, cuando $Y = 3Y_0/4$ (Grassi, 1991). Cuando $Y_0 - Y_1 > Y_0/4$, la velocidad de ascenso deja de ser lineal para tomar cierta forma potencial (curvilínea) por causa de reducirse continuamente la carga hidráulica. Esto hace que el flujo hacia el pozo, tanto por el fondo como por sus paredes laterales, tenga una

resistencia que complicaría la real utilidad de la práctica: medir la facilidad de conducirse el flujo de agua a través de los perfiles de suelo.

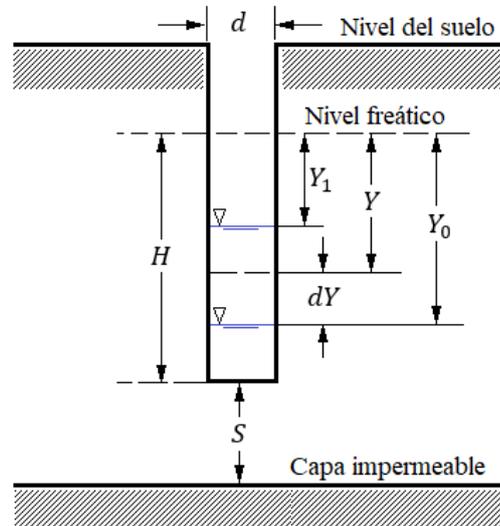


Figura 3.15 Características geométricas de un pozo barrenado utilizado para determinar la conductividad hidráulica de un suelo *in situ* y en medios saturados con presencia de freática.

La expresión que permite calcular la conductividad hidráulica en este método (planteada por Hooghoudt en el año de 1958 y citado por Grassi, 1991) está determinada bajo las dos consideraciones siguientes: a) el flujo es horizontal a través de las paredes del pozo y vertical en el fondo, y b) no se produce abatimiento del nivel freático en las cercanías del pozo en un lapso breve a partir de la extracción de agua.

Para la condición cilíndrica del pozo, “la velocidad de ascenso dY/dt será directamente proporcional a la superficie cilíndrica a través de la cual se moviliza el agua hacia el pozo e inversamente proporcional a la sección transversal del mismo” (Grassi, 1991).

Bajo la consideración de entrada del agua a través de la pared cilíndrica del pozo, la velocidad, debido al decrecimiento del diferencial de carga (la carga hidráulica disminuye conforme el nivel freático se recupera), será la siguiente:

$$\frac{dY}{dt} = - \frac{K \times \pi \times d \times H}{\pi \times d^2/4} \cdot \frac{Y}{G} \quad (3.15)$$

Asimismo, con la consideración de entrada de agua por el fondo del pozo, y dado que igualmente como en el caso anterior la carga decrece, la velocidad de ingreso es la siguiente:

$$\frac{dY}{dt} = - \frac{\frac{K \times \pi \times d^2}{4}}{\frac{\pi \times d^2}{4}} \cdot \frac{Y}{G} \quad (3.16)$$

En las expresiones 3.15 y 3.16, G es un parámetro geométrico establecido empíricamente por Hooghoudt y dependiente del diámetro d del pozo y de la altura H que va desde el nivel de la freática hasta el fondo del pozo (véase la figura 3.15).

En la situación en donde el fondo del pozo no toque la capa impermeable ($S > 0$) podrán sumarse las expresiones 3.15 y 3.16, con lo cual la velocidad de entrada estará dada por:

$$\frac{dY}{dt} = - \frac{K \times Y}{G} \left(\frac{4H + d}{d} \right) \quad (3.17)$$

Integrando la expresión 3.17 entre los límites: $Y = Y_0$ a $Y = Y_1$ y entre los tiempos $t = 0$ y $t = t$, y despejando la conductividad hidráulica, se obtendrá lo siguiente:

$$\int_{Y_0}^{Y_1} - \frac{dY}{Y} = \frac{K}{G} \left(\frac{4H + d}{d} \right) \int_0^t dt$$

$$K = \frac{G \times d}{t(4H + d)} \ln \left(\frac{Y_0}{Y_1} \right) \quad (3.18)$$

Adecuando la expresión 3.18 para que la conductividad hidráulica K esté dada en m/día, ésta deberá utilizarse en la siguiente forma:

$$K = \frac{8.64 \times 10^4 \times G \times d}{t(4H + d)} \ln \left(\frac{Y_0}{Y_1} \right) \quad (3.19)$$

Por un proceso análogo de deducción y considerando la situación en donde el fondo del pozo descansa sobre una capa impermeable, es decir no existe (o es tan reducida) entrada de agua por el fondo del pozo debido a que el estrato sobre el que yace tiene una permeabilidad muy inferior a los de los estratos superiores¹⁰, se asume que $S = 0$. En consecuencia, partiendo de la expresión 3.15, la conductividad hidráulica K en unidades de m/día se determina con la expresión siguiente:

$$K = \frac{2.16 \times 10^4 \times G \times d}{H \times t} \ln \left(\frac{Y_0}{Y_1} \right) \quad (3.20)$$

¹⁰ Según el *Bureau of Reclamation* de los Estados Unidos (USBR), un estrato es impermeable si su conductividad hidráulica es menor a 1/5 de la conductividad hidráulica media ponderada de los estratos que están por encima de éste.

En las expresiones 3.19 y 3.20, tal como se había mencionado, la conductividad hidráulica K está dada en unidades de m/día siempre que las unidades de las características geométricas del pozo (d , H , Y_0 y Y_1) estén dadas en cm y el tiempo t en segundos. En el caso del parámetro G , éste depende de la relación: $G = (d \times H)/3800$, donde d y H también deberán remplazarse en cm.

Otras expresiones deducidas de forma empírica para estimar la conductividad hidráulica en este método son las propuestas por Ernst (1950) de acuerdo a la distancia S . Estas fórmulas son las siguientes:

Para $S \geq H/2$:

$$K = \frac{4000 \times r^2 \times (Y_0 - Y_1)}{y \times t \times (H + 20r) \times (2 - y/H)} \quad (3.21)$$

Para $S = 0$:

$$K = \frac{3600 \times r^2 \times (Y_0 - Y_1)}{y \times t \times (H + 10r) \times (2 - y/H)} \quad (3.22)$$

En donde K es la conductividad hidráulica dada en m/día, r es el radio hidráulico ($d/2$) en cm (siendo que d también debe estar en cm), $y = (Y_0 + Y_1)/2$ es la profundidad media entre la profundidad inicial de la prueba y la profundidad final medida en cm (no confundir este parámetro con el indicado en la figura 3.15), H es la profundidad desde el nivel freático hasta el fondo del pozo medida en cm y t es el tiempo efectivo (tiempo considerando que $Y_0 - Y_1 \leq Y_0/4$) empleado en la prueba en segundos.

Con la ayuda de las expresiones 3.21 y 3.22, utilizando la metodología del pozo barrenado también es posible determinar la conductividad hidráulica en dos estratos desde donde se obtienen los valores de K_1 y K_2 . Para esta determinación es necesario la perforación de dos pozos; el primero más superficial que el segundo, cuyo fondo debe estar por debajo de la freática y encima de la línea (separación aproximada) de separación de los estratos; mientras que el segundo debe contener un fondo que deberá ubicarse en el segundo estrato, al menos unos 50 cm desde la línea de separación de éstos (Grassi, 1991). En el esquema de la figura 3.16 se hace una explicación gráfica de estas características.

Para determinar la conductividad hidráulica en el primer estrato (K_1) se considera la expresión 3.21 establecida para la condición $S_1 \geq H_1/2$, modificada en la siguiente forma:

$$K_1 = \frac{4000 \times r_1^2}{Y_1 \times (H_1 + 20r_1) \times (2 - Y_1/H_1)} \times \frac{\Delta Y_1}{\Delta t_1} \quad (3.23)$$

Siendo Y_1 la profundidad desde la freática y la media entre la profundidad inicial (Y_0) y la profundidad final (Y_F) medida en cm. Asimismo, ΔY_1 es la diferencia entre Y_0 y Y_F medida también en cm y Δt_1 es el tiempo que tardó la recuperación ΔY_1 en el pozo medido en

segundos. Las unidades del resto de símbolos son las mismas que se indicaron para las expresiones 3.21 y 3.22.

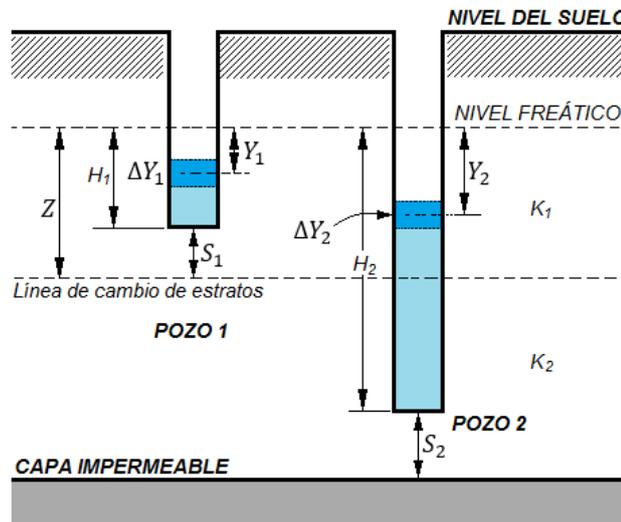


Figura 3.16 Indicación de los parámetros geométricos en el método del pozo barrenado para la determinación de la conductividad hidráulica en un suelo con dos estratos.

Las consideraciones para obtener K_2 revisten cierto grado de complejidad debido a la interacción de los dos estratos. En este caso, la recuperación $(\Delta Y_2/\Delta t_2)$ que ocurre en el pozo 2 se efectúa bajo los supuestos:

1. Existe un flujo del estrato superior (K_1) asumiendo que la capa inferior es impermeable.
2. El flujo de la capa inferior se define por la recuperación de todo el perfil considerando K_2 , menos la recuperación del estrato superior con la misma K_2 , pero asumiendo impermeable el estrato inferior.

Estos supuestos permiten plantear lo siguiente:

$$\frac{\Delta Y_2}{\Delta t_2} = \frac{K_1}{C_0} + \frac{K_2}{C_2} - \frac{K_2}{C_0}$$

$$\frac{K_2}{C_2} - \frac{K_2}{C_0} = \frac{\Delta Y_2}{\Delta t_2} - \frac{K_1}{C_0}$$

$$K_2 = \frac{C_2(C_0 \times \Delta Y_2 - K_1 \times \Delta t_2)}{\Delta t_2(C_0 - C_2)} \quad (3.24)$$

Donde los parámetros de simplificación, C_0 y C_2 , se establecen mediante las expresiones siguientes:

$$C_0 = \frac{3600 \times r_2^2}{Y_2 \times (Z + 10r_2) \times (2 - Y_2/Z)} \quad (3.24a)$$

$$C_2 = \frac{4000 \times r_2^2}{Y_2 \times (H_2 + 20r_2) \times (2 - Y_2/H_2)} \quad (3.24b)$$

Cabe indicar que la obtención de Y_2 es análogo a la obtención de Y_1 en el pozo 2 (véase la figura 3.16).

Ejemplo de aplicación para la obtención de la conductividad hidráulica utilizando el método del pozo barrenado (con un solo estrato)

Para el diseño de un sistema de drenaje agrícola se ha precisado obtener la conductividad hidráulica mediante el método del pozo barrenado (*Auger hole method*). Para la aplicación del método, primero se realizó un pozo de exploración, lográndose encontrar un estrato compactado a más o menos 225 cm de profundidad medida desde el nivel del suelo, al cual se lo asumió como capa impermeable. Luego se procedió a la realización del pozo de evaluación (pozo barrenado), el cual tuvo una profundidad de 160 cm (desde el nivel del suelo) y un diámetro de 10 cm, utilizando para ello una barrena Riverside. El nivel freático, luego de construido el pozo y esperar la estabilización del mismo (40 minutos), se encontraba a 72 cm desde el nivel del suelo. La lámina de agua desde la freática hasta el fondo del pozo registró una profundidad de 88 cm. Todas estas indicaciones pueden observarse en el esquema gráfico de la figura 3.17.

Para iniciar la prueba se achicaron 46 cm, utilizando una bomba manual de pistón. Tomando la recomendación de que $Y_0 - Y_1 \leq Y_0/4$, se permitió una recuperación (ascenso) de sólo 10 cm, la cual tuvo una duración total de 15 minutos con 30 segundos.

En función de los términos requeridos por la expresión 3.19 y de la información detallada en la figura 3.17, los datos para la obtención de la conductividad hidráulica asumiendo un estrato homogéneo son los siguientes:

$$Y_0 = 46 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 36 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$t = 15'30'' = 930 \text{ s}$$

$$H = 88 \text{ cm}$$

$$G = d \times H/3800 = (10 \times 88)/3800 = 0.2316$$

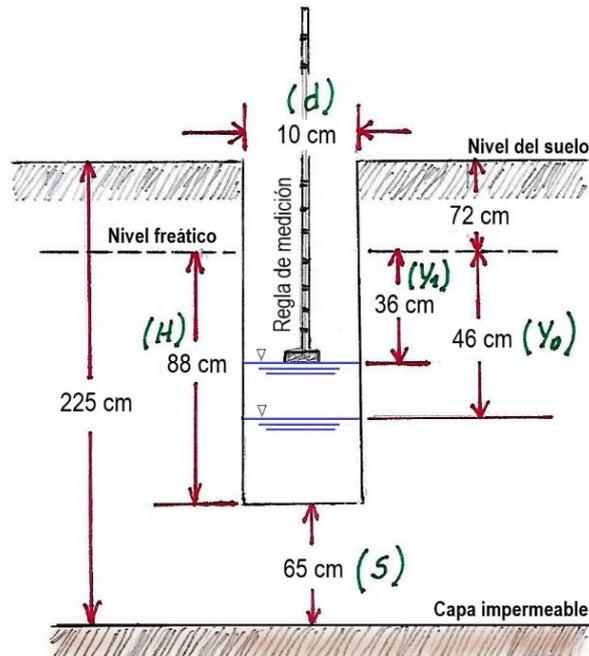


Figura 3.17 Datos obtenidos en una evaluación de conductividad hidráulica mediante el método del pozo barrenado, considerando estrato homogéneo.

Por lo tanto, la conductividad hidráulica es:

$$K = \frac{8.64 \times 10^4 \times G \times d}{t(4H + d)} \ln\left(\frac{Y_0}{Y_1}\right) = \frac{8.64 \times 10^4 \times 0.2315 \times 10}{930(4 \times 88 + 10)} \times \ln\left(\frac{46}{36}\right)$$

$$K = 0.15 \text{ m/día}$$

Ahora calculemos este valor aplicando la expresión propuesta por Ernst para este método, bajo el supuesto de que la distancia vertical entre el fondo del pozo y la capa impermeable sea igual o mayor a 1/2 de la altura de la freática en el pozo ($S \geq H/2$).

Comprobando el supuesto indicado:

$$S \geq H/2 = 65 \geq 88/2$$

Por tanto:

$$K = \frac{4000 \times r^2 \times (Y_0 - Y_1)}{y \times t \times (H + 20r) \times (2 - y/H)} = \frac{4000 \times 5^2 \times (46 - 36)}{41 \times 930 \times (88 + 20 \times 5) \times (2 - 41/88)}$$

$$K = 0.09 \text{ m/día}$$

Método del piezómetro

El método del piezómetro consiste en medir la conductividad hidráulica a partir de la realización de un pozo revestido, manteniendo una pequeña longitud del pozo sin revestir al final de la tubería (véase la figura 3.18). Tiene la ventaja de que permite la medida de K en distintos estratos y a profundidades mayores, lo cual no es posible hacerlo con el método del pozo barrenado; además, en este método se evita la entrada de agua de la capa vegetal superior del suelo.

Los parámetros indicados en la figura 3.18 están representados por el diámetro d del revestimiento del piezómetro (por lo general, una tubería); h_0 y h_1 son las cargas inicial y final, respectivamente, consideradas en la duración t de la prueba; H es la profundidad desde el nivel freático hasta el final del revestimiento; r_0 es el radio de la cavidad de entrada de agua al final del piezómetro; L es la longitud de la cavidad y S es la distancia desde el fondo de la cavidad hasta la capa impermeable del suelo.

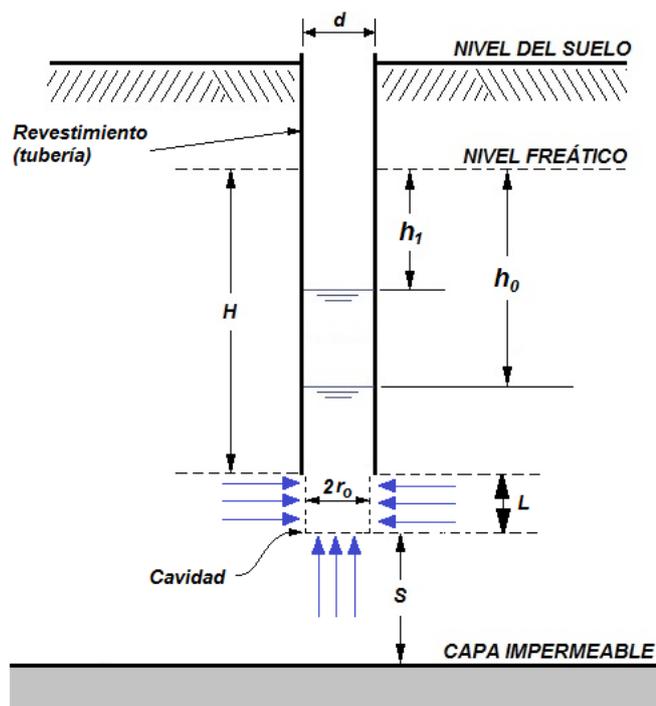


Figura 3.18 Características geométricas de un pozo piezométrico para la obtención de la conductividad hidráulica en suelo saturado.

El procedimiento de medición, al igual que el método del pozo barrenado, también consiste en crear una depresión (“achicar”) en el interior del pozo para inmediatamente empezar a valorar la recuperación del nivel de agua hasta llegar al nivel freático (nivel estático). Es recomendable que las lecturas de recuperación del nivel de agua, debido a la variabilidad

de la carga y que ésta tenderá a cero mientras se acerca al nivel freático, se consideren hasta el 50% de la carga deprimida; es decir, $h_1 = 0.5h_0$. El fundamento por el cual a esta metodología se la ha conocido como piezómetro es que al revestir el pozo dejando una pequeña cavidad libre sin dicho revestimiento al final del mismo (cuya superficie cilíndrica es por donde ingresa el agua), al momento de crear la depresión el agua entrará por un diferencial de carga entre el nivel de agua dentro del pozo y el nivel de agua al exterior de éste. Debido a que el ingreso del agua sólo ocurre por la parte baja de la tubería definiendo así cualquier profundidad en el perfil del suelo, este método se constituye en una alternativa para medir la conductividad hidráulica de un suelo con diferentes estratos.

La expresión que permite calcular K bajo esta metodología fue deducida por Luthin & Kirkham (1949) (citados por Grassi, 1991) hasta dejarla bajo el siguiente planteamiento:

$$K = \frac{A' \times d^2}{4 \times t} \times \ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right) \quad (3.25)$$

En la expresión 3.25, la conductividad hidráulica K está dada en m/día con la condición de que el diámetro d del revestimiento y las cargas h_0 y h_1 estén dados en cm; mientras que el tiempo t (duración de la prueba hasta llegar a h_1) sea considerado en segundos. El valor A' es un factor geométrico que depende de la longitud L y del radio r_0 de la cavidad al final del piezómetro (véase la figura 3.18), al cual también se le ha incluido la constante de conversión para llevar K de cm/s a m/día y que puede obtenerse mediante el ábaco que se detalla en la figura 3.19.

Método del pozo invertido (Medición en descenso)

El método del pozo invertido (conocido también como método de Porchet) es aplicable cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad considerable y no es útil llegar a tales profundidades para determinar la conductividad hidráulica. El proceso básico consiste en realizar un pozo hasta una profundidad deseada (la que se requiere para diseño) y adicionarle agua con el propósito de medir el descenso desde el nivel inicial; operación que lo distingue de los otros métodos (también lo define como inverso), en donde lo que se mide es el ascenso del nivel de agua. Por esta característica este método también ha sido clasificado entre aquellos que se realizan sin presencia de la freática. En la figura 3.20 se indican los parámetros a considerar en el cálculo de K bajo esta alternativa.

En la figura 3.20, Y es la altura de la regla desde el nivel del suelo, Y_0 es la profundidad inicial desde la línea de la regla hasta el nivel de carga inicial h_0 , Y_1 es la profundidad final desde la línea de la regla hasta el nivel de carga final h_1 durante el tiempo t , H es la profundidad del pozo y d es el diámetro del pozo.

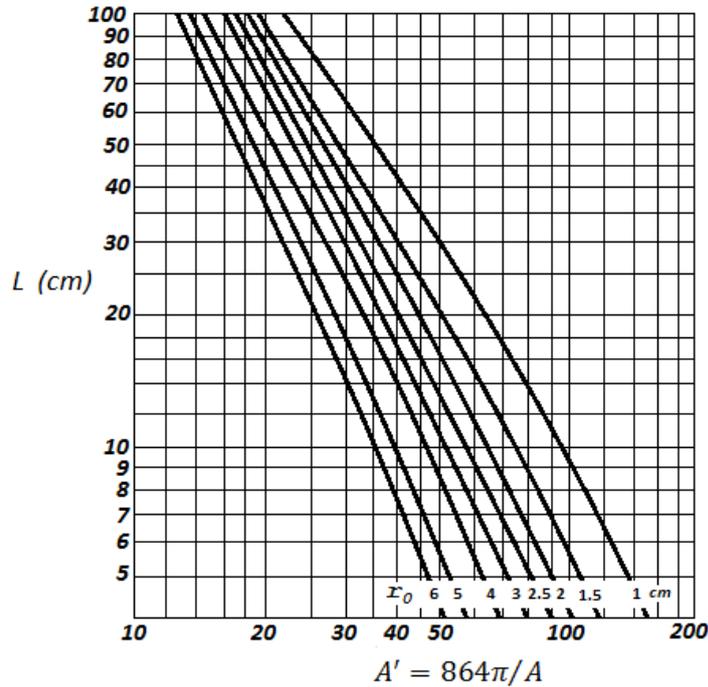


Figura 3.19 Ábaco para el cálculo del factor geométrico A' a emplearse en el método del piezómetro en la determinación de la conductividad hidráulica.

El método del pozo invertido tiene sus particularidades que deben ser tomadas en cuenta para tener una mejor estimación de la conductividad hidráulica. Una de esas consideraciones tiene que ver con la situación en la que se lleva a cabo la prueba, ya que el medio no está saturado, por ello es preciso dejar saturar la zona circundante al pozo haciendo que se infiltre previamente un volumen de agua durante cierto tiempo.

La fórmula para determinar la conductividad hidráulica se deduce de la ley de Darcy, bajo la consideración de que el gradiente es igual a la unidad debido a las condiciones de filtración que suceden alrededor del pozo. Bajo esta situación, el caudal Q estará dado por:

$$Q = K \left(\frac{4\pi \times d \times h + \pi \times d^2}{4} \right) \quad (3.26)$$

Asimismo, observando que el agua desciende por una sección circular de un cilindro, el caudal Q también puede plantearse como:

$$Q = - \frac{\pi \times d^2}{4} \frac{dh}{dt} \quad (3.27)$$

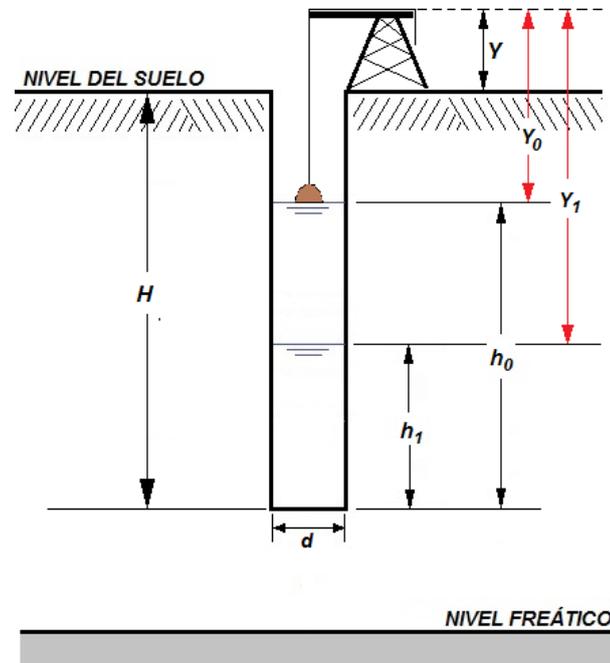


Figura 3.20 Descripción de los parámetros geométricos del método del pozo invertido para determinar la conductividad hidráulica.

Debido a que en la expresión 3.27 el término dh/dt representa a la velocidad de descenso del nivel de agua, por ello se ha utilizado el signo negativo en dicha fórmula.

Igualando las expresiones 3.26 y 3.27, integrando y realizando los despejes respectivos, el procedimiento analítico para deducir K es el siguiente:

$$K \left(\frac{4\pi \times d \times h + \pi \times d^2}{4} \right) = - \frac{\pi \times d^2}{4} \frac{dh}{dt}$$

$$K(4h + d) = -d \times \frac{dh}{dt}$$

$$\frac{K}{d} \times dt = - \frac{dh}{4h + d}$$

$$\frac{K}{d} \int dt = - \frac{1}{4} \int_{h_0}^{h_1} \frac{4 \times dh}{(4h + d)}$$

$$\begin{aligned} \frac{K \times t}{d} &= -\frac{1}{4} [\ln(4h + d)]_{h_0}^{h_1} \\ \frac{K \times t}{d} &= -\frac{1}{4} [\ln(4h_1 + d) - \ln(4h_0 + d)] \\ \frac{K \times t}{d} &= \frac{1}{4} [\ln(4h_0 + d) - \ln(4h_1 + d)] \\ \frac{K \times t}{d} &= \frac{1}{4} \ln \left(\frac{4h_0 + d}{4h_1 + d} \right) \\ K &= \frac{d}{4t} \ln \left(\frac{4h_0 + d}{4h_1 + d} \right) \end{aligned} \quad (3.28)$$

Donde K está dada en cm/s, siempre que d , h_0 y h_1 estén en cm y el tiempo t en segundos. Para que la conductividad hidráulica K se obtenga en unidades de m/día (manteniendo las mismas unidades en el resto de términos), la expresión 3.28 deberá multiplicarse por 864. La inclusión de esta constante de conversión permite replantear esta expresión en la forma siguiente:

$$K = \frac{216d}{t} \ln \left(\frac{4h_0 + d}{4h_1 + d} \right) \quad (3.29)$$

Por la variabilidad de la carga, se recomienda evaluar el descenso sólo hasta la mitad de la carga inicial h_0 . Tomando en cuenta lo indicado en la figura 3.20 y conociendo que en la práctica h_0 no se podrá obtener directamente, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$h_0 = H + Y - Y_0 \quad (3.29a)$$

Pensando que la carga inicial sólo es valorada hasta la mitad, en el ensayo se tendrá presente que para poder llegar a h_1 habrá que dividir entre 2 la expresión 3.29a. Es decir:

$$h_1 = \frac{H + Y - Y_0}{2} \quad (3.29b)$$

Durante la práctica únicamente habrá que contabilizar el descenso que indique la expresión 3.29b.

Método por descarga de drenes

Este método permite estimar la conductividad hidráulica mediante la descarga o caudal de los drenes relacionados con las cargas (h) en el punto medio de dos de ellos ubicados en paralelo, registradas mediante pozos de observación que para el efecto deberán instalarse.

Por lo tanto, es un método que se desarrolla en sistemas de drenaje subterráneos establecidos (véase la figura 3.21).

Para obtener la conductividad hidráulica en este caso se considera la condición de flujo permanente y la situación de suelo heterogéneo. La condición de flujo permanente se plantea asumiendo que la recarga es igual a la descarga. Estas condiciones supuestas permiten utilizar el criterio de Hooghoudt para el cálculo del distanciamiento entre drenes, el cual es el que al final permite establecer la conductividad hidráulica. La propuesta de este autor, de la cual se tratará en el capítulo 5, es la siguiente:

$$L^2 = \frac{(8 \times K_2 \times D_e \times h) + (4 \times K_1 \times h^2)}{R} \quad (3.30)$$

Donde L es la distancia entre drenes dada en m siempre que se utilicen medidas correspondientes a esta unidad; K_1 y K_2 son las conductividades hidráulicas, por encima y por debajo del eje de los drenes; D_e es la profundidad equivalente, correctora de la profundidad al estrato impermeable D propuesta por Hooghoudt y dependiente de L , D y del radio r de la tubería. Cuando la profundidad del estrato impermeable es mínima o el dren está próximo a esta capa, puede asumirse: $D_e \approx D$. Asimismo, h es la carga en el punto medio de los drenes (m) y R es la recarga equivalente a la descarga normativa o agua de drenaje en el área cubierta por el dren (m/día).

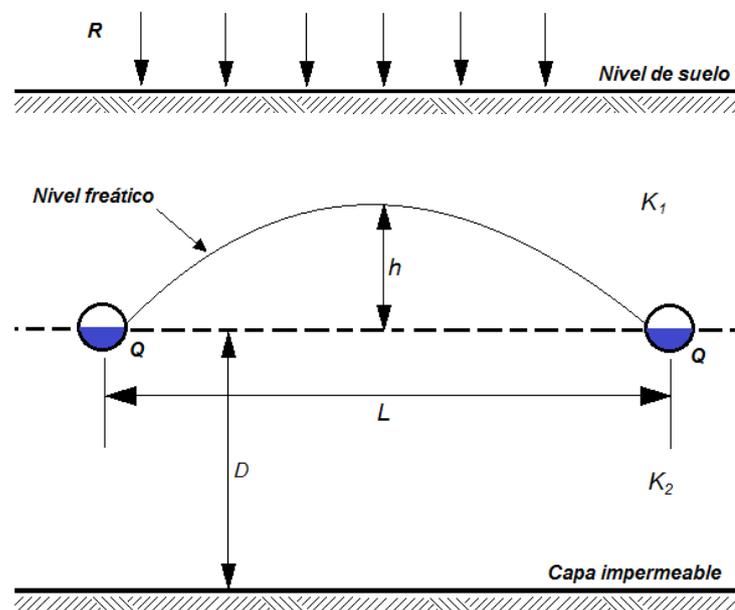


Figura 3.21 Esquema y parámetros geométricos de una instalación de drenaje subterráneo, desde el cual es posible calcular la conductividad hidráulica del suelo.

Los valores de D_e pueden ser obtenidos mediante tablas o utilizando la siguiente expresión:

$$D_e = \frac{D}{2.5 \times D/L \times \ln(D/\pi r) + 1} \quad (3.31)$$

Donde r es el radio de la tubería (m) y D es la profundidad desde la línea de drenes hasta la capa impermeable (m). Es importante resaltar que el producto πr representa al perímetro mojado, que en el caso de drenes abiertos (canales) puede remplazarse por: $b + 2y\sqrt{1 + m^2}$, siendo b la solera del canal, y la altura y m el talud.

La descarga específica R_t (también llamada descarga normativa e igual a la recarga R en régimen permanente) puede obtenerse a partir del caudal Q recolectado en el dren, esto es:

$$R_t = R = \frac{1.44Q}{L_d \times L} \quad (3.32)$$

Donde R_t viene dada en m/día siempre que el caudal Q esté dado en L/min, además de que la longitud del dren L_d y la distancia entre drenes L estén dados en m . No olvidar que $R_t = R$ siempre bajo la consideración de flujo permanente.

Sustituyendo la expresión 3.32 en 3.30 y realizando el despeje respectivo, la fórmula de Hooghoudt para facilitar el cálculo de la conductividad hidráulica a partir de los datos de caudales medidos, se replantea de la siguiente forma:

$$Q = \frac{5.56 \times K_2 \times D_e \times L_d \times h}{L} + \frac{2.78 \times K_1 \times L_d \times h^2}{L} \quad (3.33)$$

Debido a que en la expresión 3.33 se incluyen parámetros que ya han sido establecidos previo a la instalación de los drenes, éstos pueden juntarse en los términos que se indican a continuación:

$$\alpha_0 = \frac{5.56 \times K_2 \times D_e \times L_d}{L} \quad (3.34)$$

$$\alpha_1 = \frac{2.78 \times K_1 \times L_d}{L} \quad (3.35)$$

En consecuencia, la expresión 3.32 se modifica convirtiéndose en una función cuadrática del siguiente tipo:

$$Q = \alpha_0 h + \alpha_1 h^2 \quad (3.36)$$

Debido a la evaluación que se hace en el campo de una serie de valores de Q para diferentes valores de h , los parámetros α_0 y α_1 podrán establecerse mediante la técnica de los

mínimos cuadrados, para lo cual habrá que linealizar la expresión 3.36 dividiéndola para h y dejándola en la forma siguiente:

$$Y = \alpha_0 + \alpha_1 h \quad (3.37)$$

Nótese que $Y = Q/h$. Por cuestiones de unidades, Q deberá expresarse en $\text{m}^3/\text{día}$, de allí que Y esté dado en la unidad de $\text{m}^2/\text{día}$. Las unidades de los coeficientes α_0 y α_1 del modelo lineal representado por la expresión 3.37 dependerán de las unidades en que se midan las cargas h y los caudales Q de descarga de los drenes, si la primera se mide en m y el segundo se valora en $\text{m}^3/\text{día}$, α_0 (el intercepto) estará dado en $\text{m}^2/\text{día}$ y α_1 (la pendiente) en $\text{m}/\text{día}$. Con estas unidades y al aplicar las expresiones 3.38 y 3.39, la conductividad hidráulica se obtendrá en $\text{m}/\text{día}$, siendo ésta la forma más común de expresar este parámetro hidro-físico del suelo.

Finalmente, las conductividades hidráulicas pueden deducirse desde los parámetros α_0 y α_1 de las expresiones 3.34 y 3.35, respectivamente, de acuerdo a los planteamientos siguientes:

$$K_2 = \frac{\alpha_0 \times L}{5.56 \times D_e \times L_d} \quad (3.38)$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1 \times L}{2.78 \times L_d} \quad (3.39)$$

Ejemplo de aplicación sobre la medición de la conductividad hidráulica utilizando el método de descarga de drenes

Para el diseño de un sistema de drenaje de una finca se requiere conocer la conductividad hidráulica del suelo. La obtención de este parámetro se realizará mediante el método de descarga de drenes por cuanto en otra finca vecina se tienen instalados drenes sub-superficiales (entubados) desde donde se recoge la información de campo. Según las especificaciones técnicas del sistema instalado, los drenes se encuentran a 2.1 m de profundidad, tienen 20 cm de diámetro y una longitud de 120 m, además de estar separados 80 m, según se indica en la figura 3.22. Para la evaluación se realizan 6 aforos de la descarga de uno de los drenes en distintos periodos con el fin de obtener la relación con la carga hidráulica medida a la mitad de la distancia entre los drenes, utilizando para ello un pozo de observación desde donde se evalúan los niveles freáticos. Estos datos son los que se detallan en la tabla adjunta. Con esta información calcule dicha conductividad hidráulica, asumiendo que el agua ocupa sólo la mitad de la sección de las tuberías (10 cm).

Profundidad de la freática P_f (m)	Caudal Q (L/min)
0.75	15.62
0.58	18.10
1.04	11.35
1.22	8.92
0.88	13.56
0.38	21.12

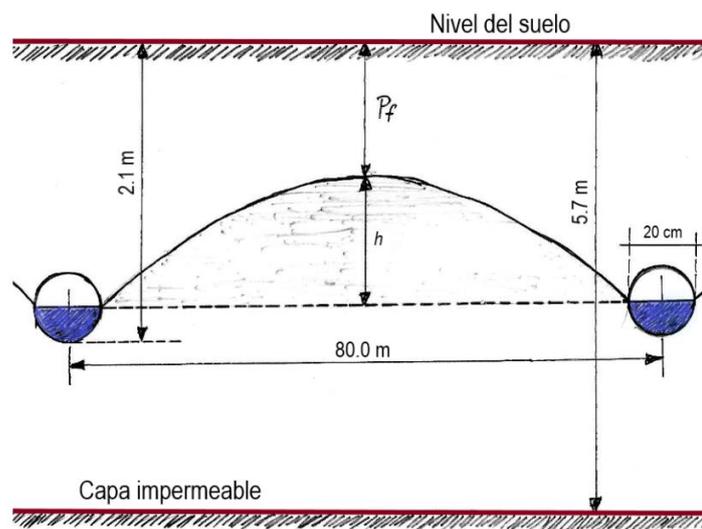


Figura 3.22 Especificaciones técnicas de un sistema de drenaje subterráneo.

La carga hidráulica h que se detalla en la tabla 3.5 se obtuvo considerando la profundidad de 2.1 m a la que están ubicados los drenes. De este valor se restó 0.1 m del radio de las tuberías y la profundidad de la freática P_f de cada lectura. Esto es:

$$h = 2.1 - 0.1 - P_f$$

Los valores de Y se calcularon dividiendo el caudal Q por su respectiva carga h , es decir: $Y = Q/h$. En la tabla 3.6 se detallan estos valores en unidades de $m^2/día$ debido a que los caudales de descarga (Q) deben transformarse a $m^3/día$ para poder tener valores de la conductividad hidráulica en una unidad convencional como la de $m/día$.

Tabla 3.6 Valores para la aplicación del método de mínimos cuadrados para obtener los coeficientes α_0 y α_1 .

Caudal Q (m ³ /día)	Carga hidráulica h (m)	Y (m ² /día)	X^2	Y^2	XY
22.49	1.25	17.99	1.56	323.79	22.49
26.06	1.42	18.35	2.02	336.90	26.06
16.34	0.96	17.03	0.92	289.85	16.34
12.84	0.78	16.47	0.61	271.18	12.84
19.53	1.12	17.43	1.25	303.95	19.53
30.41	1.62	18.77	2.62	352.44	30.41
127.68	7.15	106.05	8.99	1878.12	127.68

Los coeficientes α_0 y α_1 se obtienen mediante el método de mínimos cuadrados, utilizando las expresiones 2.27 y 2.28. De acuerdo a los datos de la tabla 3.6, los valores de estos coeficientes son los siguientes:

$$\alpha_1 = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2} = \frac{6 \times 127.68 - 7.15 \times 106.05}{6 \times 8.99 - 7.15^2} = 2.78$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum Y - b \sum X}{n} = \frac{106.05 - 2.78 \times 7.15}{6} = 14.36$$

Con la ayuda de las figuras 3.21 y 3.22, el parámetro que representa a la profundidad D que va desde la línea de drenes hasta la capa impermeable se ha determinado por la diferencia:

$$D = 5.7 - 2.0 = 3.7 \text{ m}$$

Siendo 2.0 m la profundidad desde el nivel del suelo hasta la línea de drenes (centro de la tubería, es decir: $2.1 - 0.1 = 2.0 \text{ m}$), la separación entre drenes $L = 80.0 \text{ m}$ y el radio de la tubería $r = 0.1 \text{ m}$.

La profundidad equivalente D_e , según la expresión 3.31, es:

$$D_e = \frac{D}{2.5 \times D/L \times \ln(D/\pi r) + 1} = \frac{3.7}{2.5 \times 3.7/80 \times \ln(3.7/\pi \times 0.1) + 1} = 2.88$$

Finalmente, las conductividades hidráulicas por debajo (K_2) y por encima (K_1) de la línea de drenes de acuerdo a las expresiones 3.38 y 3.39, respectivamente, son las siguientes:

$$K_2 = \frac{\alpha_0 \times L}{5.56 \times D_e \times L_d} = \frac{14.36 \times 80.0}{5.56 \times 2.88 \times 120.0} = 0.60 \text{ m/día}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1 \times L}{2.78 \times L_d} = \frac{2.78 \times 80}{2.78 \times 120} = 0.67 \text{ m/día}$$

Para aceptar los valores de α_0 y α_1 como coeficientes adecuados, primero se deberá verificar la bondad del modelo lineal elaborado a partir de los datos de carga y de caudal (convertidos a valores de Y) de forma gráfica a través del diagrama de dispersión respectivo. Este diagrama se describe en la figura 3.23, en el cual es evidente una relación lineal de los puntos descrita por la expresión 3.37, que en términos de este ejercicio es:

$$Y = 14.36 + 2.78h$$

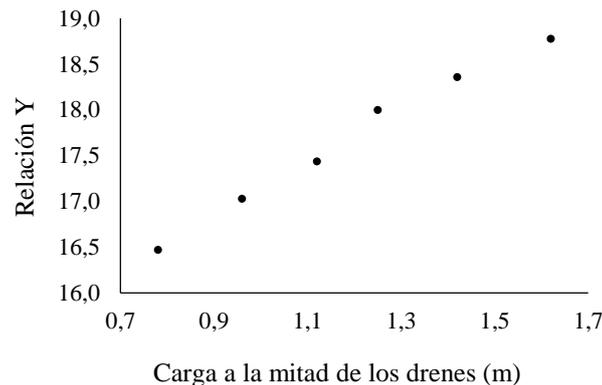


Figura 3.23 Dispersión lineal de los puntos para obtención de los coeficientes α_0 y α_1 .

De manera cuantitativa, la forma de comprobar que α_0 y α_1 son valores que permitirán una estimación aceptable de la conductividad hidráulica en el método por descarga de drenes es estableciendo el coeficiente de determinación (r^2) del modelo lineal obtenido. Este coeficiente se define con la expresión:

$$r^2 = \frac{(n \sum XY - \sum X \sum Y)^2}{[n \sum X^2 - (\sum X)^2][n \sum Y^2 - (\sum Y)^2]} \quad (3.40)$$

Tomando en cuenta las sumatorias de la tabla 3.6, el valor de r^2 para este ejemplo es:

$$r^2 = \frac{(6 \times 127.68 - 7.15 \times 106.05)^2}{(6 \times 8.99 - 7.15^2)(6 \times 1878.12 - 106.05^2)} = 0.98$$

El valor de 0.98 obtenido para r^2 es un gran respaldo para valores de α_0 y α_1 . Con este resultado estos coeficientes de regresión tienen la suficiente confianza, pues el ajuste de los datos al modelo lineal es de un 98%. Si bien r^2 puede variar entre 0 y 1, el valor mínimo que se podría aceptar es 0.7 dada la fuerte variabilidad que presentan los suelos agrícolas.

Permeámetro de Guelph

Una alternativa que combina un método de laboratorio con uno de campo para la medición de la conductividad hidráulica es el permeámetro de Guelph. Esta es una metodología basada en el funcionamiento del pozo invertido, hidráulicamente operable bajo el criterio de un permeámetro de carga constante con la aplicación del principio del frasco de Mariotte. La figura 3.24 representa un esquema de este equipo con su forma de operación.

La ventaja principal del permeámetro de Guelph respecto de los permeámetros de laboratorio es la oportunidad de medir la conductividad hidráulica *in situ*, sin disturbar el suelo en lo absoluto. Asimismo, dada la condición de saturación para establecer el valor de K y al ser una valoración que se efectúa sin presencia de la freática (fundamento del pozo invertido), el área en donde se realizará la prueba deberá estar previamente humedecida, ya sea con el propio riego o con las lluvias antecedentes.

El equipo funciona con carga constante que se define por la altura h (figura 3.24a), lo que a su vez es controlada por el contacto con la atmósfera que se produce en la parte baja del tubo de ingreso de aire (figura 3.24b). Las mediciones se realizan con tiempos iniciales de 1 o 2 minutos, para posteriormente cuando el ingreso del agua se haga más lento, incrementar a tiempos de 10, 15 o hasta 20 minutos. Se recomienda, luego que ha pasado cierto tiempo, tener al menos tres lecturas repetidas de una misma recarga (R) para considerar que el área de entrega de agua en el pozo (bulbo) está totalmente saturado. A pesar de que el proceso de infiltración que ocurre en este método por la condición de insaturación del suelo es tridimensional, en el proceso de cálculo se asume que el flujo es permanente por cuanto la zona circundante al pozo está relativamente saturada.

La función matemática que permite calcular la conductividad hidráulica en esta metodología fue propuesta por Elrick *et al.* (1989) en la siguiente forma:

$$K = \frac{C \times Q_S}{2\pi \times h^2 + \frac{C \times \pi \times d^2}{4} + \frac{2\pi \times h}{\alpha^*}} \quad (3.41)$$

Donde C es conocido como un factor de forma, adimensional; Q_S es el caudal de ingreso en el pozo medido en cm^3/min , el cual ocurre en la condición saturada del suelo; h es la carga constante sobre el fondo del pozo medida en cm ; d es el diámetro del pozo medido en cm y α^* es un factor de longitud de la capilaridad microscópica del suelo dependiente de la textura y estructura del suelo.

El caudal de ingreso Q_S se determina por el producto entre la recarga constante R que ocurre en condiciones saturadas, cuyas lecturas se establecen prácticamente al final de la prueba en la cual se registren por lo menos tres lecturas idénticas, y la sección por la que se está produciendo dicha descarga, que en la figura 3.24a está representada por la tubería de diámetro d' . Las lecturas de recarga aproximadamente similares que ocurren casi al terminar la prueba son un indicativo de la total saturación del suelo del área adyacente al pozo. Este caudal se define por:

$$Q_S = \frac{R \times \pi \times (d')^2}{4} \quad (3.41a)$$

Cuando R se remplace en unidades de cm/min y d' en cm , la unidad de Q_s estará dado en cm^3/min .

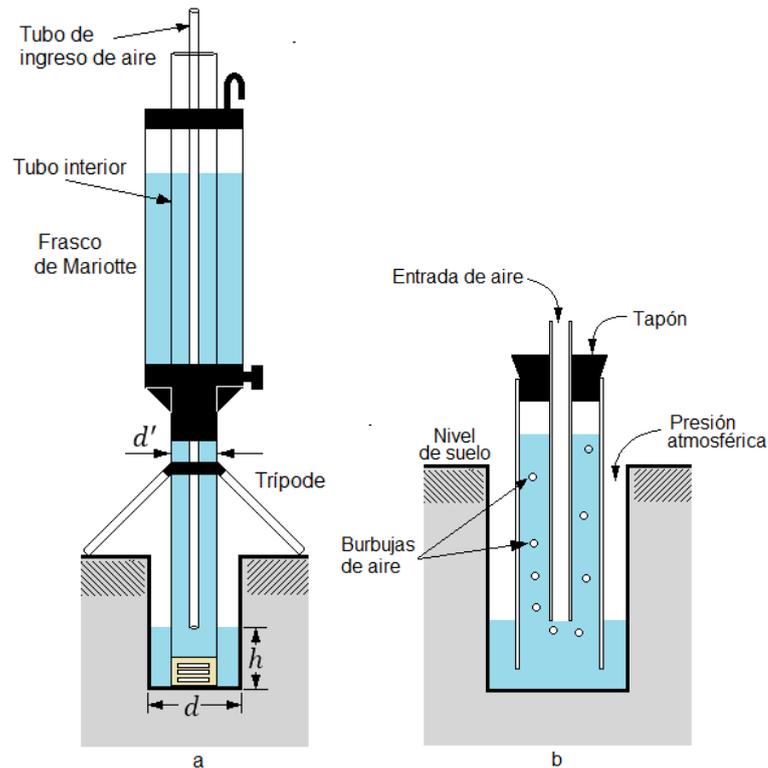


Figura 3.24 Esquema de instalación (a) y funcionamiento hidráulico (b) del permeámetro de Guelph (Fuente: Manual de operaciones de la *Soilmoisture Equipment Corp.*, 2008).

El valor de factor de forma C , además de depender de la relación h/d depende también del factor de longitud de capilaridad microscópica del suelo α^* , de allí que se hayan planteado para calcular este factor de forma las expresiones que se detallan en la tabla 3.7.

3.9. NÚMERO DE PRUEBAS DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA PARA LOS DISEÑOS DE DRENAJE

El número de pruebas para la obtención de K depende del origen (laboratorio o de campo) y de la variabilidad del suelo en el área de proyecto. Relativamente a nivel de laboratorio, el número de pruebas que se desarrollan es mayor que las que se realizan a nivel de campo por las limitaciones económicas y de tiempo que en éstas últimas se presentan. Básicamente

las diferencias importantes en la textura del suelo permiten establecer los sitios de ensayos y el número de ellas dentro del área de diseño. Si no se dispone del estudio respecto de los tipos de suelo del área de proyecto, una opción es elaborar cuadrículas sectoriales y en función de éstas realizar los ensayos, información que al final podrá ser utilizada para elaborar mapas de conductividad hidráulica. Al respecto en la tabla 3.8 se detalla el número de hectáreas recomendadas por ensayo a nivel de campo, las cuales están en función del tipo de suelo y de las distancias tentativas entre los drenes.

Tabla 3.7 Fórmulas para calcular el factor de forma C .

Categorías de textura y estructura de suelo	Valor de α^* (cm^{-1})	Factor de forma C
Suelos arcillosos y limosos no estructurados, compactados.	0.01	$C = \left(\frac{2h/d}{2.081 + 0.242h/d} \right)^{0.672}$
Suelos de textura fina (limo y arcilla) sin estructura.	0.04	$C = \left(\frac{2h/d}{1.992 + 1.82h/d} \right)^{0.683}$
Suelos francos a arcillosos estructurados; además incluye arenas finas y suelos semi-estructurados. Es la categoría más aplicable a los suelos agrícolas.	0.12	$C = \left(\frac{2h/d}{2.074 + 1.86h/d} \right)^{0.754}$
Incluye suelos de arena gruesa y arenas con grava; además de algunos suelos estructurados con grandes grietas y macroporos.	0.36	$C = \left(\frac{2h/d}{2.074 + 1.86h/d} \right)^{0.754}$

Fuente: Manual de operaciones del permeámetro de Guelph de la *Soilmoisture Equipment Corp.*, 2008 (tabla adaptada).

Según la FAO (1979), a nivel de campo y una vez que se han seleccionado los sitios de ensayo, se recomienda realizar dos pruebas por sitio en pozos separados unos cuantos metros, de tal forma que si las diferencias entre los resultados son significativas se vuelvan a realizar más ensayos en tales sitios.

Tabla 3.8 Número de hectáreas por ensayo de campo para determinar la conductividad hidráulica de acuerdo al espacio tentativo entre drenes.

Tipo de suelo	Espaciamiento entre drenes (m)		
	30	50	70
Condiciones texturales heterogéneas	0 – 5	5 – 10	10 – 15
Condiciones texturales poco variadas	5 – 10	10 – 25	20 – 40
Condiciones texturales homogéneas	10 - 25	25 - 50	40 - 75

Fuente: FAO (1979).

3.10. DEFINICIONES DEDUCIDAS A PARTIR DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

El conocimiento de la conductividad hidráulica en cada estrato de suelo ha permitido establecer ciertas conceptualizaciones, aunque algunas ya se han mencionado, es preciso tener en claro su definición a manera de un glosario. Estas definiciones son las siguientes:

Suelo homogéneo: un suelo es homogéneo si su conductividad hidráulica es relativamente la misma dentro de los primeros 5 m de profundidad. Esto implica que existen, dentro de la profundidad mencionada, más o menos las mismas clases texturales y estructurales de suelo.

Suelo heterogéneo: en contraposición a un suelo homogéneo, un heterogéneo es aquel que tiene varios estratos de suelo con diferentes conductividades hidráulicas dentro de los primeros 5 m de profundidad; por lo tanto, existen diferentes clase texturales y estructurales de suelo en tal perfil.

Condición isotrópica: se dice que en un suelo existe condición de isotropía cuando la conductividad hidráulica es la misma en todas las direcciones. En forma general, puede decirse que la conductividad hidráulica horizontal es igual a la vertical.

Condición anisotrópica: existen condición de anisotropía cuando la conductividad hidráulica difiere de acuerdo a la dirección del flujo. En este caso, en forma general, la conductividad hidráulica horizontal es diferente a la vertical.

"...Empieza haciendo lo necesario, después lo posible, y de repente te encontrarás haciendo lo imposible"

San Francisco de Asís

CAPÍTULO IV

ESTUDIOS PARA IDENTIFICAR LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

En las fincas agrícolas, especialmente aquellas que abarcan grandes extensiones, un elemento importante previo al diseño del sistema de drenaje es la identificación de las áreas críticas con problemas de exceso de humedad y/o de sales. Sin embargo, casi en forma general los proyectos agrícolas que se desarrollan plantean las obras de drenaje sin conocimiento de parámetros fundamentales como la ubicación del nivel freático, la conductividad hidráulica o incluso la distribución textural del suelo; todo lo cual crea la necesidad de levantar información respectiva para solucionar efectivamente los problemas de drenaje que pudieran presentarse posteriormente al desarrollo de las obras. En este contexto, dado el origen principal de los problemas de drenaje, los estudios básicamente se fundamentan en el comportamiento hidrodinámico del nivel freático a partir del cual se deducen una serie de gráficas que muestran un conjunto de curvas que permitirán al final definir adecuadamente el diseño de las obras hidráulicas o la propuesta para solucionar los excesos hídricos y/o de ensalitramiento del suelo. Aspectos de esta temática es lo que se ha tratado de cubrir en el presente capítulo.

4.1. CARACTERÍSTICAS ASOCIADAS A LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

Dentro de la concepción del diseño de las obras de drenaje agrícola, varios son los aspectos que de manera complementaria permiten diferenciar las causas y los problemas reales o potenciales en cuanto a los excesos hídricos de un área determinada y/o los de concentraciones salinas elevadas. Entre estos aspectos, los de mayor importancia están:

- Las características topográficas del terreno.
- Las características físicas y químicas del suelo.
- El nivel y la fluctuación de la freática.

Estos factores generalmente se combinan en función del origen o de las causas iniciales de la necesidad de drenaje. Estas causas fueron mencionadas en el capítulo 1, calificándolas entre exógenas y endógenas al área de interés según desde donde provengan los excesos: escorrentía producida por las avenidas hídricas, riegos ineficientes que producen percolación, lluvias y elevaciones del nivel freático producidas por efectos de artesianismo.

Características topográficas

Si se tuviera que ordenar en forma descendente los problemas que causan la necesidad de drenaje en los campos agrícolas, sin duda la primera ubicación es para las características topográficas del terreno. La mayoría de los problemas de drenaje se deben a la llanura de la superficie de los suelos o a la ubicación de los predios sobre cotas relativamente bajas, que facilitan su inundación ya sea por la propia precipitación, como también por la escorrentía producida con las avenidas de ríos o esteros en épocas lluviosas; situación que puede empeorarse aún más cuando se tienen suelos con condiciones texturales en los cuales hay predominancia arcillosa, que complican la rápida evacuación de los estratos que están en contacto con las raíces de las plantas. En estas zonas bajas, debido a los diferenciales de carga hidráulica causados por terrenos ubicados en cotas superiores, el nivel freático se eleva ubicándose muy cercano a la superficie del suelo, o incluso aflorando sobre ella, favoreciendo de esta forma las nefastas condiciones anaeróbicas para los cultivos.

Como es obvio, tanto en la identificación de áreas con problemas de exceso de agua como en el diseño de los sistemas de drenaje, un elemento principal es el conocimiento planialtimétrico del área de proyecto. Con los mapas topográficos se hace fácil ubicar las áreas críticas, así como la dirección y el lugar en donde deben establecerse los drenes; especialmente los colectores principales, ya que se podrá identificar los puntos de cotas bajas por donde deberán construirse o aprovechar los cauces naturales (si es que existieran) que podrían cumplir con esta función. En el caso de la necesidad de los levantamientos topográficos, su precisión dependerá del problema real o potencial existente en el predio, no obstante, deberán brindar un mayor enfoque de las áreas críticas dentro del mismo.

Los mapas topográficos están ligados al resto de mapas temáticos que se realizan para el área de proyecto. Estos mapas facilitan la elaboración de las *isohipsas*, que son isolíneas de los niveles freáticos que se detallan en los planos de forma similar a las curvas de nivel y que son de gran ayuda para identificar, por ejemplo, la dirección de los flujos de agua subterránea; por ello la información que ofrece un mapa de altimetría superficial del terreno

para definir las profundidades de dichos niveles es fundamental. Asimismo, los mapas topográficos son los elementos más importantes para la elaboración de las *isobatas* o líneas de igual profundidad de la freática respecto del nivel del suelo. Lo fundamental de un plano con *isobatas* reside en su utilidad de facilitar la identificación de las áreas críticas con necesidad de drenaje dentro de una finca.

La escala que se utiliza para elaborar estos mapas dependerá del nivel de detalle de la información como también de la extensión del área involucrada. Para un mapa topográfico con poco detalle para áreas grandes, como por ejemplo unas 5000 ha, una escala adecuada puede ser 1:50000; para áreas relativamente más pequeñas y con más detalles, la escala que podría utilizarse es la de 1:25000. Para áreas menores a las 100 ha con el mínimo detalle, la escala puede ser 1:5000.

Respecto de la altimetría, dependiendo también de la extensión y del nivel de detalle, así como de las irregularidades del terreno, las curvas de nivel pueden realizarse en intervalos que van desde uno a más metros cuando se trata generalmente de estudios preliminares y desniveles superficiales de importancia. En la fase de diseño e implementación de las obras de drenaje y en especial cuando los terrenos son llanos, las equidistancias de las curvas de nivel pueden diseñarse desde los 20 hasta los 50 centímetros.

Características físicas y químicas del suelo

Otro de los factores importantes para identificar los sectores dentro del área de proyecto con problemas reales y potenciales de drenaje agrícola es la información respecto de las características texturales y de la conductividad hidráulica del suelo. Esta información, junto con la del cultivo a desarrollar, permiten establecer la decisión sobre la alternativa de drenaje a implementarse (drenes abiertos, cerrados o mixtos). En este caso, los levantamientos de suelos en forma detallada para proyectos de riego realizados por edafólogos son de gran ayuda, pues en ellos se describe información importante que está íntimamente relacionada a los problemas de drenaje. El edafólogo hace una descripción de las características físicas del perfil de suelo, tales como la textura y estructura, lo que indirectamente permite identificar un potencial problema de drenaje en un determinado horizonte cuando también especifica estratos con baja permeabilidad. Estos informes también incluyen la movilidad del nivel freático cuando los horizontes presentan hidromorfismo o gleización, que es verificable por un color verdusco – azulado debido al proceso de reducción anaeróbica del hierro, el cual es claramente distinguible e indicativo de los niveles alcanzados por la freática.

Con relación a las características químicas a tener en cuenta al momento de diseñar el sistema de drenaje, las de mayor importancia son las que hacen referencia a la salinidad, tales como la conductividad eléctrica (CE_e) y el porcentaje de sodio intercambiable (PSI); lo que hará posible establecer los sectores problemáticos mediante un mapa de salinidad, en donde se ubiquen los suelos con diferentes intervalos de CE_e y PSI. Esta información será la base para decidir la necesidad de que los drenes, aparte de cumplir con la extracción

de los excesos hídricos, permitan reducir las concentraciones salinas¹¹ cuando se planifican los lavados de suelo, especialmente en las zonas áridas y semi-áridas en donde generalmente ocurren estos problemas.

La estratigrafía realizada en términos edafológicos mediante calicatas tiene cierta limitación debido a la profundidad reducida con la cual se realizan y que en muchos casos no va más allá de 1.5 m. Es necesario que los estudios con fines de drenaje se extiendan a una profundidad mayor de 1.5 m, de tal forma que se pueda identificar los estratos permeables e impermeables que permitirían determinar los acuíferos existentes y los posibles flujos artesianos, así como los tipos de flujo que se producirían hacia los drenes, lo que al final facilitarían los cálculos de distanciamiento de estos últimos. Por lo tanto, es recomendable que los pozos que se realizan con el propósito de describir el perfil del suelo para los estudios de drenaje, al menos lleguen a unos 3 m de profundidad.

Niveles freáticos y su fluctuación

El monitoreo del comportamiento de la freática, de todos los aspectos a tomar en consideración, constituye la actividad más importante para la identificación de las zonas críticas dentro del área de proyecto. Si bien el conocimiento de la profundidad y la fluctuación del nivel freático facilitará el diseño agronómico e hidráulico del sistema de drenaje, permitirá también decidir el patrón de cultivos a desarrollar: tanto la clase de cultivo como el momento oportuno de su siembra.

Para la visualización de los niveles freáticos, definir la distribución espacial y temporal de las zonas críticas por freática alta dentro de la finca, así como para elegir el tipo y la mejor distribución de los drenes, las herramientas importantes son los mapas de isóneas de estos niveles freáticos; especialmente los que muestran la profundidad de estos niveles, además de los respectivos hidrogramas que se pueden realizar para determinados puntos críticos. La información que sirve para elaborar estos mapas y gráficas se obtienen a través de los pozos de observación, conocidos también como *freatímetros*, los cuales constituyen el elemento más importante de un estudio de drenaje que, junto a otros parámetros hidrofísicos del suelo agrícola (como p. e., la conductividad hidráulica) y a la experticia del diseñador, permitirán arribar al criterio más adecuado respecto del diseño de las obras de evacuación de los excesos hídricos.

4.2. POZOS DE OBSERVACIÓN

Tal como se ha manifestado en el párrafo anterior, los pozos de observación son los elementos principales y los más prácticos para identificar los problemas de drenaje. Permiten conocer el comportamiento del nivel freático en el tiempo y en el espacio, a través de la observación de la profundidad de este nivel y su velocidad de descenso, lo que le

¹¹ Hay que tener en cuenta que la profundidad de los drenes con fines de lavado de sales es mayor que aquellos en donde no se ha considerado esta función. Por tanto, en el caso de sistemas de drenaje subterráneos que son aplicables en zonas áridas y semi-áridas con problemas de salinidad, las tuberías pueden ubicarse a profundidades que van desde 1.5 a 2.5 m. En zonas húmedas, generalmente ésta profundidad no se extiende más allá de 1.8 m.

confiere ser la herramienta de diagnóstico que aporta la mayor cantidad de elementos de juicio para una problemática específica de drenaje agrícola.

Consiste en realizar un hoyo en el suelo, generalmente con una barrena, hasta una profundidad en que se pueda leer el nivel mínimo de la freática, los cuales bien podrían alcanzar hasta unos 3 m de profundidad. Estas profundidades mínimas, en el caso de la costa ecuatoriana, podrán notarse en los meses críticos (de estiaje) de la época seca, tales como octubre y noviembre. Empero, es importante tener en cuenta que la profundidad de los pozos de observación no vaya más allá de unos 50 cm desde el nivel freático, de allí que la recomendación es que los freatímetros no se extienda más de 2.0 m desde el nivel del suelo, a consideración de que ningún sistema radicular de las especies cultivables comercialmente exceden esta profundidad. A mayores profundidades se podrían perforar acuíferos confinados o semi-confinados que aportarían una carga hidráulica adicional al nivel de la freática dentro de un pozo de observación, con lo cual se tendrían lecturas irreales de dicho nivel. Un pozo de observación colocado en acuíferos con cargas hidrostáticas mayores a la presión atmosférica perderá su única y exclusiva utilidad: medir el nivel freático verdadero dado en los acuíferos libres.

Aunque en algunos casos debido la textura arcillosa del suelo los pozos no se revisten, no obstante, para su conservación durante el tiempo de la observación es recomendable que sean revestidos. Este revestimiento se realiza comúnmente mediante el uso de tubos de plástico (PVC), perforados (orificios de 5 a 10 mm de diámetro) en toda la longitud que esté en contacto con la altura de agua en el pozo. Esta tubería debe quedar sobresalida del nivel del suelo en unos 40 cm, lo que permitirá encontrarlos fácilmente y protegerlos del ingreso de materiales o de animales que podrían hacer colapsar el pozo. Para lograr dicha protección se pueden colocar tapas roscadas y perforadas (para ventilación y contacto atmosférico del agua dentro del tubo), con bases de hormigón a la salida de la tubería.

Se perfora el pozo con un diámetro mayor al de la tubería de tal forma que se pueda utilizar un filtro de grava que se pondrá entre el tubo y la pared del pozo, colocando de igual forma este filtro en el fondo con un espesor de unos 10 cm. La figura 4.1 permite observar estas indicaciones.

El diámetro del pozo no debe ser muy excesivo ni muy reducido. Diámetros muy amplios podrían falsear las lecturas de la freática, en detrimento; mientras que diámetros muy pequeños, pueden ofrecer lecturas sobrevaloradas de la freática debido a efectos de capilaridad. Como recomendación, los diámetros de los pozos pueden oscilar entre unos 100 a 150 mm, de tal forma que se utilicen tubos de 50 o de 75 mm, respectivamente.

Una vez instalados, las lecturas pueden realizarse cuando hayan pasado al menos unas 24 horas o después de que se haya estabilizado el nivel freático. La frecuencia de las lecturas de freatimetría estará en función de la utilidad de la información generada, en este sentido se tomarán lecturas muy frecuentes que podrían estar entre 2 a 3 veces por semana cuando la problemática demanda la identificación de zonas críticas por freática alta dentro de terrenos ya cultivados, o de 1 a 2 veces por mes cuando se trata de estudios previos para posteriormente diseñar las obras de drenaje agrícola. Sin embargo, el técnico debe estar consciente de que en esta frecuencia también es importante conocer más o menos el tiempo de drenaje del cultivo involucrado, ya que las recargas provenientes ya sea de la lluvia o del propio riego ocasionarán lecturas que reflejarán incrementos relativamente altos de la

freática cuando se toman en tiempos inmediatos a estos procesos; de allí que la lectura respectiva deberá esperar entre 1 a 3 días posterior a la recarga dependiendo de la resistencia de la especie, lo que a su vez también permitirá que la freática se estabilice.

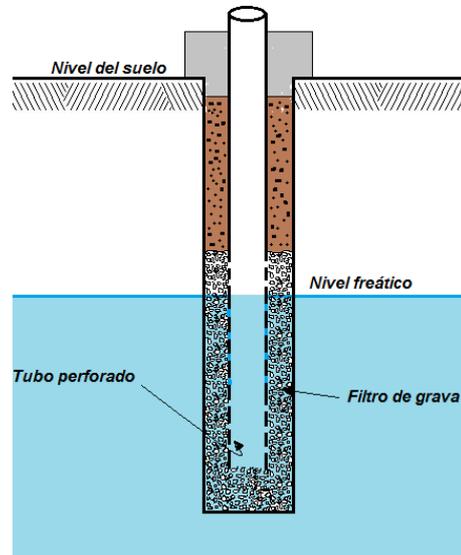


Figura 4.1 Esquema de un pozo de observación para medición del nivel freático.

Para la medición se pueden utilizar sondas de nivel de agua que indican la profundidad generalmente de forma acústica, utilizando para ello dos electrodos que cierran un circuito al entrar inmediatamente en contacto con el agua dentro del pozo y una cinta métrica. Estos equipos están disponibles en el mercado, algunos de los cuales también se utilizan para verificar los perfiles del suelo dado que utilizan cámaras integradas. Otra opción consiste en utilizar una regla anclada a una boya, la cual se introduce en el pozo y permite realizar la lectura respectiva. En todos los casos deberá descontarse la altura que sobresale la tubería del freatómetro respecto del nivel del suelo.

Número de pozos de observación por área de estudio

La determinación del número de pozos de observación para un área determinada, aparte de la topografía del terreno y de la dimensión de áreas críticas, básicamente depende del grado de precisión que se pretenda lograr en el estudio. En este sentido, no existe una regla fija de la red de puntos de muestreo que tenga que realizarse; no obstante, el número de pozos por cuestiones económicas tiene una relación inversa con el área de estudio. Mientras el área es más pequeña, la densidad de pozos será mayor que en áreas más grandes. Siguiendo el criterio de Kessler (1966), citado por Villón (2004), en la tabla 4.1 se indican referencialmente el número de pozos necesarios de acuerdo al área de estudio.

Tabla 4.1 Densidad de pozos de observación por área de estudio.

Área de estudio (ha)	Número de pozos de observación
10	20
1000	40
10000	100
100000	300

Fuente: Villón, 2004.

A pesar de la recomendación dada en la tabla 4.1, cuyo primer valor pudiera parecer tanto exagerada, otra recomendación que se puede adoptar para áreas pequeñas es la realización de un pozo por cada 2 a 4 ha; priorizando siempre las zonas visualmente críticas del área de estudio.

Debido a que los datos que se obtengan de la red de pozos, en forma práctica, se utilizarán para la elaboración de isolíneas, es recomendable que la ubicación de estos pozos se realice de forma más o menos reticular.

4.3. ISOLÍNEAS DE NIVELES FREÁTICOS

Según se mencionó en un párrafo anterior, a las isolíneas de niveles freáticos se las conocen como ISOHIPSAS¹². Se elaboran a partir del nivel de agua acotado encontrado en los pozos, tal como se elaboran las curvas de nivel en los mapas topográficos, para lo cual cada punto de muestreo deberá estar debidamente georreferenciado. Estas isohipsas pueden realizarse a equidistancias de niveles que pueden ir desde los 10 cm hasta los 100 cm de diferencia, las cuales estarán determinadas por el gradiente o diferencia de niveles en los puntos de muestreo que tenga la freática y por la extensión del área de estudio. La escala de estos mapas de niveles en los diferentes proyectos puede variar desde 1:2000 a una escala máxima de 1:25000, pudiéndose utilizar escalas mayores que esta última en áreas muy grandes.

Un mapa de isohipsas permitirá extraer información referida a la dirección que tiene el flujo subterráneo, zonas de recarga o de descarga, así como valores aproximados de la conductividad hidráulica. En la figura 4.2 se detalla un esquema de isolíneas de la freática que definen la carga potencial (gravimétrica) de ésta, llamadas como líneas equipotenciales. Cuando se trazan las direcciones del flujo, éstas líneas se grafican en forma perpendicular a las líneas equipotenciales y su dirección viene dada por el gradiente decreciente.

¹² Las isohipsas en términos físicos representan a las líneas de igual carga piezométrica, por ello es que se deduce la dirección del flujo de agua subterránea a partir de observar las diferentes cargas representadas por estas curvas que se grafican en los mapas, cuyo movimiento es perpendicular a dichas curvas y siguiendo el sentido descendente de las cargas.

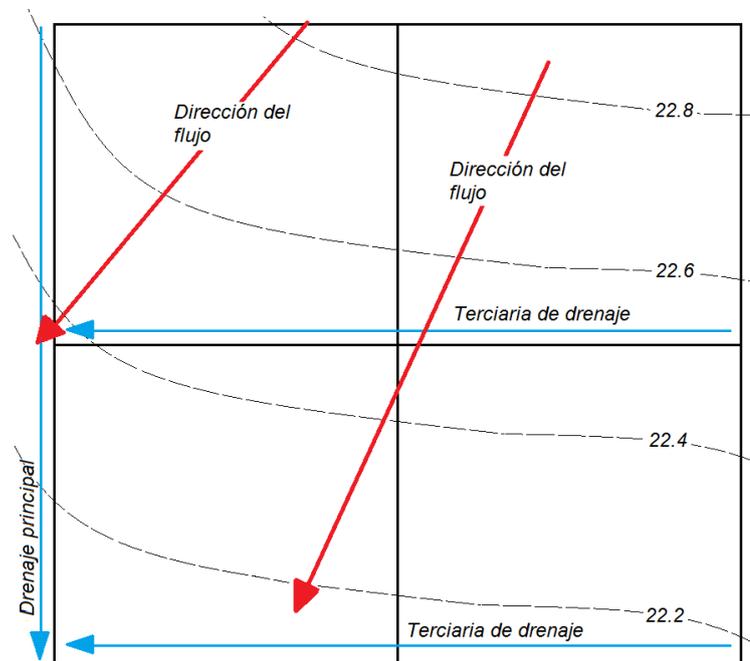


Figura 4.2 Esquema de la dirección del flujo dado por las isolíneas de la freática (isohipsas).

4.4. ISOLÍNEAS DE PROFUNDIDAD DE LA FREÁTICA

Las isolíneas de profundidad de la freática se obtienen uniendo los puntos en donde se tienen iguales profundidades, es decir, la diferencia que resulta entre la cota superficial del terreno y la cota de la freática en un mismo punto. Estas líneas se las conoce como ISOBATAS.

El mapa de isobatas es particularmente el plano de mayor importancia en la identificación de las áreas críticas con problemas de drenaje dentro de una zona de estudio. Es esta herramienta gráfica la que permite visualizar los sitios en donde la freática rebasa las profundidades máximas que favorecen el desarrollo normal de las raíces de las plantas, y por lo tanto, definen la alternativa de drenaje a llevar a cabo. Igual como se grafican las isohipsas, las isobatas también se las elaboran a distintos rangos de profundidades, pudiendo hacerse cada 25 o 50 cm. Este mapa es fácilmente deducible, una vez que se cuente con los niveles de la superficie del suelo y con los puntos acotados de la freática en forma reticulada. Un esquema gráfico de lo mencionado se indica en la figura 4.3, en donde las isobatas están a una equidistancia de 25 cm.

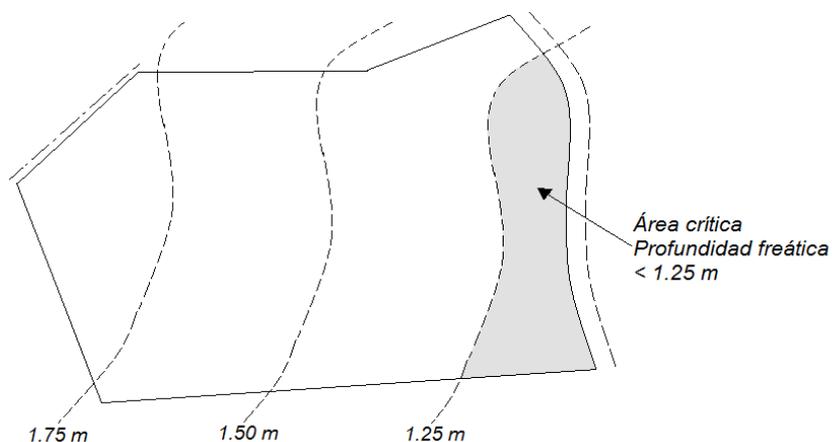


Figura 4.3 Esquema de la profundidad de la freática (isobatas) y delimitación de un área crítica.

Para realizar las zonas críticas de un área de estudio se puede acompañar al plano de isobatas identificaciones de las diferentes profundidades mediante colores, utilizando los que se recomiendan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Colores recomendados para identificación de diferentes profundidades de la freática.

Color	Profundidad (cm)
Rojo	0 – 50
Anaranjado	50 – 80
Amarillo	80 – 100
Verde claro	100 – 150
Verde oscuro	150 – 200
Azul	Más de 200

Fuente: Ortegón, 2004.

En la figura 4.4, elaborada mediante el software ArcGIS, se detallan isobatas para una hacienda bananera de la provincia de Los Ríos – Ecuador, tomadas en el mes de marzo. Nótese de acuerdo a la escala de colores, la magnitud del problema de drenaje por la presencia de freática alta, en la cual prácticamente toda la finca presenta niveles menores a 1.2 m que complican al sistema radicular del cultivo.

Al igual que los mapas de isohipsas e isobatas, en los estudios de drenaje son trabajos complementarios los planos que se elaboran a partir de las profundidades de las capas impermeables, aunque son datos que no son tan fáciles de obtener; sin embargo, dentro del área de proyecto permiten, por ejemplo, seleccionar el criterio para establecer la fórmula

más adecuada en el distanciamiento de los drenes. La adición de mapas temáticos a través de los sistemas de información geográfica también hace posible tener a la mano información referente a las conductividades hidráulicas, de salinidad, de textura y demás elementos que permitirán identificar un problema de forma más acertada o seleccionar la alternativa de drenaje más idónea.

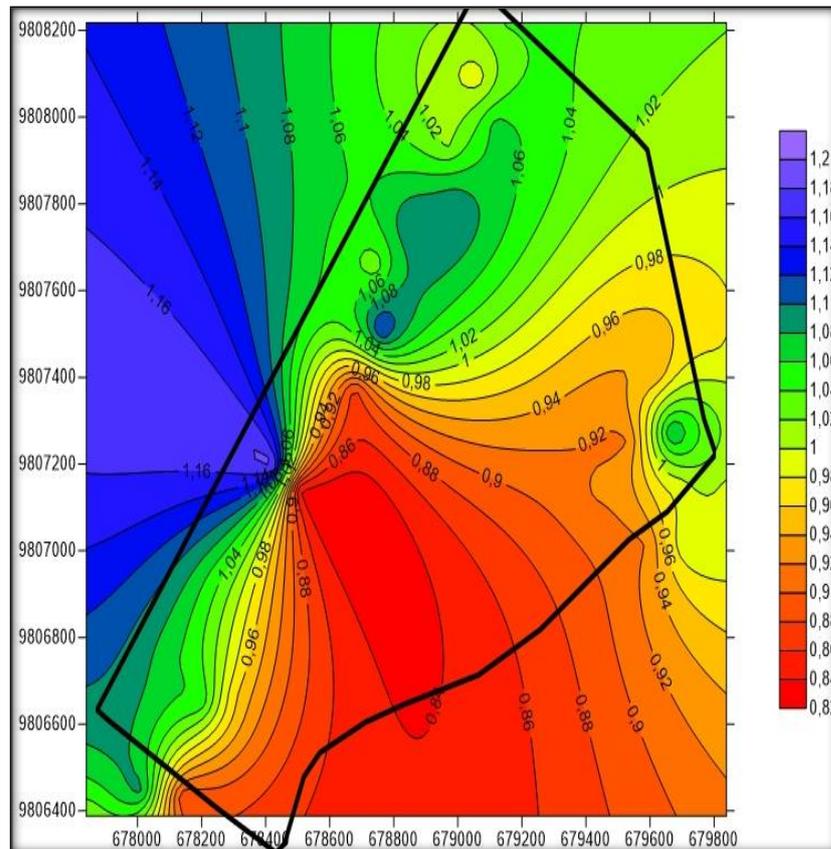


Figura 4.4 Isobatas para una hacienda bananera (Imagen tomada de la tesis de maestría *Identificación de áreas críticas por niveles freáticos altos en la hacienda bananera “Clementina”, provincia de Los Ríos*; Vásquez, 2017).

4.5. ISOLÍNEAS DE NIVELES PIEZOMÉTRICOS

Otro elemento que complementa a los estudios de drenaje es el comportamiento piezométrico del nivel de agua en el suelo que se encuentra significativamente por encima del nivel freático normal dentro de un área de estudio o de proyecto. Con los niveles piezométricos se puede identificar si un drenaje natural funciona como tal, evacuando los excesos hídricos; o funciona en forma contraria, recargando la freática. Bajo este punto de

vista se ha bosquejado la figura 4.5, en la que se detalla el esquema de una batería de piezómetros. Es así como en (a) los piezómetros definen el funcionamiento de un cauce como dren, mientras que en (b) el esquema indica que el cauce recarga el acuífero. La concepción de las líneas (en realidad son curvas) de niveles piezométricos es indistinto del que se entiende como isolínea de nivel freático (isohipsa), las dos representan a las cargas o presiones estáticas del agua dentro del perfil del suelo; sin embargo, lo que debe entenderse es que estas líneas se han obtenido de las lecturas de niveles en pozos piezométricos y no en los de observación, los cuales son distintos tanto en su construcción como en el propósito para el que se instalan.

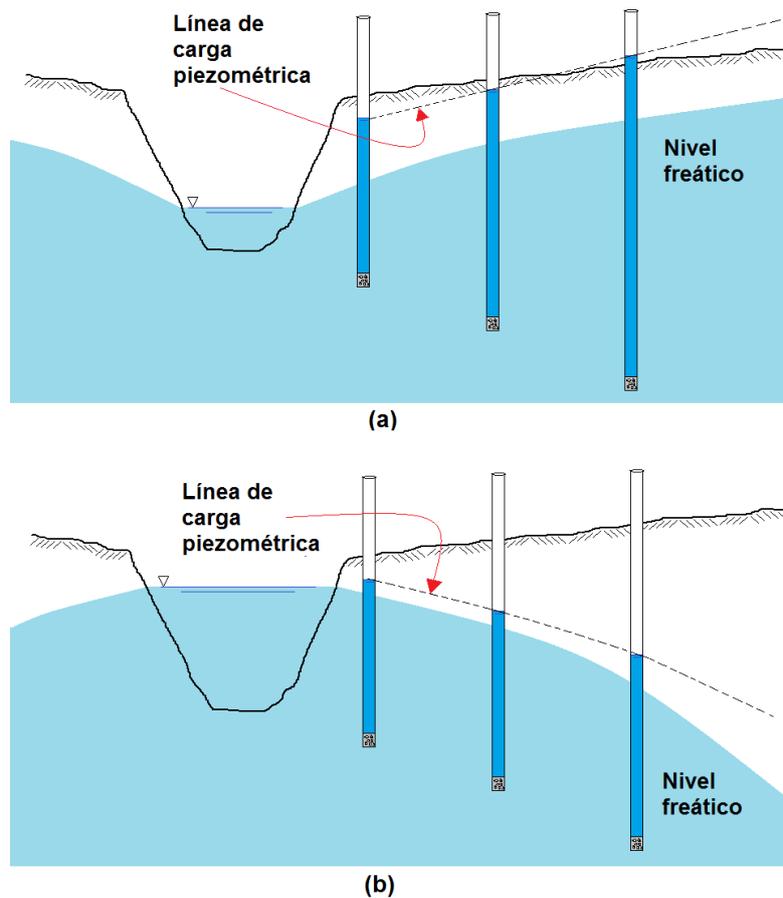


Figura 4.5 Esquema de la ubicación de piezómetros que definen la línea de carga hidráulica. En (a) el cauce es alimentado por la freática, por lo tanto, cumple con la función de un dren. En (b) el cauce alimenta a la freática y no cumple con la función de un dren.

La utilidad principal de un perfil piezométrico es el hecho de permitirnos diferenciar si el problema de freática alta es por causa de un flujo artésiano, es decir, un flujo que puede ser ascendente (aunque también descendente) debido a la existencia de presiones hidrostáticas

que hacen que el nivel de la freática se eleve. Esta información hace posible identificar la existencia de los diferentes tipos de acuíferos que se mencionaron en el capítulo 3 y que se definen como acuífero libre, confinado y semi-confinado. En este sentido, será deducible que la presencia de un flujo artesiano se debe a que un pozo piezométrico se ubicó justo en un acuífero confinado o semi-confinado, en los cuales la presión hidrostática es mayor a la presión atmosférica. Esta situación se vuelve problemática en forma localizada cuando, por ejemplo, un predio agrícola utiliza para riego agua subterránea obtenida de pozos realizados de forma artesanal (con diámetros de 1 a 1.5 m y sin revestimiento) que están en contacto con acuíferos confinados, los cuales producirán recargas que aumentarán los niveles freáticos circundantes.

La problemática de los flujos ascendentes por cargas hidrostáticas también podría ocurrir cuando se excavan canales de riego para grandes caudales (canales principales), debido a lo cual podrían entrar en contacto con acuíferos confinados someros dado que relativamente tienen la mayor profundidad, propiciando con ello un flujo artesiano que terminaría incrementando el nivel freático más allá del necesario y adecuado para la rizósfera de las plantas.

4.6. PIEZÓMETRO

Un piezómetro es un pozo revestido, para lo cual se utiliza una tubería que puede ser de metal o de plástico, ubicado a distintas profundidades con el propósito de detectar flujos ascendentes por la acción de presiones que se producen en los acuíferos confinados y que en el pozo dan origen al flujo artesiano antes indicado. Esta información, al igual que la utilidad que brindan las isohipsas, hace posible deducir los gradientes potenciométricos que establecen las direcciones del flujo subterráneo; no obstante, la aplicación más importante de los pozos piezométricos es la de poder identificar la profundidad del estrato cuyo acuífero está sometido a presiones hidrostáticas que podrían incrementar los niveles freáticos de forma localizada si se toma contacto con éste, afectando con ello el desarrollo y productividad de los cultivos si dichos acuíferos son relativamente someros.

Para la construcción de los piezómetros las tuberías deben tener un diámetro que va desde los 10 a unos 20 mm. Se diferencian de los pozos de observación (que llevan revestimiento) de acuerdo a los puntos de entrada de agua, dado que en éstos el líquido entra por los diversos orificios que tiene la tubería en su pared y que cubren todo el espesor de la freática desde la base del pozo; mientras que, en los piezómetros, la única entrada de agua es por la parte baja (fondo del pozo) en donde se dejan unos 10 cm entre la tubería y el fondo del pozo (véase la figura 3.33). Esta entrada por el fondo del pozo crea una diferencia de carga que impulsa el ingreso del agua en el piezómetro. Gracias a esta característica de entrada de agua (extremo inferior de la tubería) de los piezómetros es posible identificar los diferentes tipos de acuíferos, ya que permiten medir las cargas hidrostáticas en diferentes posiciones del perfil de suelo cuando se colocan en diferentes estratos.

Debido a la necesidad de observar el movimiento vertical del flujo y su dirección, se utilizan baterías de piezómetros ubicados a distintas profundidades y distancias. Éstos generalmente llegan a mayor profundidad que los pozos de observación, por ello los tubos que se utilizan con mayor frecuencia son de hierro galvanizado, aunque también se

prefieran los de plástico como el PVC; lo cual dependerá del método de instalación de los piezómetros. Cuando un piezómetro está en contacto con un acuífero libre sus mediciones serán las mismas que ocurrirían en los pozos de observación que se instalen en dicho acuífero.

Entre los métodos de instalación de los tubos piezométricos están aquellos que utilizan agua a presión, golpes con martillo y los que se realizan con barrena. Estos pozos pueden alcanzar profundidades hasta de unos 10 m o incluso más, dependiendo de la utilidad de los mismos. En el caso del drenaje agrícola, un pozo piezométrico puede llegar hasta una profundidad máxima de unos 3 m, ya que difícilmente los drenes (tuberías o canales) rebasan dicha profundidad. El procedimiento para obtener las lecturas de los niveles piezométricos son los mismos que se emplean para los pozos de observación.

¿Cuándo utilizar los piezómetros?

El uso de los piezómetros en la práctica del drenaje agrícola viene dado principalmente por la información que revelan los pozos de observación. Si las primeras lecturas del nivel freático revelan ciertos incrementos súbitos en uno o más freatómetros (incluso con afloramiento de agua), bajo condiciones en las cuales son notablemente diferentes y que el sentido común indica que no debe haber ocurrido, son indicios de que dichos pozos de observación se colocaron en algún acuífero confinado (somero o colgado) y que por ello existen presiones hidrostáticas adicionales que están incrementando el nivel de la freática con respecto al resto de lecturas de los demás pozos. Esta situación constituiría un problema localizado del área de proyecto si consideramos que generalmente la profundidad de los freatómetros es la misma que alcanzarán los drenes principales (primarios y secundarios e incluso terciarios), los cuales entrarían en contacto con los flujos artesianos producidos por los acuíferos confinados, y por lo tanto, producirán una recarga de la freática que podría elevarla hasta niveles perjudiciales para la rizósfera de los cultivos.

De acuerdo a lo mencionado en el tema precedente, la presencia localizada de freática alta en determinadas fincas podría ser causada también por los pozos para extracción de agua, que son construidos de forma rudimentaria (utilizando palas), sin revestimiento y que pueden alcanzar hasta unos 10 m de profundidad. Estos pozos podrían entrar en contacto con acuíferos confinados que causarían flujos artesianos, y por consiguiente, recargarán la freática circundante elevándola hasta niveles agrícolamente perjudiciales.

Tomando en consideración las situaciones indicadas en los párrafos que anteceden, la decisión de colocar los piezómetros es cuando la carga hidrostática en uno o más pozos de observación se ha incrementado en un mínimo de 50 cm. Ante esto habrá que delimitar el área de influencia de este efecto y proceder con la colocación de las baterías de piezómetros.

Lo que se ha mencionado es distinto a lo que ocurre cuando el predio se encuentra junto a canales de riego de abastecimiento de grandes extensiones y que además están construidos en terraplenes; o cuando la finca está adyacente a algún reservorio (sin revestimiento) de agua para riego, los cuales generalmente se ubican en cotas superiores a los terrenos aledaños. Estas fuentes de agua también podrían recargar la freática significativamente elevando su nivel de manera localizada y que de a poco, conforme aumente la distancia,

tomará el nivel normal presente en el resto de la finca. Esto no es un justificativo para la colocación de piezómetros debido a que no se trata de acuíferos confinados o semi-confinados, es una recarga que se produce someramente y que tan sólo con los freáticos es manejable. Ante esta problemática, la mejor opción es el diseño de drenes interceptores longitudinales que bordeen el canal o el reservorio con el fin de abatir el nivel freático elevado.

4.7. HIDROGRAMAS DE NIVELES FREÁTICOS

Otra información obtenida a partir de los datos de los pozos de observación (en forma localizada) son los hidrogramas de la freática, que consisten en representaciones gráficas de la variación de los niveles freáticos versus el tiempo. La figura 4.6 representa a un hidrograma mensual de freática para una zona cañera de la provincia del Guayas, elaborado con el promedio de 10 pozos de observación. En esta figura puede notarse claramente el comportamiento hidrodinámico de la freática durante las épocas seca y lluviosa de un año típico.

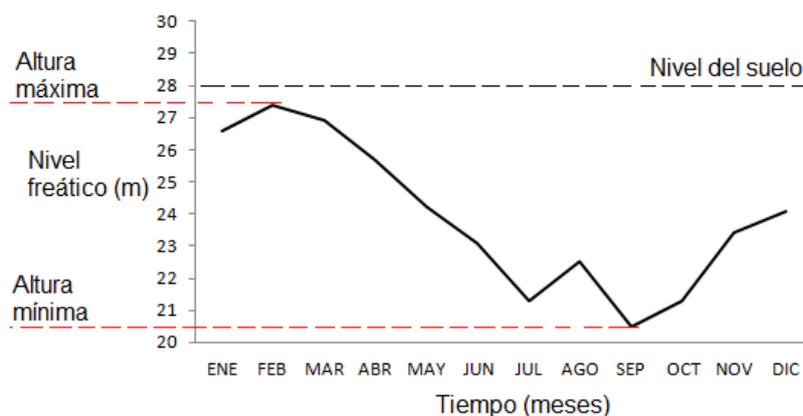


Figura 4.6 Esquema del comportamiento del nivel freático en el tiempo (Hidrograma mensual).

El hidrograma de la freática permite visualizar las profundidades temporales que ésta alcanza y que pudieran afectar el normal desarrollo de los cultivos, ya que mediante este gráfico es posible decidir qué cultivos (si la condición lo permite) y en qué épocas deberán desarrollarse en las áreas identificadas como críticas. Asimismo, con el hidrograma es posible determinar si la aplicación del riego es ineficiente cuando la freática empieza a elevarse, entendiéndose cómo pérdidas por percolación.

Los hidrogramas se elaboran para tener un estudio más prolijo respecto de las zonas de un área de proyecto en donde previamente se hayan identificado problemas de drenaje. Pueden

realizarse para mediciones de tiempo diarias, semanales, quincenales y mensuales, dependiendo de lo que se pretenda detectar. Por ejemplo, para definir si el riego reviste algún problema de drenaje, el registro deberá realizarse diariamente con énfasis en momentos posteriores a la aplicación del agua.

“...No digas no puedo ni en broma. El inconsciente no tiene sentido del humor, lo tomará en serio y te lo recordará cada vez que lo intentes.”

Facundo Cabral

CAPÍTULO V

DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE SUBTERRÁNEO

Los sistemas de drenaje subterráneo tienen la función principal de reducir la altura de la freática a niveles que permitan la oxigenación del sistema radicular, y en consecuencia, hacer que los rendimientos de los cultivos no se vean afectados por los excesos de humedad. Adicionalmente los sistemas de drenajes subterráneos también pueden cumplir con la función secundaria de controlar los niveles de salinidad de los suelos, función que es importante especialmente en las zonas áridas y semi-áridas.

Bajo la apreciación del drenaje subterráneo, la reducción de la freática puede realizarse utilizando tanto drenes cerrados como los abiertos. En el primer caso, generalmente se utilizan tuberías plásticas; mientras que en el segundo caso se hace referencia a canales relativamente profundos, que a su vez de reducir la freática también se encargarán de la escorrentía superficial. En lo que concierne al presente capítulo, se hace mención al drenaje subterráneo especialmente cuando se utilizan drenes cerrados.

5.1. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE SUBTERRÁNEO

El uso de drenes cerrados en los sistemas de drenaje subterráneo tiene sus restricciones de acuerdo a ciertas condiciones tales como suelos muy impermeables o zonas extremadamente lluviosas con intensidades que son mucho más altas a las demandas de evapotranspiración de los cultivos (generalmente zonas húmedas), en donde la velocidad de evacuación de los excesos de agua es relativamente muy lenta, que harán que los cultivos estén expuestos a condiciones de saturación durante un tiempo más extenso del que podrían resistir sin mostrar efectos negativos de significancia en sus rendimientos. A esta desventaja se une la obstrucción que se produce en los orificios de entrada del agua al dren, ya sea en la misma tubería o en el material filtrante utilizado, que hacen que el drenaje se realice más lentamente.

El diseño de los sistemas de drenaje subterráneo comprende el establecimiento de ciertos parámetros de fundamento hidráulico - edafológicos que se combinan con aspectos agronómicos específicos como, por ejemplo, la sensibilidad de los cultivos a la duración de la saturación del suelo o la longitud del sistema radicular de las especies. El análisis de esta combinación de factores redundante en el establecimiento de básicamente dos parámetros: el distanciamiento de los drenes y las secciones hidráulicas de dichos drenes.

5.2. ESPACIAMIENTO ENTRE LOS DRENES

Debido a los múltiples factores que gobiernan el movimiento del agua en el suelo, la derivación de las fórmulas como la que permite establecer la distancia entre drenes (L), se basa en algunos supuestos para simplificar condiciones reales complejas que hacen difícil tener la mayor precisión en los resultados de dichas fórmulas. Uno de los aspectos determinantes es la profundidad de la capa impermeable en el suelo, ya que ésta influye en la dirección del flujo con la que llega el agua al dren. En este sentido, se tienen las siguientes tres condiciones:

- El dren descansa sobre una capa impermeable, por lo tanto, el flujo es preponderantemente horizontal.
- El dren se encuentra bien alejado de la capa impermeable, lo cual ocasiona que coexistan los tres tipos de flujo: horizontal, vertical y radial.
- El dren se encuentra a una distancia intermedia respecto de la capa impermeable. Considerando que dicha distancia intermedia corresponde con longitudes inferiores a $1/4$ de la distancia entre drenes.

En la figura 5.1 se hace la indicación de las tres direcciones del flujo de acceso de agua a un dren en la condición en que la capa impermeable se encuentra a menos de $1/4$ de la distancia entre drenes.

El orden descendente en las direcciones de los flujos, de acuerdo a la influencia, ubica primero al flujo vertical que actúa sobre el horizontal quien finalmente es el que direcciona la entrada de agua al dren. En las proximidades del dren el flujo tiene ingreso radial, el cual

puede suprimirse para dejar sólo al flujo horizontal si los drenes descansan sobre una capa impermeable.

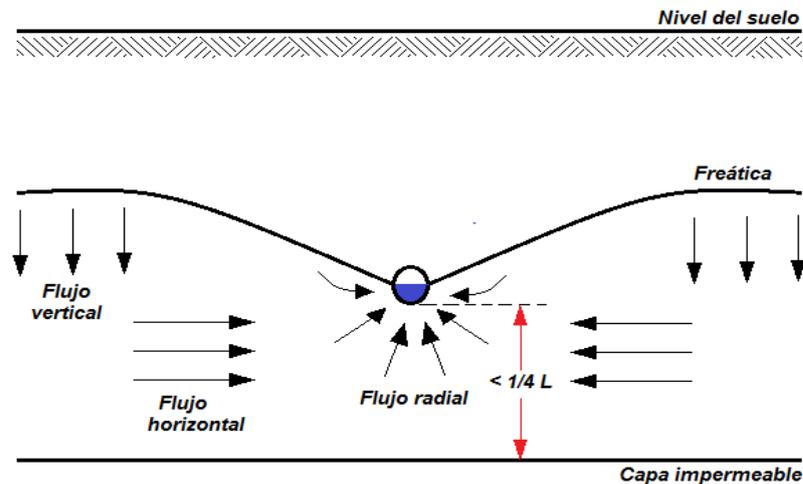


Figura 5.1 Tipos de flujo hacia el dren en la condición de que éste se encuentre a una distancia de la capa impermeable menor al 25% de la distancia entre drenes ($< 1/4 L$).

Otro de los aspectos a tener en cuenta al momento de establecer algunos parámetros de diseño en drenaje subterráneo se refiere a la variabilidad temporal de la freática. En las zonas húmedas en donde existe una recarga prácticamente constante con la lluvia, el nivel freático también se mantendrá invariante, situación que ocasiona que se asuma la existencia de flujo permanente. En zonas áridas o en las semi-áridas, el nivel de la freática puede variar repentinamente debido a actividades como el riego ineficiente o a la presencia de lluvias ocasionales, causa por lo cual se considera que la recarga es diferente a la descarga, es decir, flujo no permanente. Bajo estas condiciones se han establecido las distintas fórmulas que permiten la estimación de la distancia que debe existir entre dos drenes paralelos consecutivos.

5.3. FÓRMULAS CONSIDERANDO FLUJO PERMANENTE

El régimen permanente es la condición del flujo que no cambia en el tiempo, lo cual puede asumirse su ocurrencia en zonas en donde la lluvia es relativamente constante de tal modo que la freática no varía recurrentemente. Bajo esta consideración se estima que el flujo que entra al suelo es el que sale por el dren.

Fórmula basada en la ecuación de la elipse

Esta fue una de las primeras propuestas para poder establecer de forma aproximada la distancia entre drenes, considerando que estos descansan sobre la capa impermeable, y que por lo tanto, el flujo debe ser horizontal. Su formulación parte de los siguientes supuestos: a) el suelo es homogéneo e isotrópico, b) coinciden la superficie del suelo y la freática, c) el gradiente hidráulico en un punto es la pendiente de la freática por sobre el mismo y d) el exceso de agua tiene velocidad constante.

Para obtener la ecuación se asume que el exceso que descarga un dren por unidad de longitud, corresponde con un punto de inflexión X desde donde el flujo es horizontal hasta el punto medio de la distancia entre dos drenes. Este punto X es el que se indica en la figura 5.2.

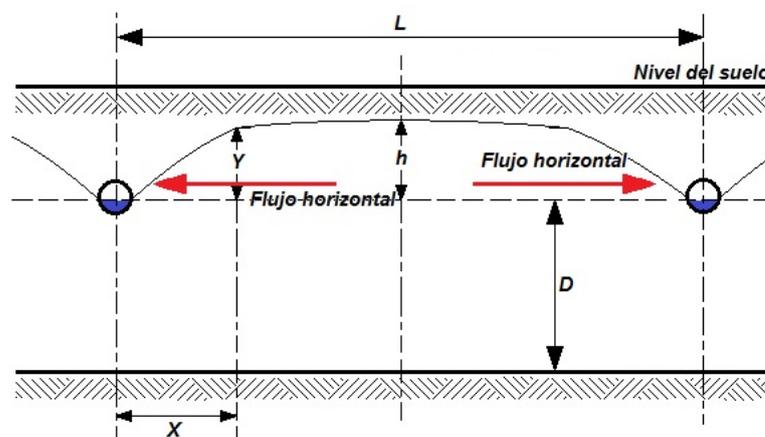


Figura 5.2 Consideración de flujo horizontal para deducir la distancia entre drenes bajo la consideración de la ecuación de la elipse.

Con el argumento antes indicado, el caudal unitario q (caudal por unidad de espaciamento entre dos drenes) estará dado en función del caudal Q recolectado por el dren y la distancia L entre los drenes de la siguiente manera:

$$q = \frac{Q}{L} \left(\frac{L}{2} - X \right) \quad (5.1)$$

Por otro lado, este mismo caudal unitario, según la ley de Darcy, se determina de la siguiente forma:

$$q = K(D + Y) \frac{dY}{dX} \quad (5.2)$$

Igualando las expresiones 5.1 y 5.2 e integrando entre los valores 0 y $L/2$ para X , y 0 y h para Y , según el fundamento de la ecuación de la elipse, se tendrá lo que se detalla a continuación:

$$\frac{Q}{L} \left(\frac{L}{2} - X \right) = K(D + Y) \frac{dY}{dX}$$

$$Q \left(\frac{1}{2} - \frac{X}{L} \right) = K(D + Y) \frac{dY}{dX} \quad (5.3)$$

$$Q \int \left(\frac{1}{2} - \frac{X}{L} \right) dX = K \int (D + Y) dY$$

$$Q \left[\frac{X}{2} - \frac{X^2}{2L} \right]_{X=0}^{X=L/2} = K \left[DY + \frac{Y^2}{2} \right]_{Y=0}^{Y=h}$$

$$Q \left(\frac{L}{4} - \frac{L}{8} \right) = K \left(Dh + \frac{h^2}{2} \right)$$

$$\frac{QL}{8} = \frac{K}{2} (2Dh + h^2)$$

$$L = \frac{4K(2Dh + h^2)}{Q} \quad (5.4)$$

El caudal por unidad de longitud de un dren (Q/L) se conoce como descarga específica o normativa (R_t), la cual en condiciones de flujo permanente es igual a la recarga (R) por lluvia o por riego; es decir:

$$\frac{Q}{L} = R_t = R \quad (5.5)$$

Si la expresión 5.4 se despeja para Q y se reemplaza en 5.3, se tiene finalmente:

$$L = \sqrt{\frac{4K(2Dh + h^2)}{R}} \quad (5.6)$$

En 5.6, la distancia L puede estar dada en m siempre que la conductividad hidráulica K esté dada en m/día, la distancia del eje del dren a la capa impermeable D y la carga hidráulica h sobre los drenes estén dadas en m, y la recarga R se la utilice en unidades de m/día.

Fórmula de Donnan

La fórmula de Donnan es la expresión más sencilla para calcular el espacio entre drenes, también basada en la ecuación de la elipse. La exactitud de la fórmula requiere de condiciones de flujo permanente, suelos de característica homogénea y capa impermeable muy próxima a la superficie del suelo, siendo esta última condición la que permite asumir que el flujo es básicamente horizontal.

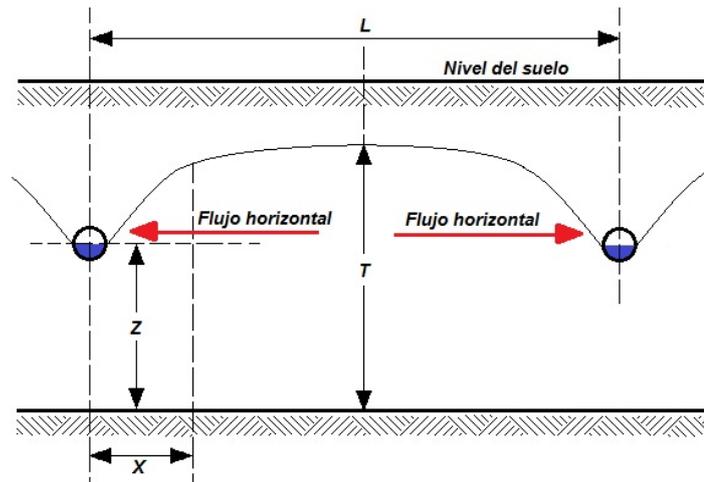


Figura 5.3 Consideración de flujo horizontal para deducir la fórmula de Donnan utilizada para el cálculo del distanciamiento entre drenes.

Otra consideración que hay que asumir para establecer la fórmula de Donnan es la condición de que el suelo es homogéneo hasta la capa impermeable.

Asimismo, si se observan los parámetros de la figura 5.3 y se los relaciona con los de la figura 5.2 se tienen las siguientes equivalencias:

$$D = Z \qquad h = T - Z$$

Si estas igualdades se remplazan en la expresión 5.6, se tiene la fórmula propuesta por Donnan:

$$L = \sqrt{\frac{4K(T^2 - Z^2)}{R}} \qquad (5.7)$$

Siendo T la profundidad desde la freática (en el punto medio de entre los drenes) hasta la capa impermeable y Z la profundidad que va desde el nivel de agua en el dren hasta la capa impermeable (véase la figura 5.3).

Fórmula en flujo radial

La expresión 5.7 de Donnan está planteada para el supuesto de flujo horizontal. En el caso en donde la capa impermeable se encuentra bien alejada del nivel del suelo, el planteamiento para deducir la fórmula respectiva del cálculo de distancia entre drenes se fundamenta en el supuesto de flujo radial (figura 5.4).

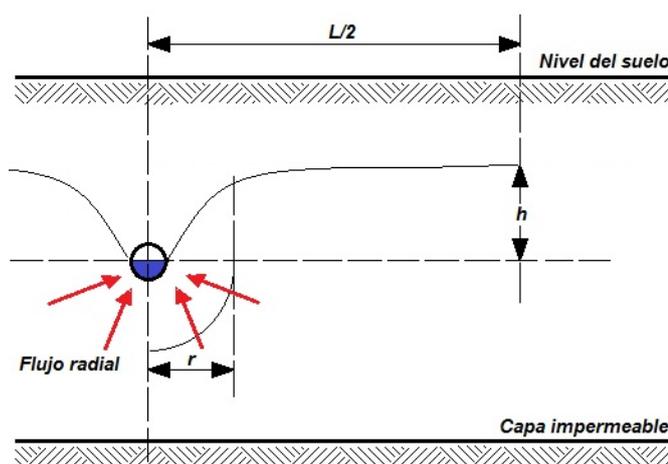


Figura 5.4 Esquema de un dren con flujo radial para la deducción de la fórmula de cálculo de la distancia entre drenes.

El caudal por unidad de longitud del dren, en la asunción de flujo radial, está dado por:

$$q = K \frac{\pi X}{2} \frac{dY}{dX} \quad (5.8)$$

Si la expresión 5.8 se iguala con 5.1 y se integra, se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} K \frac{\pi X}{2} \frac{dY}{dX} &= \frac{Q}{L} \left(\frac{L}{2} - X \right) \\ \frac{Q\pi \times dY}{2} &= \left(\frac{Q}{2X} - \frac{Q}{L} \right) dX \\ \frac{K \times \pi}{2} \int dY &= \frac{Q}{2} \int \frac{dX}{X} - \frac{Q}{L} \int dX \\ \frac{K \times \pi \times Y}{2} &= \frac{Q \times \ln X}{2} - \frac{Q \times X}{L} \end{aligned} \quad (5.9)$$

Si en la expresión 5.9 integrada se consideran los límites $Y_1 = 0$, $Y_2 = h$, $X_1 = r$ y $X_2 = L/2$, se tendrá lo siguiente:

$$\begin{aligned} \left[\frac{K \times \pi \times Y}{2} \right]_0^h &= \left[\frac{Q \times \ln X}{2} \right]_r^{L/2} - \left[\frac{Q \times X}{L} \right]_r^{L/2} \\ \frac{K \times \pi \times h}{2} &= \frac{Q}{2} \ln \left(\frac{L}{2r} \right) - \frac{Q}{L} \left(\frac{L}{2} - r \right) \\ \frac{K \times \pi \times h}{2} &= \frac{Q}{2} \ln \left(\frac{L}{2r} \right) - \frac{Q}{2} + \frac{Q \times r}{L} \\ K \times \pi \times h &= Q \left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right) \\ Q &= \frac{K \times \pi \times h}{\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L}} \end{aligned} \quad (5.10)$$

Finalmente, considerando la expresión 5.5 para remplazarse en 5.10, el planteamiento matemático para calcular la distancia entre drenes asumiendo flujo radial es el siguiente:

$$L = \frac{K \times \pi \times h}{R \left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right)} \quad (5.11)$$

La expresión 5.11, en donde r representa al radio de la tubería, es una función implícita para L que deberá resolverse por un proceso de ensayo y error.

Ejemplo de aplicación sobre la fórmula para flujo radial

En un suelo de tendencia arcillosa en el cual se cultiva maíz, se ha previsto utilizar drenes subterráneos de 20 cm de diámetro. El suelo, establecido mediante pruebas de laboratorio, tiene una conductividad hidráulica de 1.05 m/día. Por la ubicación en la que se pretende colocar los drenes y por la profundidad de la freática, se ha estimado que la carga h al medio de los drenes es de 0.65 m. Para la zona se estima que se tiene una recarga de 12 mm/día. Con toda esta información y según el planteamiento para flujo radial, ¿cuál será la distancia entre los drenes?

La información básica del ejercicio es la siguiente:

$r = 20/2 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$	Radio de la tubería.
$K = 1.05 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica del suelo
$h = 0.65 \text{ m}$	Carga hidráulica al punto medio entre los drenes.
$R = 12.0 \text{ mm/día} = 0.012 \text{ m/día}$	Recarga

Utilizando la expresión 5.11 y estableciéndola para los términos conocidos, se tiene el coeficiente hidráulico-geométrico siguiente:

$$L \times \ln \frac{L}{2r} - L = \frac{K \times \pi \times h}{R} - 2r$$

$$L \times \ln \frac{L}{2r} - L = \frac{1.05 \times \pi \times 0.65}{0.012} - 2(0.10)$$

$$L \times \ln \frac{L}{2r} - L = 178.4781$$

Con esta expresión se realiza el proceso de ensayo y error iniciando con un valor de prueba para L de 40 m. Los resultados del desarrollo se indican en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Resultados del proceso de ensayo y error del ejercicio de aplicación de la fórmula para flujo radial.

Valor asumido para L (m)	Coefficiente hidráulico-geométrico
40.00	171.9327
42.00	182.5785
41.00	177.2434
41.20	178.3085
41.25	178.5749
41.24	178.5216
41.23	178.4683

De los resultados de la tabla 5.1, puede decirse que la distancia entre los drenes es 41.23 m.

Fórmula de Hooghoudt

La fórmula de Hooghoudt es la expresión más utilizada para calcular el espacio entre drenes debido al fundamento de considerar que la capa impermeable se encuentra a una distancia intermedia, esto es, a $<1/4 L$. Esta situación, que se estima su ocurrencia con mayor frecuencia en condiciones reales, es una de las causas que le confieren la preferencia de su uso. Esta característica de la profundidad permite deducir que esta fórmula está diseñada para recolectar flujos tanto horizontales como radiales, los primeros ocurriendo en el tramo $L/2 - 0.7D$, y los segundos, en la distancia $0.7D$ próximo al dren, según el mismo Hooghoudt (véase la figura 5.5). Por la condición admitida de flujo permanente, se estima que la recarga es igual a la descarga.

Tal como puede observarse en la figura 5.5, la expresión para calcular la distancia entre drenes hace la distinción de dos tipos de estratos al considerar dos tipos de conductividades hidráulicas separadas por la línea de los drenes. Asimismo, dado que la situación que se adopta es la asumida para la obtención de la ecuación de la elipse, la deducción de esta

fórmula parte de lo establecido en la expresión 5.3 haciendo la consideración de los dos valores de K , es decir:

$$Q \left(\frac{1}{2} - \frac{X}{L} \right) = K_2 D \frac{dY}{dX} + K_1 Y \frac{dY}{dX} \quad (5.12)$$

Integrando, despejando y considerando los límites de 0 y $L/2$ para la variable X , y 0 hasta h para la variable Y , en el proceso se obtiene lo siguiente:

$$Q \int \left(\frac{1}{2} - \frac{X}{L} \right) dX = K_2 D \int dY + K_1 \int Y dY$$

$$Q \left[\frac{X}{2} - \frac{X^2}{2L} \right]_{X=0}^{X=L/2} = \left[K_2 D Y + \frac{K_1 Y^2}{2} \right]_{Y=0}^{Y=h}$$

$$\frac{QL}{8} = \frac{2K_2 D h + K_1 h^2}{2} \quad (5.13)$$

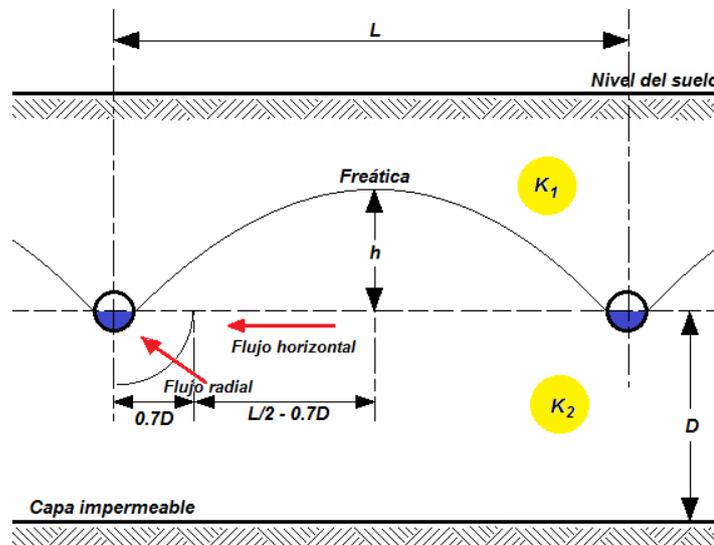


Figura 5.5 Parámetros y consideraciones para obtener la fórmula de Hooghoudt en flujo horizontal y radial utilizada en el cálculo de la distancia entre drenes.

Sustituyendo la descarga específica por la recarga ($Q/L = R$) en la expresión 5.13, ésta finalmente se plantea de la siguiente manera:

$$L = \sqrt{\frac{8K_2Dh + 4K_1h^2}{R}} \quad (5.14)$$

La expresión 5.14 es la fórmula de Hooghoudt para la condición en donde la capa impermeable se encuentra a la distancia intermedia ($< L/4$); por lo tanto, el término $8K_2Dh/R$ representa al flujo por debajo de la línea de drenes (véase la figura 5.5) y el término $4K_1h^2/R$ al flujo por encima de esta línea. Estas consideraciones permiten plantear la fórmula de Hooghoudt, para el caso en que los drenes descansen sobre la capa impermeable, de la siguiente manera:

$$L = \sqrt{\frac{4K_1h^2}{R}} \quad (5.15)$$

En las expresiones 5.14 y 5.15, la distancia L entre drenes está dada en m siempre que la conductividad hidráulica arriba de los drenes y debajo de ellos (K_1 y K_2 , respectivamente) así como la recarga R se replacen en m/día, y la distancia desde el dren a la capa impermeable D y la carga h se sustituyan en m.

La expresión 5.14 se planteó bajo el argumento de flujo horizontal. Para tener en cuenta al flujo radial, Hooghoudt lo delimitó ubicándolo a este a una distancia de $0.7D$ alrededor del dren (véase la figura 5.5). Asimismo, este autor con el propósito de utilizar la misma expresión para flujo horizontal (5.14), realizó la corrección respectiva de esta fórmula para incorporar el flujo vertical reemplazando la profundidad D por una profundidad o estrato equivalente D_e , siempre menor a D . Por lo tanto, tomando esta consideración, la fórmula de Hooghoudt corregida para utilizarse en condiciones de flujo horizontal y vertical es la siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{8K_2D_eh + 4K_1h^2}{R}} \quad (5.16)$$

Puede admitirse como caso cierto del remplazo de D por D_e cuando D es relativamente importante en magnitud, es decir, cuando la capa impermeable se encuentra suficientemente distante respecto de los drenes. No obstante, cuando los drenes prácticamente están muy próximos a la capa impermeable puede asumirse que $D = D_e$ bajo el argumento de que se tiene únicamente flujo horizontal, y por lo tanto, utilizar la expresión 5.14 no corregida.

Hooghoudt ha planteado una serie de tablas para estimar la profundidad equivalente a partir del radio r del tubo, de la distancia L y de la profundidad D . Adicionalmente, este autor recomienda la siguiente expresión (establecida por el mismo Hooghoudt) que permite estimar D_e :

$$D_e = \frac{D}{\frac{2.5 \times D}{L} \times \ln\left(\frac{D}{\pi r}\right) + 1} \quad (5.17)$$

Donde la profundidad equivalente D_e estará dada en m si D , L y el radio r del tubo se remplazan también en m. En el caso de canales abiertos, la expresión 5.17 puede emplearse si el término πr se sustituye por el perímetro mojado P del canal: $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$; siendo b la base del canal, h la carga hidráulica y m el talud.

La relación implícita entre la distancia de los drenes L y la profundidad equivalente D_e hacen que el proceso para determinar L se realice mediante cálculos de ensayo y error (tanteo), en el cual se empieza adoptando un valor de D_e , el cual luego se comprueba obteniendo su valor verdadero. Si el valor asumido de D_e es diferente al calculado, se debe realizar nuevamente el proceso hasta que estos valores sean aproximadamente iguales.

Ejemplo de aplicación de la fórmula de Hooghoudt

En una zona determinada de un área de proyecto, en donde la freática se ha mantenido cercana al nivel del suelo y constante durante la época lluviosa, se ha previsto realizar el cultivo de caña de azúcar. En esta situación, para aprovechar de mejor manera el área cultivada y además del uso de drenes abiertos, se decide implantar drenes subterráneos.

Los drenes seleccionados tendrán un diámetro de 20 cm. Por estudios realizados en la perforación de pozos se ha establecido que la capa impermeable se encuentra a una profundidad de 7.2 m de la superficie del suelo. La conductividad hidráulica hasta más o menos 1 m de profundidad tiene un valor de 1.15 m/día; mientras que más abajo de esta profundidad, la conductividad hidráulica cambia a 1.05 m/día. Asumiendo una recarga de 10 mm/día, determinar a qué distancia deben de separarse los drenes colectores.

Para caña de azúcar y debido a la extensión de su sistema radicular, se considera que la freática deberá mantenerse a 1.2 m de profundidad. Los drenes se los ha previsto colocar a 1.6 m de profundidad.

Los datos que se tienen son los siguientes:

$K_1 = 1.15 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica considerada arriba de la línea de drenes.
$K_2 = 1.05 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica considerada debajo de la línea de drenes.
$R = 10.0 \text{ mm/día} = 0.010 \text{ m/día}$	Recarga.
$h = 1.6 - 1.2 - 0.10 = 0.30 \text{ m}$	Carga hidráulica, considerando 1.2 m de la profundidad de la freática (que incluye la longitud de raíces) y el radio de la tubería.
$D = 7.2 - 1.6 + 0.10 = 5.7 \text{ m}$	Profundidad a la capa impermeable desde la línea de drenes (considerando la mitad del diámetro de la tubería).
$r = 0.10 \text{ m}$	Radio de la tubería.

Debido a que el proceso de resolución del planteamiento de Hooghoudt involucra el uso de dos expresiones implícitas (5.16 y 5.17), es necesario recurrir a un desarrollo mediante “tanteos” a través de un proceso de iteraciones de ensayo y error. Este proceso es el siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{8 \times 1.05 \times D_e \times 0.30 + 4 \times 1.15 \times 0.30^2}{0.010}} = \sqrt{252.0D_e + 41.4} \quad (a)$$

$$D_e = \frac{5.7}{\frac{2.5 \times 5.7}{L} \times \ln\left(\frac{5.7}{\pi \times 0.10}\right) + 1} = \frac{5.7L}{41.30 + L} \quad (b)$$

Considerando las expresiones a y b, además de asumir un valor de la profundidad equivalente $D_e = 4.00m$, los “tanteos” son los que se detallan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Detalle del proceso de ensayo y error para obtener la distancia L entre drenes, según el planteamiento de Hooghoudt.

Tanteos	Valores D_e asumidos	L calculada (m)	D_e calculado (m)
1	4.00	32.39	2.51
2	2.51	25.96	2.20
3	2.20	24.41	2.12
4	2.12	23.99	2.09
5	2.09	23.83	2.09

Debido a que en el “tanteo 4” el valor de la profundidad equivalente D_e asumido es prácticamente igual al calculado ($2.09 = 2.09$), la distancia entre drenes es: 23.83 m.

Fórmula de Ernst

Otra de las fórmulas para estimar la distancia entre drenes bajo el criterio de flujo permanente es la de Ernst, expresión que está diseñada para todos los posibles tipos de flujo de entrada al dren: vertical, horizontal y radial. Además, en la propuesta de Ernst se consideran dos tipos de estratos cuyo límite no precisamente coincide con la línea de drenes. Basado en estos supuestos, podría decirse que es un planteamiento relativamente mejor que el propuesto por Hooghoudt, el cual es menos flexible.

La fórmula de Ernst, fundada en el criterio de Darcy y por analogía a la de Ohm, se la ha establecido a partir de las tres cargas que originan el flujo vertical (h_v), el flujo horizontal (h_h) y radial (h_r), cuya suma determina la carga total h ; esto es:

$$h = h_v + h_h + h_r \quad (5.18)$$

Cada una de estas cargas, dependiendo de la dirección del flujo, según Ernst, pueden estimarse con las siguientes expresiones:

$$h_v = \frac{RD_v}{K_v} \quad (5.19)$$

$$h_h = \frac{L^2 R}{8 \sum (K_{hi} D_h)} \quad (5.20)$$

$$h_r = RLW_r \quad (5.21)$$

En estas tres expresiones, los términos aun no definidos son los siguientes: D_v es el espesor del estrato en donde el flujo es vertical, K_v es la conductividad hidráulica en la zona de flujo vertical, $\sum (K_{hi} D_h)$ es la suma del producto de la conductividad hidráulica parcial y sus correspondientes espesores en donde se supone flujo horizontal y W_r es la resistencia al flujo radial.

La magnitud de h_v es importante si el estrato sobre la línea de drenes tiene relativamente una baja conductividad hidráulica (Grassi, 1991). Asimismo, el cálculo del valor de D_v depende del tipo de dren; si es un canal, $D_v = h + y$, siendo y el tirante de agua en el dren; y para tuberías, $D_v = h$.

En el flujo horizontal la suma de los estratos correspondientes deben ser iguales o inferiores a $L/4$; es decir, $\sum D \leq L/4$. Si esta sumatoria es mayor a $L/4$ sólo se considerará como máximo esta distancia.

La carga total h también puede obtenerse remplazando las expresiones 5.19, 5.20 y 5.21 en 5.18; esto es:

$$h = \frac{RD_v}{K_v} + \frac{L^2 R}{8 \sum (K_{hi} D_i)} + RLW_r \quad (5.22)$$

A partir de la expresión 5.22 puede calcularse la distancia L entre drenes si se selecciona la respuesta positiva de la ecuación de segundo grado que se ha formado al remplazar los valores respectivos. La forma simplificada de esta ecuación es $AL^2 + BL + C = 0$, cuya solución viene dada por:

$$L = \frac{-B \mp \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (5.23)$$

Siendo:

$$A = \frac{R}{8 \sum (K_{hi} D_i)} \quad B = RW_r \quad C = \frac{RD_v}{K_v} - h$$

La resistencia al flujo radial W_r depende de la condición de homogeneidad ($K_1 = K_2$) o de la heterogeneidad ($K_1 \neq K_2$) del suelo respecto de la ubicación de los drenes. Bajo esta apreciación se tendrán los siguientes casos:

Suelo homogéneo ($K_1 = K_2 = K$)

En suelo homogéneo la resistencia al flujo radial está dada por:

$$W_r = \frac{\ln(D_r/P)}{\pi K} \tag{5.24}$$

Reemplazando 5.24 en 5.22, la carga total h se determinará mediante la fórmula siguiente:

$$h = \frac{RD_v}{K} + \frac{L^2 R}{8 \sum(KD_h)} + \frac{R \times L \times \ln(D_r/P)}{\pi K} \tag{5.25}$$

Siendo D_r el espesor en donde el flujo es radial y P el perímetro de acceso al dren, el cual bajo el criterio de Ernst, comprende al espacio ocupado con la tubería y al material filtrante aledaño que se coloca al momento de instalarla. Según la figura 5.6a, este perímetro es: $P = b + 4r$. En el caso de canales abiertos y trapeciales, el perímetro corresponde a: $P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$ (figura 5.6b).

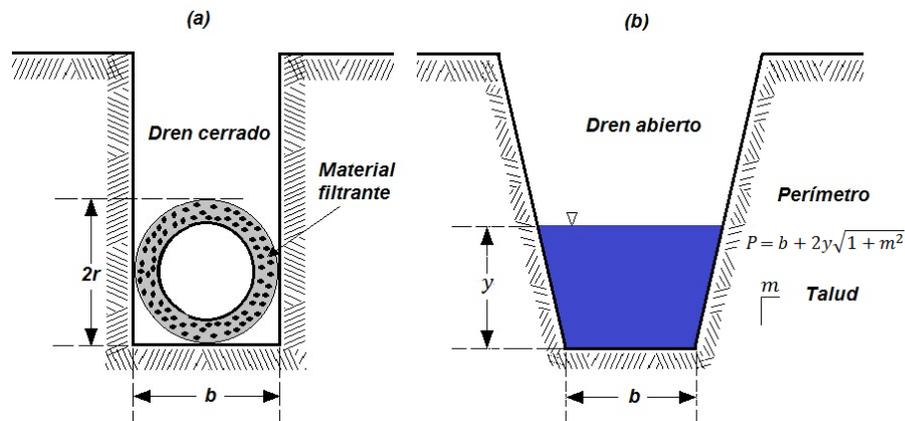


Figura 5.6 Definiciones del perímetro P para drenes cerrados y abiertos a utilizarse en la fórmula de Ernst para el cálculo del distanciamiento entre drenes.

En esta condición, en la cual se ha considerado que el suelo es homogéneo, los estratos en donde el flujo es radial (D_r) y en donde es horizontal (D_h) se establecen con las expresiones:

$$D_r = H - P_f - h \quad D_h = D_r + h/2$$

Siendo H la profundidad total que va desde el nivel del suelo hasta la capa impermeable, P_f es la profundidad de la freática en el medio de los drenes. D_r , tal como se indica en la figura 5.7, coincide con el valor D ya indicado anteriormente ($D_r = D$).

Suelo heterogéneo ($K_1 \neq K_2$)

Para condiciones de suelos heterogéneos ($K_1 \neq K_2$), la resistencia al flujo radial depende de la ubicación del dren: a) arriba de la línea de separación de los estratos, b) en la línea de separación de estratos y c) debajo de la línea de separación de estratos.

- a) Suelo heterogéneo con dren arriba de la línea de separación de estratos (figura 5.8):

$$20K_1 \leq K_2: \quad W_r = \frac{\ln(4D_r/P)}{\pi K_1} \quad (5.26)$$

$$20K_1 > K_2: \quad W_r = \frac{\ln(a \times D_r/P)}{\pi K_1} \quad (5.27)$$

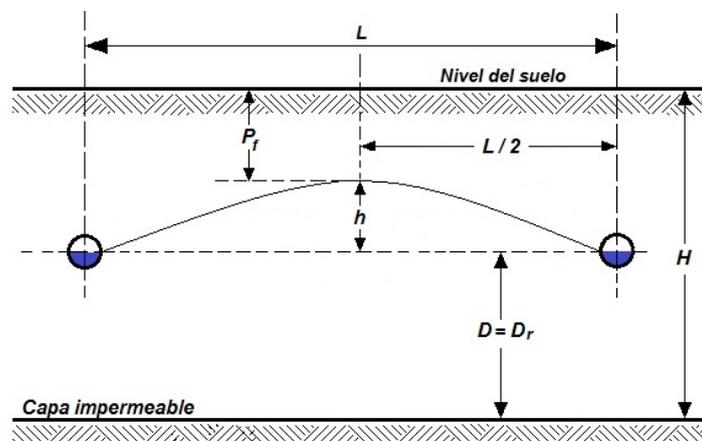


Figura 5.7 Parámetros geométricos de los drenes en suelo homogéneo, según Ernst.

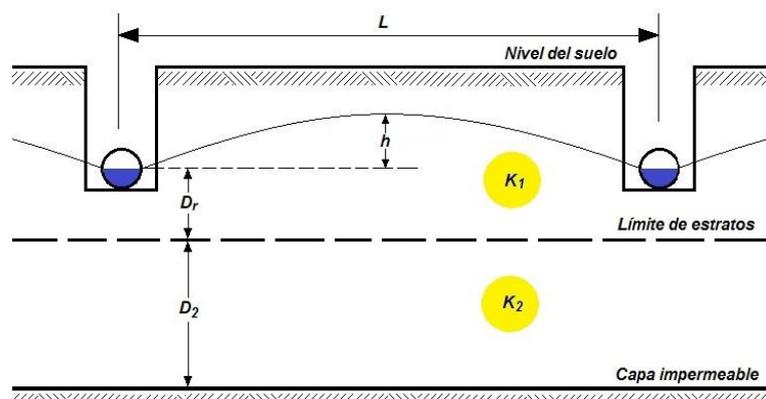


Figura 5.8 Parámetros geométricos en drenes ubicados arriba de la línea de separación de estratos.

Reemplazando 5.26 y 5.27 en 5.22 (asumiendo que $K_v = K_1$), las expresiones de Ernst para calcular el espaciamiento entre drenes en estas condiciones de conductividad hidráulica, son:

$$20K_1 \leq K_2: \quad h = \frac{RD_v}{K_1} + \frac{L^2R}{8(K_1D_1 + K_2D_2)} + \frac{R \times L \times \ln(4D_r/P)}{\pi K_1} \quad (5.28)$$

$$20K_1 > K_2: \quad h = \frac{RD_v}{K_1} + \frac{L^2R}{8(K_1D_1 + K_2D_2)} + \frac{R \times L \times \ln(a \times D_r/P)}{\pi K_1} \quad (5.29)$$

Donde a es un factor geométrico de movimiento radial que puede obtenerse gráficamente o mediante los valores que se indican en la tabla 5.3 de acuerdo a la relación K_2/K_1 y D_2/D_r . Asimismo D_1 corresponde al espesor del estrato superior, el cual para este caso se obtiene mediante: $D_1 = D_r + h/2$. El espesor del estrato inferior está representado por D_2 .

- b) Suelo heterogéneo con drenes ubicados en la línea de separación de estratos (figura 5.9):

En este caso la resistencia al flujo radial está dada por:

$$W_r = \frac{\ln(4 \times D_r/\pi b)}{\pi K_2} \quad (5.30)$$

En consecuencia, reemplazando 5.30 en la expresión 5.22 (asumiendo que $K_v = K_1$), la carga total h está dada por:

$$h = \frac{RD_v}{K_1} + \frac{L^2 R}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{R \times L \times \ln(4 \times D_r / \pi b)}{\pi K_2} \quad (5.31)$$

Tabla 5.3 Valores para el factor geométrico a de movimiento radial.

K_2/K_1	D_2/D_r					
	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

Fuente: Villón, 2004.

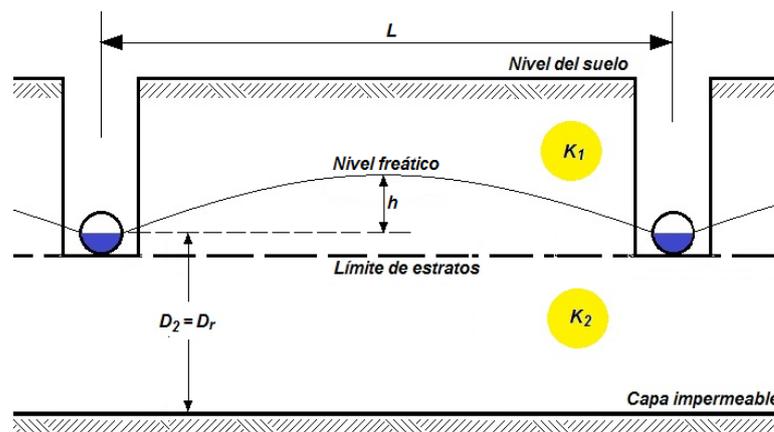


Figura 5.9 Parámetros geométricos en drenes ubicados en la línea de separación de estratos.

En la expresión 5.31 se considera que el espesor del estrato superior es la mitad de la carga que se encuentra en este estrato, es decir, $D_1 = h/2$.

- c) Suelo heterogéneo con drenes ubicados debajo de la línea de separación de estratos (figura 5.10):

$$W_r = \frac{\ln(D_r/P)}{\pi \times K_2} \quad (5.32)$$

Haciendo el remplazo de 5.32 en la expresión 5.22 (asumiendo que $K_v = K_1$), la carga total h podrá obtenerse en esta condición de la siguiente manera:

$$h = \frac{RD_v}{K_1} + \frac{L^2 R}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{R \times L \times \ln(D_r/P)}{\pi \times K_2} \quad (5.33)$$

Donde D_1 es la mitad de la carga de agua que se encuentra arriba del límite de los estratos (véase la figura 5.10).

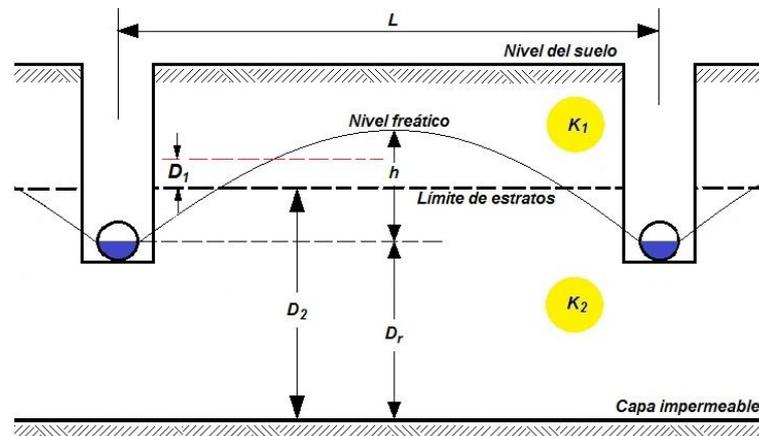


Figura 5.10 Parámetros geométricos en drenes ubicados por debajo de la línea de separación de estratos.

Ejemplo de aplicación de la fórmula de Ernst considerando suelo homogéneo

Un área con problemas de drenaje subterráneo tiene una recarga aproximada de 12 mm/día, deducida de la lluvia de diseño. La capa impermeable se encuentra a una profundidad de 5.8 m de la superficie del suelo y la freática deberá mantenerse a 1.1 m de profundidad. El suelo es relativamente homogéneo y tiene una conductividad hidráulica de 0.95 m/día. Los drenes tendrán un diámetro de 20 cm y se colocarán a 1.6 m de profundidad. Determinar la separación entre los drenes.

Bajo el criterio de Ernst, para suelo homogéneo ($K_1 = K_2 = K$), la solución es la siguiente:

$R = 12 \text{ mm/día} = 0.012 \text{ m/día}$	Recarga.
$H = 5.8 \text{ m}$	Profundidad de la capa impermeable.
$P_f = 1.1 \text{ m}$	Profundidad de la freática.
$K = 0.95 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica.
$r = 20/2 = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$	Radio de la tubería.
$P_D = 1.6 \text{ m}$	Profundidad de los drenes.

$$\begin{aligned}
 D_v &= h = P_D - r - P_f && \text{Carga hidráulica o estrato en donde el flujo} \\
 D_v &= 1.6 - 0.1 - 1.1 = 0.4 \text{ m} && \text{es vertical.} \\
 D &= D_r = H - P_D + r && \text{Espesor del estrato en donde existe flujo} \\
 D_r &= 5.8 - 1.6 + 0.1 = 4.3 \text{ m} && \text{radial.} \\
 D_h &= D_r + \frac{h}{2} && \text{Espesor del estrato en donde el flujo es} \\
 D_h &= 4.3 + \frac{0.4}{2} = 4.5 \text{ m} && \text{horizontal.} \\
 P &= b + 4r && \text{Perímetro de acceso al dren.} \\
 P &= 0.5 + 4 \times 0.1 = 0.9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{RD_v}{K} + \frac{L^2 R}{8 \sum(KD_h)} + \frac{R \times L \times \ln(D_r/P)}{\pi K} \\
 0.4 &= \frac{0.012 \times 0.4}{0.95} + \frac{L^2 \times 0.012}{8 \times 0.95 \times 4.5} + \frac{0.012 \times L \times \ln(4.3/0.9)}{\pi \times 0.95} \\
 0.4 &= 0.0051 + 0.00035L^2 + 0.0063L \\
 0.00035L^2 + 0.0063L - 0.3949 &= 0
 \end{aligned}$$

Resolviendo la expresión cuadrática resultante para el valor positivo mediante la fórmula general del álgebra (5.23) para estas expresiones, se tiene:

$$L = \frac{-B \mp \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A = 0.00035 \quad B = 0.0063 \quad C = -0.3949$$

$$L = \frac{-0.0063 + \sqrt{0.0063^2 - 4 \times 0.00035 \times (-0.3949)}}{2 \times 0.00035}$$

$$L = 25.77 \text{ m}$$

5.4. FÓRMULAS CONSIDERANDO FLUJO NO PERMANENTE

Todas las expresiones antes indicadas, tales como la de Donnan, Hooghoudt y la de Ernst, se propusieron para condiciones en donde la recarga de agua al suelo se corresponde con la descarga del dren ($R = QL$); es decir, considerando un flujo que no cambia con el tiempo, el cual es un flujo bajo régimen permanente. Esta situación es aceptable en zonas húmedas en donde la lluvia prácticamente es constante y los cambios de la freática son lentos.

En zonas en donde las lluvias son estacionales o esporádicas pero intensas o en donde el propio riego mal manejado eleva brusca y repentinamente el nivel de la freática, la consideración de flujo constante en el tiempo pierde asidero y es en donde aparece el

criterio de flujo no permanente. En esta situación deberán utilizarse fórmulas diseñadas para esta condición de flujo, entre las cuales se encuentran las propuestas por Glover & Dumm (1954) (Grassi, 1991) y la de Christiansen.

Fórmula de Glover – Dumm

Esta fórmula está diseñada para utilizarse en régimen no permanente, y al igual que el resto de expresiones, requiere de ciertos supuestos para su derivación. Entre estos supuestos están la homogeneidad del suelo, flujo horizontal y radial; que en cierta forma hacen que sea aplicable también el criterio de Hooghoudt en cuanto al estrato equivalente (D_e). La fórmula se dedujo inicialmente asumiendo que la freática tiene forma de un rectángulo entre los drenes (figura 5.11). Posteriormente Dumm (1960) la adaptó a una situación más real que es la forma parabólica.

La carga h_t al medio de los drenes, que va desde la línea de drenes hasta la freática cuando ya ha pasado un tiempo t , es la siguiente:

$$h_t = 1.16 \times h_0 \times e^{-t/j} \quad (5.34)$$

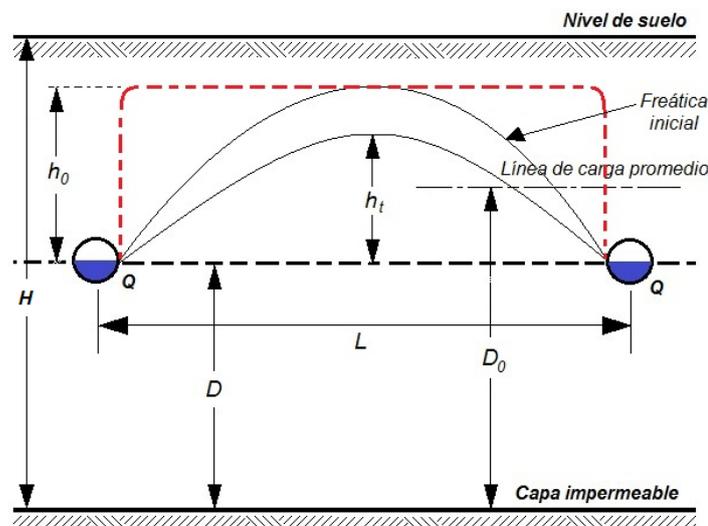


Figura 5.11 Parámetros geométricos a considerarse en la expresión de Glover – Dumm para régimen no permanente.

En la expresión 5.34, h_0 es la carga entre la línea de drenes y el nivel inicial de la freática. Por otro lado, j es un coeficiente de almacenamiento establecido a la altura promedio de la freática en el medio de los drenes, el mismo que se establece a través del planteamiento:

$$j = \frac{S \times L^2}{\pi^2 \times K \times D_0} \quad (5.35)$$

En la expresión 5.35, S es la porosidad drenable del suelo expresada en unidades de m/m y D_0 es la longitud o profundidad que va desde la capa impermeable hasta la cuarta parte de la altura total sobre la línea de los drenes (véase la figura 5.11). Esta expresión se conoce como coeficiente de almacenamiento o coeficiente de Kraijenhoff Van der Leur y tiene unidades en días.

Con el despeje de j en 5.34, el planteamiento respectivo es el que sigue:

$$e^{t/j} = \frac{1.16 \times h_0}{h_t}$$

$$\frac{t \times \ln e}{j} = \ln \left(\frac{1.16 \times h_0}{h_t} \right)$$

$$j = \frac{t}{\ln \left(\frac{1.16 \times h_0}{h_t} \right)} \quad (5.36)$$

Combinando las fórmulas 5.35 y 5.36 se deduce la ecuación para el cálculo del distanciamiento entre drenes propuesta por Glover – Dumm:

$$L = \sqrt{\frac{\pi^2 \times t \times K \times D'_0}{S \times \ln \left(\frac{1.16 \times h_0}{h_t} \right)}} \quad (5.37)$$

En donde L puede expresarse en m siempre que el tiempo t (tiempo en que tarda en deprimirse el nivel de la freática) se lo declare en días, K en m/día y D_0 en m. Las cargas h_0 y h_t dentro de la fórmula se anulan mutuamente porque deberán tener las mismas unidades, mientras que S es adimensional (m/m).

El valor de D_0 , que va desde la capa impermeable hasta la cuarta parte de la suma de las cargas inicial y final, correspondientemente se calcula mediante la siguiente suma algebraica:

$$D_0 = D + \frac{h_0 + h_t}{4} \quad (5.38)$$

La expresión 5.38, según Glover – Dumm, está planteada sólo para flujo horizontal. Para lograr una mayor exactitud puede incluirse el flujo radial propuesto por Hooghoudt (D_e), debido a que en las proximidades del dren se supone la existencia de este flujo. Por lo tanto, D_0 puede replantearse y obtenerse con la nueva expresión:

$$D'_0 = D_e + \frac{h_0 + h_t}{4} \quad (5.39)$$

Donde $D_e < D_0$.

La descarga específica realizada por los drenes en estas condiciones hasta el tiempo t se obtiene con la relación siguiente:

$$R_t = \frac{2\pi \times K \times D_0 \times h_t}{L^2} \quad (5.40)$$

Donde R_t es la descarga específica dada en m/día.

Ejemplo de aplicación de la fórmula de Glover - Dumm

Tras realizar un estudio de freaticimetría en el área de un campo se dedujo que el suelo responde a incrementos de la freática, los que a su vez se mantienen más allá del tiempo permitido (tiempo de drenaje) para el normal desarrollo del cultivo de mango, cada vez que suceden lluvias esporádicas o riegos excesivos. Para solucionar este problema se ha previsto colocar drenes subterráneos en las zonas críticas, determinándose que la conductividad hidráulica más o menos homogénea tiene un valor de 0.92 m/día. El suelo cuenta con una porosidad drenable de 4 %, con un nivel freático ubicado a 50 cm y con una profundidad de la capa impermeable a 8.5 m. Asimismo, se ha establecido que la freática deberá bajar a una profundidad de 1.2 m para no asfixiar a las raíces en un tiempo no mayor a 4 días; además de ubicar los drenes (20 cm de diámetro) a una profundidad de 1.8 m. Con toda esta información y considerando flujo no permanente, determinar la distancia entre drenes.

DATOS:

$$K = 0.92 \text{ m/día}$$

Conductividad hidráulica.

$$S = 0.04$$

Porosidad drenable del suelo.

$$P_f = 0.5 \text{ m}$$

Profundidad de la freática en el medio de los drenes.

$$H = 8.5 \text{ m}$$

Profundidad desde el nivel del suelo hasta la capa impermeable.

$$t = 4 \text{ días}$$

Tiempo para bajar la freática hasta 1.2 m.

$$P_D = 1.8 \text{ m}$$

Profundidad de ubicación de los drenes.

$$r = 0.1 \text{ m}$$

Radio de la tubería.

$$h_0 = 1.8 - 0.1 - 0.5 = 1.2 \text{ m}$$

Carga hidráulica inicial sobre la línea de drenes y en el medio de éstos.

$$h_t = 1.8 - 0.1 - 1.2 = 0.5 \text{ m}$$

Carga hidráulica final sobre la línea de drenes y en el medio de éstos.

$$D = H - P_D + r$$

Profundidad desde la línea de drenes hasta la capa impermeable.

$$D = 8.5 - 1.8 + 0.1 = 6.8 \text{ m}$$

Solución:

La resolución de este método, al igual que el de Hooghoudt, requiere un proceso de ensayo y error ("tanteo") por las variables implícitas de las fórmulas que se utilizan, tanto en lo propuesto por Glover - Dumm como la de la profundidad equivalente establecida para considerar flujo radial. Con el apoyo de las expresiones 5.37, 5.17 y 5.39, además de la figura 5.11, este proceso de cálculo es el siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{\pi^2 \times t \times K \times D'_0}{S \times \ln\left(\frac{1.16 \times h_0}{h_t}\right)}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 4 \times 0.92 \times D'_0}{0.04 \times \ln\left(\frac{1.16 \times 1.2}{0.5}\right)}} = 29.78\sqrt{D'_0} \quad (a)$$

$$D_e = \frac{D}{\frac{2.5 \times D}{L} \times \ln\left(\frac{D}{\pi r}\right) + 1} = \frac{6.8}{\frac{2.5 \times 6.8}{L} \times \ln\left(\frac{6.8}{\pi \times 0.1}\right)} = \frac{6.8L}{52.27 + L} \quad (b)$$

$$D'_0 = D_e + \frac{h_0 + h_t}{4} = D_e + \frac{1.2 + 0.5}{4} = D_e + 0.425 \quad (c)$$

Con las funciones resultantes, a, b y c, se realiza el proceso iterativo. Este desarrollo se detalla en la tabla 5.4. En esta tabla puede notarse que el proceso inició con un valor menor que D . De acuerdo al método, el procedimiento se detiene cuando D'_0 asumido es semejante a D'_0 calculado.

Tabla 5.4 Proceso de resolución por “tanteos” aplicando la expresión de Glover – Dumm para la determinación del distanciamiento entre drenes.

Nº tanteo	D'_0 Asumido (m)	Distancia entre drenes L (m)	Profundidad equivalente D_e (m)	D'_0 Calculado (m)
1	6.0	72.95	3.96	4.39
2	4.39	62.40	3.70	4.13
3	4.13	60.52	3.65	4.08
4	4.08	60.15	3.64	4.07

En la tabla 5.4 puede notarse que en el cuarto tanteo los valores de D'_0 son semejantes, de allí que la distancia entre drenes sea 60.15 m.

Fórmula de Christiansen

Otra expresión que permite estimar la distancia entre drenes para condiciones de flujo no permanente es la propuesta por Christiansen (1967) (citado por Grassi, 1991); cuyo planteamiento se ha realizado bajo la consideración de flujo horizontal y radial, además de asumir suelo homogéneo. Esta expresión es la siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{11.94 \times K \times D_e \times t}{S \times \ln\left(\frac{h_0 \times h_t + 2D_e \times h_0}{h_0 \times h_t + 2D_e \times h_t}\right)}} \quad (5.41)$$

Siendo L la distancia entre drenes (m), K la conductividad hidráulica (m/día), D_e la profundidad equivalente (m) que puede obtenerse mediante la expresión 5.17 propuesta por Hooghoudt, t es el tiempo que tarda el descenso del nivel freático (generalmente

considerado en días), S es la porosidad drenable (m/m), h_0 es la carga inicial sobre la línea de drenes (m) y h_t es la carga al tiempo t sobre la línea de drenes (m).

Las expresiones que se han planteado para determinar la distancia entre drenes, tal como se lo ha manifestado, fueron establecidas bajo condiciones supuestas en cuanto al tipo de flujo, a su dirección y a la característica permeable del suelo; lo cual permite, dependiendo de la rigurosidad con que se midan los factores, obtener resultados bastante aproximados. Por esta causa es preciso el aporte de la experticia en el manejo de sistemas de drenaje ya instalados, para tratar de evitar caer en el sobre o subdimensionamiento de un diseño. Al respecto, debido a la escasa información existente, sólo se hace mención lo indicado en la tabla 5.5; en donde se describen algunos distanciamientos referenciales entre drenes que podrán verificarse al momento del diseño.

Tabla 5.5 Espaciamento y profundidad de drenes para algunas clases texturales de suelo.

Tipo de suelo	Espaciamento entre drenes laterales (m)	Profundidad de drenes (m)
Arcilloso	10 – 20	1.00 – 1.15
Arcillo limoso	15 – 25	1.00 – 1.15
Franco limoso	15 - 30	1.15 – 1.30
Franco arenoso	30 – 50	1.30 – 1.50
Arenoso franco	40 - 70	1.40 – 1.70
Con contenidos altos de materia orgánica	50 - 100	1.70 – 2.70

Fuente: Villón, 2004 (tabla con modificaciones realizadas por el autor).

Dada la gran complejidad que presenta la determinación de la distancia entre drenes parcelarios por causa de los múltiples factores que influyen y que obligadamente han hecho idealizar situaciones para tener herramientas de cálculo, además de la casi inexistente investigación experimental que avale los distanciamientos para cultivos específicos, sería aventurado hacer recomendaciones de distancias sólo en función de la aplicación teórica de las metodologías detalladas. En este sentido, es necesario fundamentar estas propuestas con experimentos de campo que permitan seleccionar y recomendar la metodología más acertada para una localidad con unas determinadas condiciones.

Lo que sí puede tomarse en cuenta en el cálculo del distanciamiento entre drenes es que a mayores valores de la conductividad hidráulica del suelo y a mayores profundidades de ubicación de los drenes, éstos podrán tener también un mayor distanciamiento. Sin embargo, para lograr cierta garantía en el diseño, las distancias calculadas deben disminuirse entre un 10 hasta un 20%.

5.5. CAUDAL EN LAS TUBERÍAS DE LOS DRENES SUBTERRÁNEOS

El establecimiento del caudal que descargará un dren subterráneo de forma circular (tubería) se realiza al igual que el resto de planteamientos hidráulicos que se han hecho bajo ciertas condiciones supuestas. Entre estas condiciones está la de suponer que los drenes operan a sección hidráulica total, y por lo tanto, con carga piezométrica arriba de la línea de drenes.

Otra de las situaciones que es importante considerar es la relacionada a la uniformidad del flujo. Como es obvio, los drenes laterales parcelarios en su longitud y por las perforaciones que tienen recogen en su trayecto los volúmenes de agua de la parcela, con lo cual el caudal se va incrementando gradualmente hasta su máximo que es a la salida del dren. En esta condición se asume que el flujo no es uniforme.

Por otro lado, se supone que el flujo es uniforme cuando el dren es un colector, ya que fundamentalmente se ha diseñado para transportar un mismo caudal. Esta asunción de flujo uniforme sucede en longitudes de drenes subterráneos comprendidos entre dos cajas de registro o en el espacio entre dos puntos de recepción de las aguas de drenaje que traen los drenes laterales (Figura 5.12).

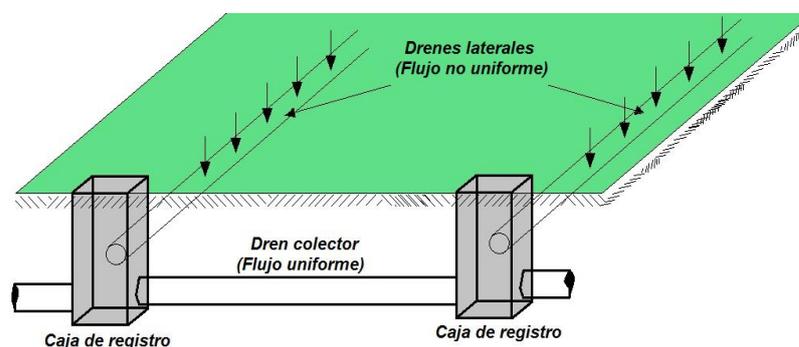


Figura 5.12 Drenes laterales conectados a un dren colector.

En el caso de drenes colectores abiertos, la consideración de flujo uniforme es un supuesto para facilitar los cálculos respectivos. Estos colectores no sólo transportan el caudal inicial entre dos puntos de descarga de drenes laterales, a éste también se suma el agua que recogen en todo su trayecto producto de la escorrentía superficial y del flujo sub-superficial que se produce a través del perfil de suelo.

Caudal en flujo uniforme

Para el cálculo del caudal en condiciones de flujo uniforme en los drenes, especialmente en canales, la expresión de mayor uso es la propuesta por Robert Manning (1889):

$$Q = \frac{A \times R_H^{2/3} \times J^{1/2}}{n} \quad (5.42)$$

En donde Q es el caudal (m^3/s), A es la sección hidráulica (área) del conducto (m^2), R_H es el radio hidráulico (m), J es la pendiente del canal (m/m) y n es un coeficiente de rugosidad dada por Manning dependiente de las asperezas que tengan las paredes del dren. La tabla 5.6 contiene algunos valores referenciales del coeficiente de rugosidad n .

El radio hidráulico es la relación entre el área A y el perímetro de contacto hídrico P (mojado). En canales trapeciales A y P se determinan con las siguientes expresiones:

$$A = by + my^2 \quad P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

Siendo b la base o solera del canal, y la altura de la lámina de agua y m el talud (no confundir este último parámetro con la unidad de longitud m).

Tabla 5.6 Valores de n para diferentes tipos de materiales en paredes y tuberías de drenes para utilizarse con la fórmula de Manning.

Tipos de paredes	Valores de n
Paredes muy lisas y rectas, de plástico o de vidrio	0.009
Tuberías plásticas corrugadas	0.014
Paredes revestidas de concreto	0.013
Canales con paredes de tierra recién construidos	0.018 – 0.025
Canales con paredes naturales con mantenimiento	0.026 – 0.030
Canales con paredes naturales sin mantenimiento	0.031 – 0.040

Fuente: Chow, 1994.

Para el caso de tuberías a sección total, el radio hidráulico se establece mediante la relación: $R_H = d/4$, mientras que la sección hidráulica (circular) se obtiene con la expresión: $A = \pi \times d^2/4$. Si se rempazan estas dos relaciones en la expresión 5.42 se tendrá la nueva ecuación para aplicarse en drenes de sección circular, esto es:

$$Q = \frac{0.3117 \times d^{8/3} \times J^{1/2}}{n} \quad (5.43)$$

En la fórmula 5.43 el caudal Q viene dado en m^3/s , el diámetro d debe remplazarse en m, mientras que J mantiene su requerimiento de m/m. Si se quiere que Q esté dado en m^3/h y d en mm, la parte numérica de esta expresión debe sustituirse por 1.122×10^{-5} ; es decir:

$$Q = \frac{1.122 \times 10^{-5} \times d^{8/3} \times J^{1/2}}{n} \quad (5.44)$$

Caudal en flujo no uniforme

Tal como ya se ha manifestado, un dren lateral aumenta su caudal gradualmente a lo largo de su longitud por efecto de las múltiples perforaciones que contiene. Esta consideración se constituye en el fundamento para decir que el caudal no es uniforme. Si se considera la longitud l del dren lateral de la figura 5.13 y la expresión 5.44, justo en este punto el gradiente hidráulico estará dado por:

$$\frac{dh}{dl} = \left(\frac{n}{1.122 \times 10^{-5} \times d^{8/3}} \right)^2 \left(\frac{Q}{L} \right)^2 (L - l)^2 \quad (5.45)$$

Integrado la expresión 5.45 entre los límites de 0 y L se tendrá lo siguiente:

$$\begin{aligned} \int dh &= \left(\frac{n}{1.122 \times 10^{-5} \times d^{8/3}} \right)^2 \left(\frac{Q}{L} \right)^2 \int (L - l)^2 dl \\ [h]_0^h &= \left(\frac{n}{1.122 \times 10^{-5} \times d^{8/3}} \right)^2 \left(\frac{Q}{L} \right)^2 \left[\frac{(L - l)^3}{3} \right]_0^L \\ h &= \left(\frac{n}{1.122 \times 10^{-5} \times d^{8/3}} \right)^2 \left(\frac{Q}{L} \right)^2 \frac{L^3}{3} \end{aligned} \quad (5.46)$$

Al realizar el despeje de Q desde la expresión 5.46, la fórmula para condición de flujo no uniforme según la propuesta de Manning es la siguiente:

$$Q = \frac{1.943 \times 10^{-5} \times d^{8/3} \times \left(\frac{h}{L} \right)^{1/2}}{n} \quad (5.47)$$

Conociendo que la pendiente del dren está dada por la relación: $J = h/L$, en consecuencia, la fórmula 5.47 puede reducirse finalmente a:

$$Q = \frac{1.943 \times 10^{-5} \times d^{8/3} \times J^{1/2}}{n} \quad (5.48)$$

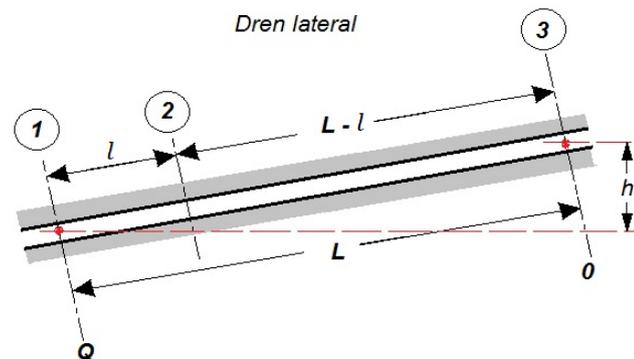


Figura 5.13 Longitud L de un dren lateral subterráneo.

Como la deducción de la expresión 5.48 se realizó a partir de la 5.44, las unidades del caudal Q , del diámetro d y de la pendiente J , están dadas en m^3/h , mm y m/m , respectivamente.

Si se comparan las constantes numéricas de las expresiones 5.44 y 5.48, se puede deducir que el caudal de un dren lateral en el cual se asume que el flujo no es uniforme, tiene la siguiente relación:

$$Q_{NO\ UNIFORME} \approx 1.73Q_{UNIFORME}$$

5.6. DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS

La determinación de los diámetros de los drenes subterráneos que utilizan tuberías depende de la función del dren dentro del sistema de drenaje. Si el dren es un lateral o parcelario habrá que considerar el área a drenar y la recarga específica de dicha superficie; mientras que, si se tratara de un dren colector y éste es también una tubería, el diámetro dependerá básicamente del caudal de descarga de los drenes parcelarios.

Diámetros de los drenes laterales o parcelarios

Según lo indicado anteriormente, los drenes que evacúan las aguas desde las parcelas manejan flujos no uniformes debido al ingreso gradual del agua en el dren. La magnitud de estos volúmenes de agua depende del área de influencia de dicho dren (figura 5.14), es decir, del área a drenar por éste. Por lo tanto, el caudal máximo que se podrá transportar estará dado por la siguiente expresión:

$$Q = L \times L_D \times R_t \quad (5.49)$$

En la cual L es la distancia entre drenes, L_D es la longitud del dren y R_t representa a la descarga específica a la salida del dren. En condiciones de flujo permanente la descarga específica R_t es igual a la recarga R producto de la lluvia o del riego, es decir, $R_t = R$. Asimismo, el producto de $L \times L_D$ es el área A a drenar. En consecuencia, la fórmula 5.49 puede también expresarse como:

$$Q = A \times R \quad (5.50)$$

En 5.50, si el área se utiliza en m^2 y R en $mm/día$, el caudal Q estará dado en $L/día$. Para que esta expresión resulte en m^3/h habrá que replantearla en la siguiente forma:

$$Q = \frac{A \times R}{24000} \quad (5.51)$$

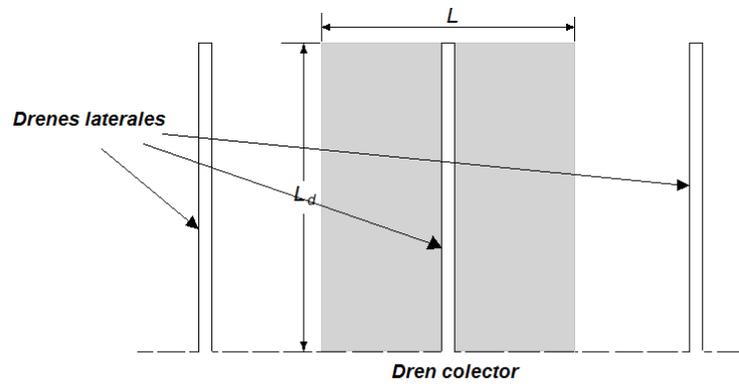


Figura 5.14 Área de influencia de un dren lateral.

Considerando el criterio de flujo no uniforme e igualando las expresiones 5.48 y 5.51, la fórmula para calcular el diámetro de los drenes laterales será la que se deduce a continuación:

$$\frac{A \times R}{24000} = \frac{1.943 \times 10^{-5} \times d^{8/3} \times J^{1/2}}{n}$$

$$d = \left(\frac{A \times R \times n}{0.4663 \times J^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (5.52)$$

En donde d es el diámetro de la tubería en mm , A es el área de influencia del dren o área a drenar en m^2 , R es la recarga ya sea por lluvia o por riego en $mm/día$, n es el coeficiente de rugosidad de Manning (tabla 5.6) y J es la pendiente en m/m .

Diámetros de los drenes colectores

Los drenes colectores, en el caso de tuberías, sólo cumplen con la función de conducción y por lo tanto se aplica el supuesto de flujo uniforme. El diseño de estos drenes generalmente se realiza en forma telescópica, iniciando desde el menor diámetro y aumentando éstos conforme el colector vaya recibiendo en su trayecto las descargas de los drenes laterales (parcelarios) (véase la figura 5.15). En consecuencia, el caudal que transportará la tubería, dependerá de las descargas que haya recibido el dren por parte de los laterales al inicio de ésta.

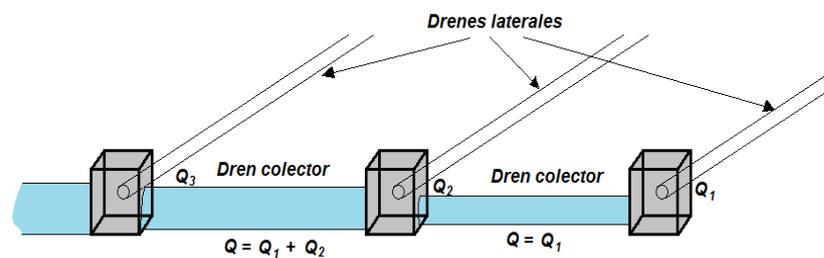


Figura 5.15 Esquema de los caudales transportados por los drenes colectores.

El diámetro de estas tuberías que funcionan como drenes colectores se deduce de la expresión 5.44 para flujo uniforme. Esto es:

$$d = \left(\frac{Q \times n}{1.122 \times 10^{-5} \times J^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (5.53)$$

En la cual la unidad para d viene dada en mm, mientras que Q y J igualmente tienen las unidades de m^3/h y m/m , respectivamente.

5.7. CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN EN LAS TUBERÍAS

Tanto las tuberías laterales como las tuberías colectoras están sujetas a pérdidas de sección debido al sedimento que se acumula en éstas, lo que con el transcurso del tiempo llegan al colapso de todo el sistema de drenaje; situación que es más acuciante en suelos sin estructura, especialmente los de formación aluvial. Para tratar de contrarrestar estos efectos negativos se deben considerar las siguientes alternativas:

1. Ajuste del diámetro.
2. Manejo de la pendiente adecuada.
3. Instalación de cámaras de observación.
4. Tipo de tubería.
5. Uso de la cubierta filtrante sobre el dren.

Ajuste del diámetro

Al momento de establecer los diámetros de diseño de las tuberías de drenaje subterráneo, debido al sedimento que se acumula en las mismas, requiere que sean ajustados considerando la pérdida de sección que se producirá cuando estén en operación. Bajo este argumento el ILRI de Holanda (1977) (Instituto de recuperación y mejoramiento de tierras) ha recomendado el ajuste de los diámetros de acuerdo a la función del dren mediante las siguientes relaciones:

Para drenes laterales	Para drenes colectores
$d_{aj} = 1.29d$	$d_{aj} = 1.15d$

Pendiente adecuada

La pendiente que deberá poseer el dren subterráneo dependerá del material de la tubería, del tipo de suelo, de la pendiente natural del suelo y hasta del diámetro del mismo dren. Si la tubería es de plástico, pendientes o velocidades relativamente altas pueden ser soportadas; pero drenes de hormigón, en donde el agua entra por los espacios dejados en las uniones de los tubos, una velocidad alta puede socavar la línea de drenes. El tipo de suelo es influyente básicamente sólo en las tuberías de hormigón y de barro, ya que si es de arcilla se podrá tener pendientes más fuertes; consideración que no es la misma si en el suelo la presencia de arenas es importante. La pendiente natural limita las longitudes de los drenes cuando ésta es reducida, pues se complica que las descargas terminen sobre el fondo de los drenes colectores. En la selección de los diámetros de los drenes subterráneos deberá considerarse que la pendiente tiene una relación inversa con éstos, pues diámetros menores (laterales) necesitan una mayor pendiente que los de mayor diámetro con el propósito de mantener en el tiempo la sección de los mismos.

La pendiente tiene una relación directa con la velocidad del flujo, la cual es fundamental en la movilización de limos y arcillas dentro de los drenes. En este sentido, la velocidad mínima para evitar la sedimentación puede estar entre 0.4 a 0.6 m/s, lo que induce a considerar una pendiente máxima de 0.1%. Considerando lo manifestado por el Servicio de Conservación de Suelos de EE. UU. (1959) (citado por Grassi, 1991), es recomendable el uso de pendientes entre 0.06 a 0.1% para drenes laterales y de 0.02 a 0.06% para drenes colectores.

Instalación de cámaras de observación

En las uniones de drenes laterales con drenes colectores es recomendable la instalación de cámaras de observación construidas en hormigón con el propósito de mantenimiento del sistema. A veces también cuando el dren es relativamente largo se deberá ubicar dichas cámaras en la línea de drenes. Básicamente permiten la limpieza de los drenes, además en algunos casos pueden diseñarse para que cumplan la función de desarenadores y en otros casos pueden evacuar las aguas superficiales (aunque esta no es función principal) cuando

se diseñan con la suficiente altura y filtro necesario, constituyéndose en este último caso en una cámara de filtración.

Tipo de tubería

Los tipos de tuberías que se utilizan en drenaje subterráneo se restringen a tres tipos de material: arcilla, hormigón y plástico. Los tubos de arcilla, también llamados de barro, se construyen en diámetros que van desde los 50 hasta los 250 mm; en una gama de longitudes desde los 30 hasta los 100 cm. Estos tubos generalmente no tienen perforaciones en sus paredes y el agua ingresa por las juntas de los tubos.

Los tubos de hormigón pueden construirse en diámetros nominales de 6, 8, 10, 12, 15 hasta 18 pulgadas; en longitudes que no van más allá de 1m. Estos drenes recogen el agua en forma similar como los drenes de arcilla a través de los espacios que se dejan entre las juntas de los tubos.

En la actualidad el uso de la arcilla y del hormigón para la construcción de drenes subterráneos agrícolas está quedando en desuso por los costos que demandan tanto en su instalación como en la construcción y mantenimiento de los mismos. En contraste con esta situación, actualmente las tuberías de plástico son las que mayor uso tienen en drenaje subterráneo. Entre las tuberías plásticas que se destacan en su uso están las corrugadas de PVC, con cuatro líneas de perforaciones continuas y con diámetros nominales de 110, 160 y 200 mm. Cuando se trata de tuberías de conducción, éstas no tienen perforaciones y tienen diámetros mayores a los 200 mm. Vale indicar en este punto la alternativa del uso de drenes rellenos de piedras y grava, cubiertos de materiales filtrantes, que se utilizan como una alternativa en sistemas de drenaje para campos deportivos.

Cubierta filtrante de los drenes subterráneos

Otra alternativa (en realidad es una necesidad) para evitar la sedimentación en los drenes entubados es el uso de materiales filtrantes colocados alrededor de los drenes. Además, esta cubierta permite ampliar virtualmente el diámetro de la tubería, aumentando la permeabilidad en las proximidades y disminuyendo la resistencia de entrada del agua al dren. Entre los materiales utilizados como cubiertas protectoras de las tuberías están los de origen mineral, los de origen orgánico y las fibras sintéticas.

El material mineral filtrante corresponde a las arenas gruesas y la grava fina, las mismas que cubren una capa de unos 10 cm de espesor alrededor del dren. Entre los materiales filtrantes de origen orgánico están el aserrín, la fibra de coco y la cascarilla de arroz; cuya mayor desventaja de estos materiales es la relativamente rápida descomposición por la actividad microbiana, especialmente la fibra de coco, lo que podría ocasionar un taponamiento parcial o total de los drenes. Entre los materiales protectores de origen sintético están el poliéster o el polipropileno (llamados como geotextil), cuyo tamaño de poro para fines de drenaje deben estar arriba de los 90 micrómetros. En la figura 5.16 se hace una referencia a los revestimientos indicados para las tuberías de drenaje subterráneo.

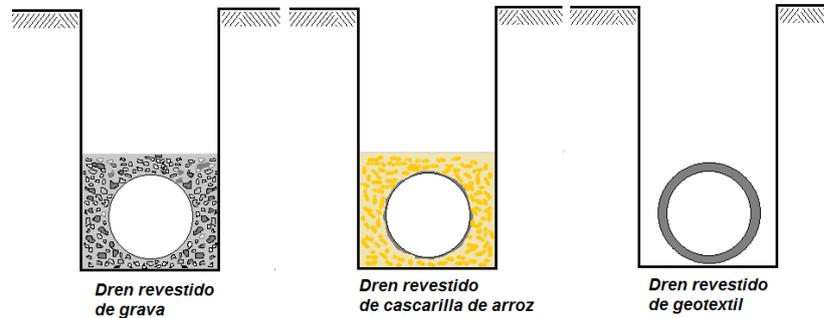


Figura 5.16 Drenes con distintos tipos de revestimiento.

5.8. PROFUNDIDAD DE LOS DRENES

Los factores que definen la profundidad a la que se deben colocar los drenes, o la profundidad de la base de un canal en el caso de drenes abiertos, son la profundidad efectiva de las raíces de los cultivos, la textura del suelo y la carga hidráulica a la mitad de la distancia entre drenes. En términos de una expresión algebraica y según la figura 3.9, la profundidad del dren (P_D) viene dada por:

$$P_D = P_f + h + r = P_R + h_{cap} + h + r \quad (5.54)$$

En la expresión 5.54, P_f hace referencia a la profundidad del nivel freático de diseño establecida mediante la suma entre la profundidad radicular P_R y la altura del agua adicional producida por efecto capilar h_{cap} , h es la carga hidráulica sobre los drenes en el punto medio de éstos y r es el radio de la tubería. El primer término puede establecerse por prácticas de campo o recurriendo a referencias que existen sobre la profundidad efectiva del sistema radicular, tal como los valores orientativos que se detallan en la tabla 3.1; mientras que el efecto capilar, sin apreciable error, podrá tenerse en cuenta si a la profundidad radicular efectiva se le aumenta un 20% en el caso para suelos de texturas con tendencia arenosa y un 40% en suelos de textura arcillosa. El radio r de la tubería puede definirse mediante su diseño hidráulico.

Para determinar la carga h entre los drenes recurrimos a lo planteado a través de las expresiones 5.1 y 5.2, además de la figura 5.2. Igualando las expresiones mencionadas e integrándolas entre los límites $X = 0$ y $X = L/2$ (punto en donde h es máximo), y $Y = 0$ y $Y = h$, el proceso y expresión final es lo que se detalla a continuación:

$$\frac{Q}{L} \int_{X=0}^{X=L/2} \left(\frac{L}{2} - X \right) dx = K \int_{Y=0}^{Y=h} (D + Y) dy$$

$$\frac{Q}{L} \left(\frac{L^2}{4} - \frac{L^2}{8} \right) = K \left(Dh + \frac{h^2}{2} \right)$$

$$\frac{QL}{8} = KDh + \frac{Kh^2}{2} \quad (5.55)$$

Como ya se ha manifestado anteriormente, en condiciones de flujo permanente la recarga coincide con la descarga, en consecuencia se tiene que $Q = RL$. Esta consideración permite modificar la expresión 5.55 a la siguiente forma:

$$\frac{Kh^2}{2} + KDh - \frac{RL^2}{8} = 0 \quad (5.56)$$

La expresión 5.56 es una función cuadrática cuya resolución puede realizarse mediante la expresión 5.23, seleccionando la respuesta positiva de h y considerando lo siguiente:

$$A = \frac{K}{2} \quad B = KD \quad C = \frac{RL^2}{8}$$

Ejemplo de aplicación sobre el cálculo de la profundidad de drenes subterráneos

Considerando la información que se indica a continuación, ¿cuál deberá ser la profundidad a la que se deben instalarse los drenes subterráneos si el cultivo a desarrollar es caña de azúcar?

$K = 1.15 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica.
$R = 10.0 \text{ mm/día} = 0.010 \text{ m/día}$	Recarga
$D = 6.2 \text{ m}$	Profundidad a la capa impermeable desde la línea de drenes (considerando la mitad del diámetro de la tubería).
$r = 0.10 \text{ m}$	Radio de la tubería
$L = 32.0 \text{ m}$	Distancia calculada entre los drenes
$P_R = 70 \text{ cm} = 0.70 \text{ m}$	Profundidad radicular del cultivo.

Cálculo de la carga hidráulica h a la mitad entre los drenes

Los parámetros para aplicar la expresión 5.56, son:

$$A = \frac{1.15}{2} = 0.58 \quad B = 1.15 \times 6.2 = 7.13 \quad C = \frac{0.010 \times 32.0^2}{8} = 1.28$$

La carga h , por analogía de la expresión 5.23, es:

$$h = \frac{-7.13 \mp \sqrt{7.13^2 - 4 \times 0.58 \times (-1.28)}}{2 \times 0.58}$$

Considerando la respuesta positiva, la carga h es:

$$h = 0.18 \text{ m}$$

Por otro lado, considerando un suelo de textura arcillosa, la altura debido al efecto capilar es:

$$h_{cap} = 0.20P_R = 0.20 \times 0.70 = 0.14 \text{ m}$$

Finalmente, la profundidad a la que deberán ubicarse los drenes es:

$$P_D = 0.70 + 0.14 + 0.18 + 0.10 = 1.12 \text{ m}$$

5.9. DREN TOPO

Una alternativa adicional referente al drenaje subterráneo es la construcción de galerías en el suelo con el propósito de evacuar los excesos internos de agua. A estos tipos de drenes se los conoce como drenes topo, los cuales consisten en realizar con maquinaria perforaciones horizontales en el suelo. Estas perforaciones no tienen revestimiento y se realizan en suelos altamente arcillosos, con distancias entre ellos que no van más allá de 5 m y a profundidades de 50 a 60 cm. Para mantener el dren al final se colocan tramos de tubería que descargan en los drenes colectores. En la figura 5.17 se indica un esquema de este tipo de dren subterráneo.

Esta clase de drenes cumplen parcialmente con la función de drenar agua superficial y subterránea, de allí que se consideren como una alternativa intermedia entre el drenaje superficial y el subsuperficial. Su desventaja más limitante en el uso de esta alternativa es el reducido tiempo de vida útil que tienen estas clases de drenes.

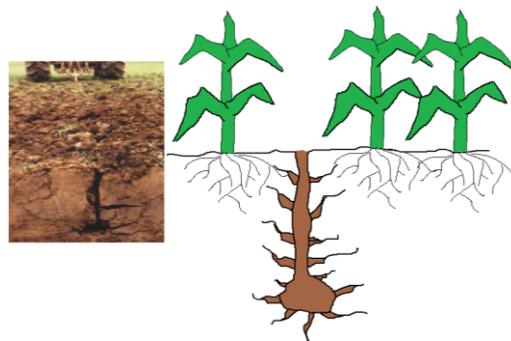


Figura 5.17 Esquema de un dren topo.

“La mayor señal del éxito de un profesor es poder decir: ahora los niños trabajan como si yo no existiera”

María Montessori

CAPÍTULO VI

DISEÑO DE DRENAJE SUPERFICIAL

En zonas en donde las lluvias son intensas y continuas, el suelo no alcanza a evacuar por infiltración los excesos de agua, esto unido a terrenos con escasa pendiente y baja permeabilidad, crean un problema de acumulación hídrica sobre la superficie del suelo. Para contrarrestar esta condición que produce ambientes adversos en la rizósfera de los cultivos (con relativa excepción para el arroz) se requiere que los excesos de agua sean evacuados, para cuyo propósito se emplean una serie de canales abiertos que cumplen con dicha función. Es así como aparece el drenaje superficial como tal, definido como el desalojo del agua acumulada sobre la superficie del suelo con la intención de darle aireación al sistema radicular de las plantas y, por lo tanto, evitar las pérdidas de las cosechas. De allí que el presente capítulo exponga sobre los componentes básicos del diseño de drenaje superficial, y su interrelación, que al final define los parámetros de funcionalidad de las obras.

6.1. COMPONENTES DEL DISEÑO DE DRENAJE SUPERFICIAL

De manera análoga a los elementos que deben considerarse en el delineamiento de un sistema de drenaje subterráneo, para poder diseñar un sistema de drenaje superficial es preciso tener en cuenta varios factores que son fundamentales a la hora de establecer cada uno de los parámetros del mismo. Estos factores están agrupados en tres componentes de diseño que no actúan de forma independiente sino relacionados y que bajo esa concepción deben ser analizados. Dichos componentes son los siguientes:

1. Componente agronómico
2. Componente hidrológico
3. Componente hidráulico

6.2. COMPONENTE AGRONÓMICO: TIEMPO DE DRENAJE DE LOS CULTIVOS

Dentro del diseño de un sistema de drenaje superficial agrícola, el componente agronómico se refiere básicamente a la resistencia temporal que presenta un cultivo a estar sometido en un ambiente inundado sin que su rendimiento se reduzca significativamente. A este lapso se lo define como TIEMPO DE DRENAJE (T_d).

En la ocurrencia de la lluvia, ésta inicialmente se destina a llenar la porosidad del suelo. Con la continuidad de la lluvia el suelo ya no soporta una determinada intensidad debido a que la infiltración está en el límite mínimo, situación que es un indicador de que el suelo ha llegado a la infiltración básica y es cuando aparece la escorrentía superficial (inundación).

Prácticamente todos los cultivos requieren un nivel mínimo de aireación en los suelos para que los rendimientos de los mismos no se afecten sustancialmente. En esta consideración, se ha establecido que es necesario alrededor de un 10% de aireación como límite a partir del cual la reducción productiva de un cultivo no se ve mermada de manera importante. Esta magnitud de aireación en el suelo depende de la textura y estructura del mismo, y comprende un tiempo que se inicia desde que la inundación desaparece. En la tabla 6.1 se describen referencialmente para diferentes texturas los tiempos para que los suelos alcancen 8, 10 y 15% de aireación.

La suma entre el tiempo que dura la inundación (cuando el agua es visible sobre la superficie del suelo) y el tiempo para que el suelo tenga un 10% de aireación se conoce como el tiempo total de exceso de agua. Las obras de drenaje, como es deducible, sólo permiten reducir el tiempo de inundación, ya que por la sistematización del suelo se acelera el proceso de escorrentía; mientras que el tiempo para que el suelo logre un 10% de aireación es función exclusiva de su textura y estructura. La expresión matemática que define esta relación es la siguiente:

$$T_d = T_E - T_{10} \quad (6.1)$$

Donde T_d es el tiempo de drenaje (h), T_E es el tiempo total de exceso de agua (h) y T_{10} es el tiempo para que el suelo llegue al 10% de aireación desde que cesa la inundación (h). En la figura 6.1 se detallan gráficamente las disminuciones aproximadas del rendimiento de algunos cultivos debido a la duración del exceso total de agua, desde la cual pueden obtenerse los valores de T_E . Los valores de T_{10} pueden seleccionarse de la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Tiempo (h) para lograr diferentes contenidos de aire de acuerdo a la clase textural del suelo.

Textura	Porosidad (%) a las 24 h	Tiempos (h) para 8% de aireación	Tiempos (h) para 10% de aireación	Tiempos (h) para 15% de aireación
Arena	37.5	1.3	2.0	4.1
Arena fina	27.4	2.0	3.0	6.9
Franco arenoso	13.3	6.3	10.8	29.8
Franco	10.7	11.2	20.2	61.3
Franco limoso	8.5	19.3	36.7	122.2
Franco arcillo arenoso	11.0	10.2	18.4	55.0
Franco arcilloso	11.4	9.5	16.9	49.9
Franco arcillo limoso	8.8	18.4	34.9	115.4
Arcillo arenoso	16.5	4.4	7.3	19.0
Arcillo limoso	9.3	16.0	29.9	96.3
Arcilloso	7.3	31.9	63.6	230.8

Fuente: Rojas, 1976.

El tiempo de drenaje de los cultivos corresponde a un tiempo de inundación en donde se considera cierto nivel permisible de afectación productiva de mínima importancia. Por consiguiente, el sistema de drenaje deberá tener la capacidad para desalojar los excesos de agua en un tiempo máximo que se corresponde con el tiempo de drenaje, de tal forma que se pueda mantener cierto nivel de daño seleccionado. Bajo este argumento se dimensionan las obras de drenaje agrícola superficial, teniendo en cuenta que la duración de la lluvia de diseño debe ser igual al tiempo de drenaje del cultivo.

Asimismo, el tiempo total de exceso de agua T_E también puede establecerse mediante la siguiente expresión:

$$T_E = C_C \times M^{0.46} \quad (6.2)$$

Donde T_E está dado en horas; C_C es un coeficiente que depende del cultivo, algunos de los cuales se detallan en la tabla 6.2 para algunas especies; y M es la merma porcentual del rendimiento, asumiéndose para diseño $M = 10\%$.

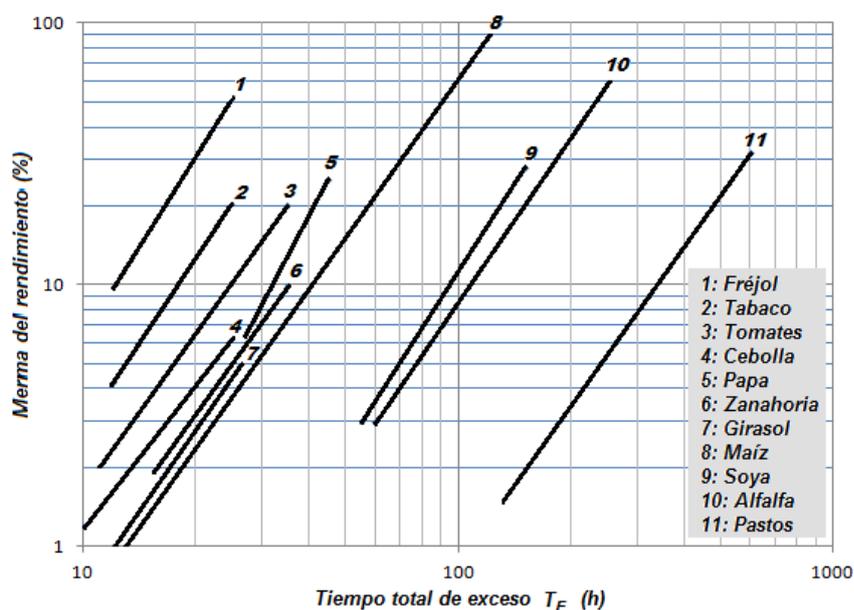


Figura 6.1 Mermas aproximadas (%) del rendimiento de algunos cultivos de acuerdo al tiempo total de exceso de lluvia (Rojas, 1976).

El tiempo de drenaje de cualquier cultivo constituye una variable dependiente de varios factores que hacen que los datos que se tienen de referencia sólo ofrecen una idea aproximada del valor, no obstante, pueden ser elegidos para el diseño teniendo a la mano información que respalde el valor que hemos seleccionado. Al respecto, en forma general, según Rojas (1976), los tiempos de drenaje referenciales para tres grupos de especies se indican en la tabla 6.3.

Al igual que en el distanciamiento de drenes, sobre el tiempo de drenaje de los cultivos existe una incipiente información que se haya obtenido experimentalmente tanto a nivel internacional como local. Los pocos datos que existen tienen origen en otras latitudes y la mayoría con muchos años de vigencia. Sin embargo, un trabajo experimental de tesis de grado llevado a cabo en una zona semi-húmeda del Ecuador, dirigido por el autor y reportado por Cevallos (2015), indica que el rendimiento del fréjol se reduce aproximadamente un 25% cuando el cultivo sufre una inundación por 24 horas durante la etapa de floración; mientras que si esta inundación se produce en la fructificación, la reducción es de un 40% durante el mismo lapso de tiempo. Por consiguiente, un tiempo de drenaje máximo de unas 6 horas sería más o menos adecuado para esta especie en estas etapas críticas del cultivo.

Otro resultado experimental, también dirigido por el autor y difundido por Solís (2016), reporta que el cultivo de maíz, sembrado en una zona del litoral ecuatoriano, puede sufrir una reducción en su rendimiento de un 11% cuando se somete a una inundación en la etapa

de floración durante 24 horas; de allí que aproximadamente éste sea el tiempo máximo de drenaje para este cereal.

Tabla 6.2 Valores del coeficiente de cultivo C_C para estimar el tiempo total de exceso de agua.

Cultivo	Coeficiente de cultivo para obtener $T_E (C_C)$
Alfalfa	36.25
Algodón	13.93
Cebolla	9.80
Garbanzo	24.77
Fréjol	3.74
Maíz	12.90
Girasol	12.26
Pastos	125.52
Soya	33.02
Sorgo	12.51
Tabaco	5.93
Papa	10.32
Tomate	8.00
Zanahoria	11.48
Arveja	11.35

Fuente: Rojas, 1976.

Tabla 6.3 Tiempos de drenaje para varios grupos de cultivos en general.

Cultivos	Tiempos de drenaje (h)
Hortalizas y cultivos delicados	6 – 8
Cultivos anuales	12 – 24
Pastos	48 - 72

Fuente: Rojas, 1976.

6.3. COMPONENTE HIDROLÓGICO: RELACIÓN LLUVIA - ESCORRENTÍA

El componente hidrológico dentro del diseño de los sistemas de drenaje superficial hace mención fundamentalmente a la relación lluvia – escorrentía, dejando en un segundo plano al movimiento del agua subterránea por ser relativamente lento dado que su influencia en los caudales totales que se deben evacuar es insignificante. La escorrentía, que es el exceso

de agua a drenar en los sistemas superficiales, proviene de la lluvia como una parte de ella; pues los otros elementos que también deben descontarse de esta última corresponden a las fracciones que representan a la evapotranspiración de los cultivos y a la infiltración en el suelo, los cuales son regulados por la relación suelo – cobertura (Rojas, 1976). Este esquema se indica mediante la figura 6.2, en donde la única entrada de agua es la lluvia.

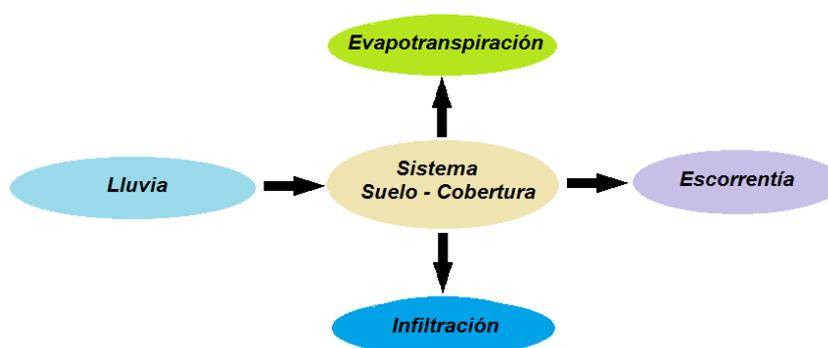


Figura 6.2 Esquema de la distribución de la lluvia en el suelo.

Lluvia de diseño

En el diseño de los sistemas de drenaje, la estimación de la escorrentía se establece a partir de una precipitación que se conoce como *lluvia de diseño*. Esta precipitación es la que define el tamaño de las obras de drenaje y su magnitud va a depender de la información histórica de los registros de lluvias máximas en distintas duraciones, del tiempo de drenaje de los cultivos y del periodo de retorno con que se espera la ocurrencia de eventos de precipitación que sean iguales o mayores a la lluvia de diseño establecida.

Debido a las características fito-genéticas de los cultivos, éstos pueden tolerar cierto tiempo bajo inundación sin afectaciones importantes, de allí que a esta duración se la haya definido como tiempo de drenaje. Si se toma en cuenta este aspecto y el hecho de que el suelo realiza la retención de una parte de la lluvia, en el diseño de los sistemas de drenaje agrícola no se requiere conocer la intensidad máxima de esta lluvia sino la escorrentía total generada por ésta durante un determinado lapso de tiempo. Esta situación es distinta para los sistemas de drenaje urbano, en los cuales interesan las intensidades máximas de lluvia, de tal forma que los drenes tengan la suficiente capacidad para evacuar los excesos de manera inmediata dentro de las ciudades.

El periodo o tiempo de retorno¹³ es la frecuencia con que se espera que cualquier lluvia iguale o rebase a la lluvia de diseño. En otras palabras, el tiempo de retorno es la

¹³ En otras palabras, el periodo de retorno hace mención al tiempo promedio en años que debe transcurrir para que una precipitación cualquiera sea igual o mayor a la lluvia de diseño (o a cualquier lluvia previamente

probabilidad inversa de que alguna lluvia exceda a la lluvia de diseño y haga colapsar cualquier obra hidráulica en la que se incluyen las de drenaje agrícola. Tiempos de retorno grandes disminuyen los riesgos de falla y dan mayor seguridad a las obras, pero los costos de la infraestructura son más altos; mientras que pequeños periodos de retorno, si bien producen costos de construcción menores, presentan un alto riesgo para que el sistema colapse.

La selección de un determinado tiempo de retorno requiere de la experiencia y del análisis en cuanto a pérdidas económicas y/o humanas por parte del diseñador, de tal forma que se establezca una adecuada probabilidad de que un evento extremo supere la capacidad de la obra hidráulica. Para el drenaje agrícola, en donde las pérdidas por inundación son netamente agroeconómicas, no se requiere de grandes tiempos de retorno que pudieran hacer inviables las obras de drenaje; ya que mientras mayor seguridad busquemos con tiempos de retorno relativamente altos, los costos y la pérdida de área de cultivo se hacen mayores. A este respecto, el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos recomienda periodos de retorno de 5 a 10 años en este tipo de obras.

La lluvia de diseño se obtiene a partir de la curva profundidad – duración - frecuencia (PDF); siendo esto diferente al requerimiento en drenaje urbano, en donde se utilizan las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF). Las curvas PDF se pueden obtener utilizando la distribución de probabilidad de Gumbel, de forma gráfica o en forma analítica. En el método gráfico se utiliza un papel con escala de la distribución de Gumbel, tal como el que se indica en la figura 6.3. Generalmente en este papel el eje de las abscisas viene dado en esta escala, en donde se ubica la probabilidad de no excedencia de cada una de las lluvias analizadas; mientras que en el eje de las ordenadas se ubican los datos de lluvia en escala aritmética. Debido a que cada intensidad de lluvia se grafica de acuerdo a su tiempo de duración, los valores para elaborar las curvas PDF se obtienen directamente en este papel.

En este texto se describe el método analítico para la obtención de las curvas PDF. Para ello se utiliza la función de probabilidad dada por Gumbel para valores extremos que se expone a continuación:

$$P_{(Y < Y_T)} = e^{-e^{-\frac{Y-\beta}{\alpha}}} \quad (6.3)$$

En donde los parámetros α y β se calculan de la siguiente forma:

establecida) de una obra con cierto nivel de probabilidad. En este contexto, cuando se dice que una lluvia de diseño de 150 mm durante 24 horas tiene un periodo de retorno de 10 años, lo que se está afirmando es que debemos esperar en promedio un tiempo de 10 años para que ocurra una lluvia que sea igual o mayor a 150 mm. Para el cálculo, en el caso del drenaje agrícola, se utilizan los acumulados máximos anuales de lluvia para distintas duraciones (12, 24, 36 o más horas), a partir de las cuales se elaboran las curvas profundidad – duración frecuencia (PDF). Dado que tiene una relación inversa con la probabilidad de ocurrencia de los eventos de precipitación (o de avenidas en el caso de los ríos), es deducible que lluvias fuertes ocurran con menor probabilidad o con un mayor tiempo de retorno; de allí que en la selección de este periodo tenga una gran influencia el aspecto económico, pues precipitaciones más voluminosas demandarán obras hidráulicas más grandes.

$$\alpha = \frac{S \times \sqrt{6}}{\pi} \quad \beta = \bar{Y} - 0.5772\alpha$$

Siendo S y \bar{Y} la desviación estándar y el promedio de los datos, respectivamente.

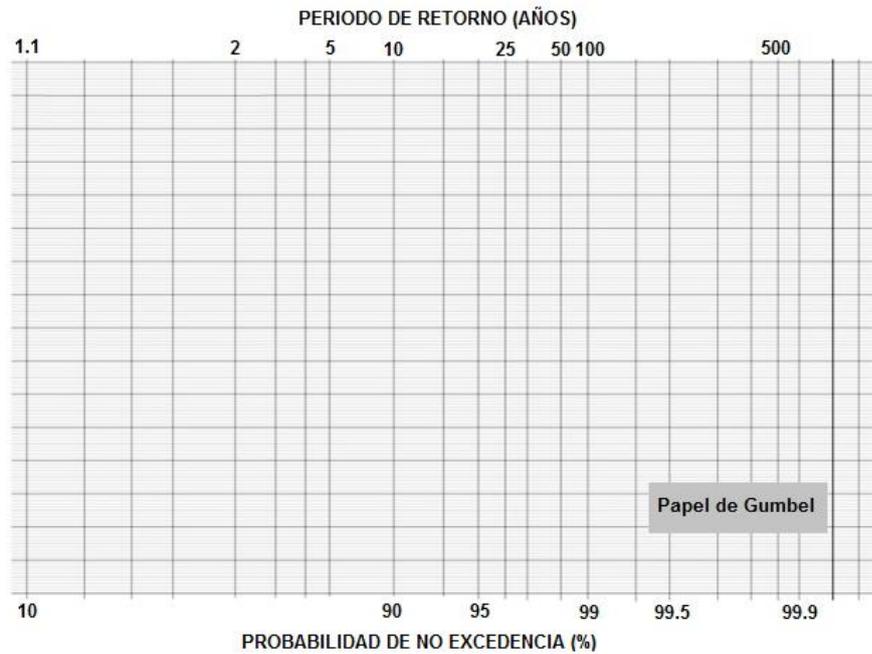


Figura 6.3 Papel de probabilidad de Gumbel para análisis de eventos extremos.

El último exponente de la expresión 6.3 puede plantearse como una variable reducida en la forma siguiente:

$$X = \frac{Y - \beta}{\alpha} \quad (6.4)$$

Al remplazar esta expresión reducida en 6.3 y realizando el correspondiente despeje, se tiene lo siguiente:

$$P_{(Y < Y_T)} = e^{-e^{-X}} \quad (6.5)$$

$$e^{e^{-X}} = \frac{1}{P_{(Y < Y_T)}}$$

$$\ln(e^{e^{-x}}) = \ln\left(\frac{1}{P_{(Y < Y_T)}}\right)$$

$$X = -\ln\left[\ln\left(\frac{1}{P_{(Y < Y_T)}}\right)\right] \quad (6.6)$$

Asimismo, según la relación del tiempo de retorno T , se conoce que:

$$\frac{1}{T} = P_{(Y \geq Y_T)} = 1 - P_{(Y < Y_T)} \quad (6.7)$$

Desde la expresión 6.7, la probabilidad de no excedencia $P_{(Y < Y_T)}$ podrá establecerse por:

$$P_{(Y < Y_T)} = \frac{T - 1}{T} \quad (6.8)$$

Si se sustituyendo la expresión 6.8 en 6.6, se modifica esta última a la siguiente forma:

$$X = -\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T - 1}\right)\right] \quad (6.9)$$

Por otro lado, desde la expresión 6.4 se conoce que:

$$Y = \beta + \alpha X \quad (6.10)$$

Finalmente, al remplazar la expresión 6.9 en 6.10 se podrá calcular la lluvia máxima de acuerdo a la función de probabilidad de Gumbel y al tiempo de retorno mediante la siguiente fórmula:

$$Y = \beta - \alpha \times \ln\left[\ln\left(\frac{T}{T - 1}\right)\right] \quad (6.11)$$

Donde Y es la profundidad máxima de lluvia para un determinado tiempo de retorno T dado en años.

La aplicación del método analítico básicamente comprende una serie de pasos que pueden resultar tediosos, pero no complejos. Incluso habrá que verificarse el ajuste a la distribución teórica de Gumbel. Este proceso de cálculo se lleva a cabo mediante los siguientes cinco pasos:

1. Deben ordenarse los datos de forma decreciente.
2. Debe calcularse la probabilidad de ocurrencia de eventos menores para cada dato de precipitación, es decir, la distribución empírica de no excedencia. Para ello puede utilizarse la expresión propuesta por Weibull:

$$P_{(Y < Y_T)} = 1 - \frac{n}{N + 1}$$

En donde n es el número correspondiente del dato ordenado y N es el total de los datos (muestra).

3. Se debe calcular la distribución teórica de los datos mediante la función de probabilidad de Gumbel, aplicando la expresión 6.3.
4. Debe realizarse la prueba de bondad del ajuste, esto es, comprobar si la función de probabilidad de Gumbel es la adecuada para representar al conjunto de datos. Más que un requisito este paso es complementario al proceso de cálculo, ya que el método de Gumbel es el que más se lo utiliza para análisis de lluvias extremas y rara vez reporta una falta de ajuste. Esta comprobación del ajuste podrá realizarse mediante el test estadístico de Smirnov – Kolmogorov (SK), en donde la aceptación se realizará siempre que la diferencia probabilística absoluta $\Delta_{m\acute{a}x}$ entre la distribución teórica y la empírica sea igual o menor que el estadístico de prueba de SK (Δ_{SK}). Esto quiere decir que, para aceptar el ajuste es preciso que $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{SK}$. En la tabla 6.4 se detallan los valores críticos de SK para distintos niveles de significancia α que pueden utilizarse para verificación del ajuste de la función de probabilidad de Gumbel.
5. Una vez comprobado el ajuste se podrá calcular la lluvia máxima para cada duración y para cada tiempo de retorno mediante la expresión 6.11.

Tabla 6.4 Valores críticos Δ_{SK} de Smirnov – Kolmogorov para ajuste de datos a distintos niveles de significancia α .

N	α			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N>50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Fuente: Trezza, s.f.

Con las profundidades de lluvias máximas obtenidas en el paso 5 y las distintas duraciones que se consideran en la medición de los acumulados de lluvia para un mismo tiempo de retorno, se podrá obtener de manera gráfica la curva PDF, o también más directamente, el

modelo matemático que represente a dicha curva. Tanto la gráfica como el modelo de regresión más ajustado pueden obtenerse mediante una hoja de cálculo de Excel.

La escorrentía

Se llama escorrentía a la parte de la lluvia que no infiltra en el suelo y queda expuesta superficialmente, ocasionando lo que es la inundación. En otras palabras, la escorrentía es la lluvia efectiva que inunda una determinada área. Este término en el riego de cultivos puede crear cierta confusión, ya que en este caso la lluvia efectiva corresponde a la parte de la precipitación total que infiltra y queda a disposición de las plantas (en la rizósfera). También a la escorrentía suele llamársele lluvia neta o lluvia en exceso; no obstante, en este texto sólo se hará mención a la escorrentía como se la ha definido inicialmente.

La magnitud de la escorrentía, una vez que la lluvia cae sobre la superficie, depende básicamente de tres factores que son necesarios considerarlos al momento de diseñar las obras de drenaje. Estos factores son: el tipo de suelo, la cobertura y la humedad previa existente. Con una misma lluvia, en suelos de tendencia arenosa podría no existir escorrentía, mientras que en suelos arcillosos dicha escorrentía puede ser relativamente importante. Suelos agrícolas cubiertos de rastrojos y de malezas producirán menor escorrentía que un suelo sin cobertura. Asimismo, suelos con una alta humedad al momento del aguacero producirán una mayor escorrentía que un suelo que contenga menor humedad.

Entre los métodos para calcular la escorrentía, dos alternativas sencillas y relativamente aceptables son: el método del balance hídrico y el método del número de curva. En ambos métodos se requiere la lluvia de diseño y la capacidad de infiltración de los suelos.

Método del balance hídrico

La escorrentía deducida a partir de un balance hídrico es la diferencia entre la lluvia que llega al suelo y la parte de ésta que se infiltra y es transformada a vapor en la evapotranspiración de las plantas. Esto es justamente lo que indica la figura 6.2, en donde la única entrada es la lluvia y las pérdidas corresponden a los dos procesos que se han mencionado. En consecuencia, la escorrentía, según el método del balance hídrico, puede obtenerse mediante la siguiente diferencia:

$$E = P - I_T - E_T \quad (6.12)$$

Donde E es la escorrentía, P es la lluvia de diseño, I_T es la infiltración total o acumulada durante el tiempo de drenaje T_d y E_T es la evapotranspiración que se produce durante dicho tiempo de drenaje. En términos prácticos la evapotranspiración no es considerada en la deducción de la escorrentía, ya que ésta representa apenas unos escasos milímetros de agua que se evaporan y que bien pueden ser ignorados. Por lo tanto, considerando que $E_T = 0$, la expresión 6.12 se reduce a:

$$E = P - I_T \quad (6.13)$$

Si se toma en cuenta la expresión 2.17 que representa a la infiltración total, considerando una duración equivalente al tiempo de drenaje de un cultivo determinado, la fórmula 6.13 puede replantearse en la siguiente forma:

$$E = P - A \times T_d^B \quad (6.14)$$

Siendo A y B los parámetros de ajuste regresional explicados anteriormente.

De acuerdo a lo indicado en el capítulo 2, la infiltración puede obtenerse mediante el método del doble anillo; sin embargo, dada las condiciones de esta metodología que desde el inicio aplica una carga a la entrada de agua, sería recomendable la utilización de simuladores de lluvia que permitan obtener datos de mayor cercanía a los producidos por esta última.

En esta parte es importante tener en cuenta que, bajo las condiciones de diseño de los sistemas de drenaje superficial, la infiltración total es aquella que se considera desde que el suelo está en su capacidad de campo (H_{CC}), ya que en este punto este último retiene la humedad con el máximo potencial mátrico en contra de las fuerzas de gravedad, mientras que los excesos están a merced de las fuerzas gravitatorias. Es decir, toda el agua que se infiltra después de que el suelo llegó a su contenido de H_{CC} se convierte en agua infiltrada de percolación (o más sencillamente percolación) y es lo que aquí se ha definido como infiltración total (nótese que la diferencia entre toda la infiltración y el contenido de H_{CC} es la recarga de un acuífero, según la expresión 3.8). Como es deducible, esta infiltración total se corresponderá con el acumulado de la infiltración básica del suelo ocurrido durante un periodo que será equivalente al tiempo de drenaje del cultivo de interés dentro del proyecto. Sin embargo, dada la complejidad que podría involucrar la cuantificación de la cantidad de agua infiltrada que formaría parte o la totalidad de la H_{CC} en un suelo determinado, además de que en la mayoría de situaciones es una cantidad insignificante comparada con la precipitación de diseño, en los cálculos no se toma en cuenta y se usa como I_T toda el agua infiltrada sin distinción alguna.

Método del número de curva

Este es un método desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS – EE. UU., 1972)¹⁴, motivo por el cual también se lo define como método SCS para abstracciones. Es una alternativa que utiliza las profundidades de lluvia, pasando a un segundo plano las intensidades de las mismas y que además con la inclusión de ciertos parámetros de las cuencas (área, humedad antecedente, uso de suelo, etc.), permite estimar la escorrentía total (Chow, Maidment & Mays, 1994). Es un método muy utilizado en drenaje superficial de áreas agrícolas.

Este método fue desarrollado utilizando información de un gran número de cuencas experimentales, por ello se constituye en una técnica básicamente empírica.

¹⁴ Actualmente conocido como Servicio de Conservación de Recursos Naturales NRCS (por sus siglas en inglés).

La hipótesis del método explica que, desde que se hace evidente la escorrentía sobre la superficie del suelo, la proporción de la infiltración respecto de la capacidad máxima del suelo es igual a la proporción de lluvia que se convierte en escorrentía, pero sin considerar la infiltración inicial que ocurre desde que se produce la lluvia hasta que aparece dicha escorrentía. En términos matemáticos, este supuesto se expresa de la siguiente forma:

$$\frac{I_n}{S} = \frac{E}{P - I_o} \quad (6.15)$$

En donde I_n es la infiltración continuada que se produce después de que inicia la escorrentía, indicada en el esquema de la figura 6.4; S es la infiltración o retención potencial máxima de un determinado tipo de suelo (no confundir con la porosidad drenable y la profundidad desde fondo del pozo hasta la capa impermeable en los métodos de conductividad hidráulica que en este texto utilizan el mismo símbolo). La relación entre estos dos parámetros (I_n/S) define la proporción de infiltración. Asimismo, E es la escorrentía o exceso de precipitación y P es la lluvia total o de diseño que se utiliza al momento de proyectar las obras de drenaje. Según la figura 6.4, se indica que la lluvia de diseño una vez en el suelo, se distribuye entre la infiltración o retención inicial I_o (cantidad de agua infiltrada, producto de la lluvia, hasta el comienzo de la escorrentía o encharcamiento), la escorrentía máxima o potencial dada por la diferencia $P - I_o$ y la escorrentía total E .

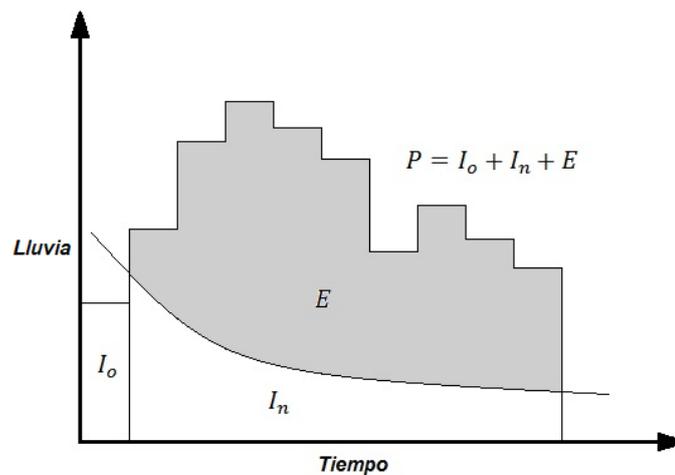


Figura 6.4 Esquema de la distribución de la lluvia en el suelo (Basado en la publicación de Chow, *et al.*, 1994).

De acuerdo a lo indicado en la figura 6.4, la lluvia P está constituida por:

$$P = I_o + I_n + E \quad (6.16)$$

Desde donde la infiltración continuada es:

$$I_n = P - I_o - E \quad (6.17)$$

Si se reemplaza la expresión 6.17 en la hipótesis del método (expresión 6.15), se tendrá la nueva expresión siguiente:

$$\frac{P - I_o - E}{S} = \frac{E}{P - I_o} \quad (6.18)$$

Realizando el respectivo despeje, la escorrentía puede establecerse mediante la relación siguiente:

$$E = \frac{(P - I_o)^2}{P + S - I_o} \quad (6.19)$$

Los autores del método, después de estudiar muchas cuencas, dedujeron que la infiltración inicial era equivalente a más o menos el 20% de la infiltración potencial, es decir: $I_o = 0.2 S$. Teniendo en cuenta esta relación, la expresión 6.19 puede replantearse en la forma siguiente:

$$E = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad (6.20)$$

La expresión 6.20 es la que comúnmente se utiliza para estimar la escorrentía bajo el método del número de curva. En esta fórmula, P (lluvia total o de diseño) y S (Infiltración potencial) deben tener las mismas unidades: mm, cm ó pulgadas. Por lo consiguiente, E (Escorrentía) tiene las mismas unidades de P y S .

Infiltración potencial (S)

Asimismo, los autores del método, realizando gráficas de P contra E de muchas cuencas, determinaron una serie de curvas que luego las estandarizaron bajo el nombre de NÚMERO DE CURVA (CN) con lo cual se identifica al método. Estos CN están comprendidos entre 0 y 100, siendo $CN = 100$ para superficies impermeables y $CN < 100$ para superficies naturales.

Como el valor de CN depende de factores edáficos (tipo hidrológico de suelos), del uso de la tierra (lo que existe sobre la superficie) y de la condición de humedad antecedente (humedad antes de la lluvia), el SCS planteó la siguiente expresión que permite estimar S en función de CN :

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (6.21)$$

En donde S está dada en pulgadas. La opción para unidades métricas (mm) de S es:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (6.22)$$

El SCS tabuló los valores del número de curva CN , tal como los que se indican en la tabla 6.5. Para seleccionar un valor desde esta tabla se requiere la consideración de tres factores de importancia en la magnitud de la escorrentía, los cuales son: 1) la cobertura que hay sobre el suelo (cultivos o cemento), 2) el grupo hidrológico al que pertenece el suelo (influencia de la textura) y 3) la humedad existente al momento de la lluvia, conocida como condición de humedad antecedente (CHA).

Grupos hidrológicos de suelo

El mismo SCS hace una clasificación del suelo en cuatro grupos hidrológicos de acuerdo al potencial de escurrimiento que presenta cada uno. Estos son los que se describen a continuación:

- GRUPO A: (Bajo potencial de escorrentía). Son suelos arenosos profundos. Es el que ofrece menor escorrentía aun cuando están húmedos debido a su gran permeabilidad. Presentan predominancia de arena o grava y muy poco limo o arcilla.
- GRUPO B: (Moderadamente bajo potencial de escorrentía). Son suelos poco profundos, de infiltración moderada. Comprenden suelos arenosos, menos profundos que los del grupo A, con presencia relativamente moderada de arcillas.
- GRUPO C: (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Son suelos de textura franco – arcillosa. Tienen poca permeabilidad y su infiltración es un poco difícil.
- GRUPO D: (Alto potencial de escorrentía). Son suelos arcillosos, altamente plásticos. También se incluyen a ciertos suelos salinos, especialmente los que tienen una importante presencia de sodio. Presentan condiciones altamente impermeables.

Tabla 6.5 Valores de *CN* para distintos tipos de coberturas, considerando la condición de humedad antecedente *II* y la relación empírica $I_o = 0.2S$ (Tabla adaptada de las publicaciones de Rojas, 1976 y Chow, *et al.*, 1994).

Uso de la tierra	Tratamiento o práctica	Cobertura*	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Rastrojos	Hileras rectas		77	86	91	94
Cultivos en hileras (tipo palma africana)	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	Curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivos con hileras estrechas (tipo maíz)	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	59	70	78	81
Leguminosas con hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos de pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	16	35	70	79
Pasto de corte		Buena	30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Área residencial	65% impermeable		77	85	90	92
	38% impermeable		61	75	83	87
	30% impermeable		57	72	81	86
	25% impermeable		54	70	80	85
	20% impermeable		51	68	79	84
Parqueaderos			98	98	98	98
Áreas comerciales	85% impermeables		89	92	94	95
Área industrial	72% impermeable		81	88	91	93
Calles y carreteras	Pavimentados		98	98	98	98
	No pavimentados		74	84	88	90

*Cobertura mala implica menos del 50% de la superficie cubierta, regular con 50 a 75% de cobertura de la superficie y buena con más del 75% de cobertura del área. Esta cobertura puede ser de plantas (incluye malezas) y/o rastrojos.

Condición de humedad antecedente (*CHA*)

La condición de humedad antecedente (*CHA*) se refiere al estado de la humedad del suelo previo a la caída de la lluvia en estudio. Con respecto a este tema, el SCS hace una clasificación de las condiciones de humedad antecedentes considerando 5 días anteriores a la lluvia en cuestión. Esta clasificación se detalla en la tabla 6.6.

Tabla 6.6 Contenidos de agua en las tres condiciones de humedad antecedente establecidas por el SCS.

Condición de humedad antecedente (<i>CHA</i>)	Lluvia total de 5 días previos al análisis (mm)
I	0 - 33
II	33 - 53
III	>53

Fuente: Chow, *et al.*, 1994.

Tomando en consideración estas condiciones de humedad antecedente clasificadas por el SCS, es preciso indicar que los valores del número de curva (*CN*) presentados en la tabla 6.5 están tabulados de acuerdo a una condición de humedad antecedente promedio; es decir, en función de la condición de humedad antecedente II (*CHA II*). No obstante, si en el diseño de los sistemas de drenaje se considera la *CHA I* o la *CHA III*, se puede hacer la respectiva conversión de los valores de *CN* con las siguientes expresiones:

$$CN(I) = \frac{4.2 CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)}$$

Donde *CN(I)* y *CN(III)* son los correspondientes valores del número de curva para *CHA I* y *CHA II*, respectivamente.

Ejemplo de aplicación sobre el cálculo de la escorrentía por el método del número de curva

Calcular la escorrentía que se origina debido a una lluvia de 3.5 pulg. en una cuenca de 367 ha. Se considera que el suelo pertenece al grupo hidrológico B. El uso de la tierra es el siguiente:

Uso de la tierra	Área
Tierra con cultivos en hileras estrechas sin presencia de malezas (cobertura mala)	85 ha
Tierra con cultivos en hileras distanciadas sin presencia de malezas (cobertura mala)	110 ha
Pastizales de pastoreo con mala cobertura	126 ha
Bosques de buena cobertura	46 ha
	367 ha

Resolución:

Debido a que el área tiene distintos usos de la tierra, para poder obtener la escorrentía mediante el método del número de curva será necesario que el valor de CN se lo pondere para las distintas áreas de cultivo. Esto es:

Uso de la tierra	Área (ha)	Proporción del área total	Valores de CN	Ponderación
Tierra con cultivos en hileras estrechas sin presencia de malezas (cobertura mala).	85	$85/367 = 0.23$	76	$0.23 \times 76 = 17.5$
Tierra con cultivos en hileras distanciadas sin presencia de malezas (cobertura mala)	110	$110/367 = 0.30$	81	$0.30 \times 81 = 24.3$
Pastizales de pastoreo con mala cobertura	126	$126/367 = 0.34$	79	$0.34 \times 79 = 26.9$
Bosques de buena cobertura	46	$46/367 = 0.13$	66	$0.13 \times 66 = 8.6$
		1.00		77.3

Por lo tanto, el valor del CN ponderado para toda el área es: $CN = 77.3$

La lluvia de 3.5 pulg. es: 88.9 mm.

La infiltración potencial, según la expresión 6.22, es:

$$S = \frac{25\,400}{77.3} - 254 = 74.6 \text{ mm}$$

Según la expresión 6.20, la escorrentía resultante es:

$$E = \frac{(88.9 - 0.2 \times 74.6)^2}{88.9 + 0.8 \times 74.6} = 36.8 \text{ mm}$$

Esta escorrentía es obtenida bajo la condición de humedad antecedente II. Para las condiciones I y III se tendrán los siguientes valores:

$$CN(I) = \frac{4.2 \, CN(II)}{10 - 0.058 \, CN(II)} = \frac{4.2 \times 77.3}{10 - 0.058 \times 77.3} = 58.9$$

$$CN(III) = \frac{23 \, CN(II)}{10 + 0.13 \, CN(II)} = \frac{23 \times 77.3}{10 + 0.13 \times 77.3} = 88.7$$

Consecuentemente, las infiltraciones potenciales para las condiciones I y III serán:

$$S = \frac{25\,400}{58.9} - 254 = 177.2 \text{ mm}$$

$$S = \frac{25\,400}{88.7} - 254 = 32.4 \text{ mm}$$

Finalmente, las escorrentías para las condiciones I y III son:

$$E = \frac{(88.9 - 0.2 \times 177.2)^2}{88.9 + 0.8 \times 177.2} = 12.4 \text{ mm} \quad \text{CHA (I)}$$

$$E = \frac{(88.9 - 0.2 \times 32.4)^2}{88.9 + 0.8 \times 32.4} = 59.2 \text{ mm} \quad \text{CHA (III)}$$

Caudales de diseño para drenaje superficial

La obtención del caudal de drenaje, o también llamado caudal de diseño, está influenciado fundamentalmente por la dimensión del área a drenar. También puede existir una incidencia de consideración cuando el agua queda atrapada en las depresiones del suelo y por la evaporación.

Si el área a drenar es relativamente pequeña, la lluvia es uniforme y se asume que toda la escorrentía contribuye al caudal generado en dicha área; en consecuencia, el tiempo máximo para evacuar esta escorrentía, como es deducible, es el tiempo de drenaje del cultivo. Con esta concepción, el caudal de diseño se establece mediante el siguiente planteamiento:

$$Q = \frac{2.78 \times E \times A}{T_d} \quad (6.23)$$

En donde Q es el caudal de diseño y está dado en L/s, E es la escorrentía en unidades de mm, A es el área a drenar en ha y T_d es el tiempo de drenaje dado en horas.

En el caso del drenaje agrícola, la consideración del tiempo de concentración¹⁵ es importante porque ofrece una visión sobre la existencia de cierta afectación del área a drenar sobre el caudal de diseño. Amparado en la concepción de lo que se entiende como tiempo de concentración, es deducible que mientras más grande sea el área (cuenca) a drenar, los volúmenes de escorrentía en su trayecto se verán más afectados (disminuidos) por una serie de factores que estarán presentes desde que el agua empieza su recorrido en la parte más alejada hasta que llega a un punto específico de drenaje. Actualmente no existen estudios que permitan estimar cómo el caudal decrece por el aumento del área de la cuenca de drenaje y muy difícilmente podría establecerse alguna alternativa, debido a la

¹⁵ En el sentido estricto de su definición, el tiempo de concentración de un área o cuenca es la duración teórica que le toma a una gota de agua, que ha caído como lluvia, en viajar desde el punto más alejado de dicha área a un punto de salida (o a un punto establecido que no es precisamente la salida) de las aguas de drenaje.

complejidad de los múltiples factores que inciden en ello. A pesar de ello, el SCS basado en varias investigaciones empíricas, estima que la influencia del tamaño del área (o del tiempo de concentración) a drenar queda valorada si a dicha área se le extrae la potencia de $5/6$. Por lo tanto, el caudal de diseño planteado en la expresión 6.23 se corrige a través de la siguiente propuesta:

$$Q = C \times A^{5/6} \quad (6.24)$$

La expresión 6.24 fue planteada por Mc Crory (1915) (citado por Rojas, 1976) para resolver problemas de drenaje en Estados Unidos, conocida por los hidrólogos como la fórmula del *Cypress Creek*. Por su origen, las unidades de medida del área A y del caudal Q deben remplazarse en millas cuadradas y pie^3/s , respectivamente. Para la condición en la que fue propuesta la expresión, C tenía un valor de 35.

Posteriormente, los autores Stephen y Mills (1965) (citados por Rojas, 1976) replantearon el coeficiente de drenaje C de la expresión 6.24, modificándola para poder utilizarse en cualquier zona. Estos autores recomiendan la forma siguiente:

$$C = 4.573 + 0.162 \times E \quad (6.25)$$

En donde C está dado en L/s/ha y E es la escorrentía que deberá sustituirse en mm y referida para 24 horas (E_{24}).

6.4. COMPONENTE HIDRÁULICO: DISEÑO DE LOS CANALES DE DRENAJE

El drenaje superficial de las tierras agrícolas se realiza mediante una red de canales estratégicamente ubicados, con el propósito de evacuar los excesos de agua que permanecen sobre la superficie del terreno debido a su baja permeabilidad y escasa pendiente. La magnitud de las secciones hidráulicas de los canales de drenaje y sus ubicaciones dentro del área a drenar vienen dados por la sistematización, mínima, media o extrema que se realice en el terreno. En este sentido, la red de drenaje puede estar conformada de la siguiente manera:

- Canales principales
- Canales secundarios
- Canales colectores, llamados también laterales o parcelarios

Los canales principales comúnmente hacen referencia a drenajes naturales del terreno que son rectificadas y profundizadas. Los canales secundarios pueden también ser drenajes naturales rectificadas, pero generalmente son canales construidos con el propósito de conectar a los drenes colectores con los principales. Tanto los canales principales como los secundarios tienen la misión primordial de transportar los volúmenes de agua que se evacuan de las parcelas; aunque dependiendo de la densidad de éstos dentro del área de drenaje, también pueden cumplir con la función de reducir parcialmente los niveles freáticos. Bajo esta apreciación, los canales de transporte en algunos casos también se los

define como de función mixta. Los canales colectores son construidos artificialmente con el fin de extraer los excesos de agua desde las parcelas para entregarlos a los canales secundarios, adicionalmente estos drenes también reducen parcialmente el nivel de la freática.

Para el diseño de canales, debido a la gran complejidad de los factores que gobiernan las condiciones hidrodinámicas del agua, se utiliza el criterio de flujo permanente y uniforme, además del principio de conservación de la masa expresado a través de la ecuación de la continuidad. Bajo estas consideraciones, la fórmula propuesta por Robert Manning (1889), indicada como expresión 5.42 en el capítulo anterior, es la más utilizada. En esta expresión A y R_H representan a la sección y al radio hidráulico del canal, respectivamente; cuya deducción, dado que están en función de la geometría del canal, comprende un proceso iterativo de ensayo y error para poder establecer básicamente el tirante y del canal.

Por otro lado, debido a que el caudal Q , la pendiente J del canal y la rugosidad n de las paredes son datos conocidos, el proceso de iteración tiene como valor constante al producto $A \times R_H^{2/3}$, identificado como FACTOR DE SECCIÓN. Es decir, desde la expresión 5.42, el factor de sección se corresponde con la siguiente forma:

$$A \times R_H^{2/3} = \frac{Q \times n}{J^{1/2}} \quad (6.26)$$

Para la forma trapezoidal que es lo más común en el diseño de canales, tanto la sección A como el perímetro mojado P pueden calcularse a través de las siguientes expresiones (ya indicadas):

$$A = by + my^2 \quad P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

El talud m es una pendiente (diferente a la pendiente J del terreno) que se define por la relación entre el espacio horizontal que se desplazan las paredes laterales de los canales y su altura. Esta relación depende del tipo de textura de los suelos o del revestimiento con que se cubren las paredes laterales de éstos. Al respecto, en la tabla 6.7 se describen algunos valores de talud para diseño. En drenaje, debido a las condiciones de operación de los canales y fundamentalmente por los costos que generan, generalmente no se los reviste.

Tabla 6.7 Valores de talud m para distintos tipos de suelos utilizados para el diseño de canales.

Tipos de suelos	Canales poco profundos	Canales profundos
Paredes en roca	Vertical	1/4 : 1
Arcilla pegajosa (compacta)	1/2 : 1	1 : 1
Limo - arcilloso	1 : 1	3/2 : 1
Limo - arenoso	3/2 : 1	2 : 1
Arenoso	2 : 1	3 : 1

Fuente: Trueba, 1986.

Respecto de la velocidad, para efectos de evitar problemas de sedimentación o de erosión, no existe un criterio común que permita adoptar un valor específico debido a las diversas condiciones que encontramos en la realidad. Sin embargo, para diseño pueden seleccionarse valores de velocidad que pueden ir desde 0.6 m/s, como mínimo, a un valor de 1.5 m/s como máximo; dependiendo si el suelo es arenoso o arcilloso, respectivamente. No obstante, a pesar de estos criterios de diseño, la velocidad y la pendiente de los drenes se determinan por los desniveles naturales que tienen los suelos en donde se instalará el sistema de drenaje.

Borde libre en los canales

Cuando se diseñan canales de riego, el proyectista siempre considera una altura adicional sobre la condición de diseño que va desde la parte superior del canal hasta la superficie del líquido en el mismo. Este criterio tratará de evitar las pérdidas de agua cuando la lámina rebosa la capacidad máxima del canal, lo que a su vez permitirá un mayor margen de seguridad en el diseño.

En el caso del diseño de canales de drenaje, la consideración del borde libre se realiza mayoritariamente como criterio de seguridad en los cálculos realizados, antes que evitar el rebose de la lámina de agua que en eventos extremos es común su ocurrencia. Este borde libre, para diseño, puede variar entre el 5% y el 30% de la altura de agua en el canal. Sin embargo, este aspecto generalmente no se lo considera ya que las dimensiones del canal estarán dadas en función de una lluvia de diseño que tiene su periodo de retorno y que provino de un registro histórico de lluvias máximas; por lo tanto, existe cierto margen de seguridad intrínseco al momento de diseñar estos canales. Además, considerar el borde libre, conlleva un incremento de las dimensiones que encarecerán las obras de drenaje y aumentará aún más la pérdida de terreno para los cultivos.

Dimensionamiento del sistema de drenaje

Luego que se han realizado los respectivos estudios del área a drenar para determinar diferentes elementos como el plano de isohipsas (líneas de igual cota del nivel freático) o de isobatas (líneas de igual profundidad del nivel freático), las direcciones que deberán tener los drenes, determinaciones de conductividad hidráulica, identificación de puntos bajos y altos del terreno, tipos de textura del suelo, tiempos de drenaje críticos, entre otros, ya se podrá establecer cuál deberá ser el dimensionamiento del sistema de drenaje. Este dimensionamiento se circunscribe a los siguientes pasos:

- Cálculo de los caudales de diseño para cada parcela del área a drenar. Esto implica que se determine, en función del cultivo, los diferentes coeficientes de drenaje del área.
- Dependiendo de la topografía del terreno y del nivel de sistematización que se haya realizado, considerando el plano de isohipsas (o también con el de isobatas), se procederá a establecer la densidad de drenes de todo el sistema, sus longitudes, pendientes y direcciones de los mismos. En este paso se realiza el trazado de canales en el área a drenar.

- Diseño de los canales. Esta fase comprende todos los cálculos hidráulicos que permitan establecer las características geométricas de los canales.

Los caudales de diseño pueden obtenerse mediante la expresión 6.24 para cada una de las áreas a drenar dentro del sistema. Luego de conocer los caudales de diseño, con el plano y la información necesaria se podrá realizar el trazado de la red de canales.

Para el diseño de los canales será necesario considerar la función que cada uno cumplirá dentro de todo el sistema. Si la principal función del dren es sólo de conducción (dren principal y secundario), el caudal que se movilizará mediante el canal será relativamente continuo y puede asumirse condiciones de flujo permanente y uniforme; situación en donde se aplica la expresión 5.42 propuesta por Manning.

La otra alternativa consiste en el diseño de canales que cumplen con una doble función: 1) drenar los excesos evidentes o escorrentía y 2) drenar internamente el suelo, mediante la reducción del nivel freático. Con la primera función, la profundidad de los canales será menor que en la segunda, dado que en esta última la solera deberá ubicarse debajo de la freática y considerando la rizósfera de las plantas. Cuando los canales buscan reducir el nivel freático profundidades bien podrían llegar hasta los 2.5 m. Debido a la función de controlar la freática, estos canales reciben una descarga gradual que, comparada con los volúmenes de la escorrentía que colectan y las reducidas velocidades del flujo dentro del perfil que son prácticamente constantes, pueden asumirse igualmente condiciones de flujo permanente.

En el diseño de los drenes que transportan los caudales recogidos por los canales laterales o parcelarios será necesario considerar los puntos de intersección entre éstos. Así, por ejemplo, en una intersección, lo más práctico consiste en establecer el caudal en este punto sumando el caudal de los colectores que se unen en el mismo (aguas arriba). En el caso de que en la intersección se unan colectores que drenan diferentes áreas, la opción puede ser obtener un coeficiente de drenaje ponderado. Para establecer estos caudales bajo estas circunstancias de divergencia de áreas de drenaje dentro de un proyecto, existe una metodología práctica conocida como *Regla 20 - 40*, de la cual se trata en el siguiente apartado.

Regla 20 - 40

Según lo manifestado en el párrafo precedente, al momento de establecer el caudal de diseño de los drenes de conducción, un aspecto de análisis es la de los drenes que recogen en su trayecto la descarga de otros drenes. Por este motivo se precisa la consideración del área origen de un caudal determinado para establecer la magnitud del caudal que se produce aguas abajo de la unión de drenes. En esta situación, la alternativa más utilizada en el diseño de estos canales de conducción es la recomendada por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, conocida como la regla del 20 – 40. Esta metodología comprende los siguientes tres casos:

Caso 1

Cuando el área tributaria de uno de los colectores terciarios (aunque también pueden ser secundarios) abarca entre el 40 al 60% del área total antes de la intersección, la capacidad del dren aguas abajo de dicha intersección será igual a la suma de los caudales de los dos colectores que se unirán. Es decir:

$$Q = Q_A + Q_B \quad (6.27)$$

Donde Q es el caudal de diseño aguas abajo de la intersección, mientras que Q_A y Q_B son los caudales que se drenan de las áreas A y B aguas arriba del punto de intersección.

Caso 2

Cuando el área tributaria de uno de los dos colectores terciarios es menor al 20% del área total antes de la intersección, el caudal de diseño se obtiene para la suma de las dos áreas en donde una de ellas deberá transformarse en un área equivalente para poder utilizar el mismo coeficiente de drenaje con el cual se realizó dicha transformación. Según lo planteado en la expresión 6.24, el caudal para este caso se define por:

$$Q = C \times (A + B)^{5/6} \quad (6.28)$$

Donde Q es el caudal de diseño aguas abajo de la intersección, a su vez A y B son las áreas drenadas por los dos colectores.

Caso 3

Cuando una de las áreas de drenaje está comprendida entre 20 y 40% del área total, el caudal de diseño se obtiene a partir del cálculo de caudales considerando tanto el caso 1 como el caso 2, prorrateando la diferencia entre estos últimos de acuerdo a la proporción real. Esto es:

$$Q = Q_{(A+B)} + [Q_A + Q_B - Q_{(A+B)}] \left[\frac{B}{0.2(A+B)} - 1 \right] \quad (6.29)$$

Siendo Q el caudal de diseño, $Q_{(A+B)}$ es el caudal obtenido según la expresión aplicada en el caso 2 (expresión 6.28); mientras que Q_A y Q_B son los caudales que drenan las áreas A (área mayor) y B (área menor).

Como se ha manifestado en los casos 2 y 3, se hace necesario que las áreas a comparar tengan el mismo coeficiente de drenaje. En este sentido, para uniformizar el coeficiente de drenaje puede calcularse un **ÁREA EQUIVALENTE**; de tal manera que se equipare la diferencia que hay entre dos coeficientes de drenajes para áreas distintas. La expresión que permite calcular esta área es la siguiente:

$$A_e = A_1 \times \left(\frac{C_1}{C_2}\right)^{6/5} \quad (6.30)$$

Donde A_e es el área equivalente, A_1 es el área a drenar cuyo coeficiente de drenaje es C_1 (coeficiente de drenaje inicial) y C_2 (coeficiente de drenaje final) es el coeficiente de drenaje del área a transformar en equivalente.

Ejemplo de aplicación sobre diseño de drenaje superficial

Para una finca compuesta de un área de 56 ha destinadas a caña de azúcar, 44 ha a maíz y 98 ha para banano, se está diseñando su sistema de drenaje superficial. La información de campo y de lluvia en la zona es la que se detalla a continuación:

Lote	Área (ha)	Textura del suelo	Grupo hidrológico	Cultivos
1	56	Franco arcilloso	C	Caña de azúcar
2	44	Arcilloso	D	Maíz
3	98	Franco arcilloso	C	Banano

Registro histórico de lluvia:

Tabla 6.8 Datos históricos de lluvia (mm).

Año	Duración (h)				
	1	6	12	24	48
1998	58	106	102	155	186
1999	57	77	118	124	201
2000	28	65	146	146	156
2001	44	78	119	125	148
2002	37	94	105	108	220
2003	52	125	89	119	213
2004	55	112	99	104	196
2005	47	72	159	102	200
2006	65	79	109	106	186
2007	21	82	126	163	210
2008	51	78	118	110	198
2009	64	91	103	125	185
2010	53	103	122	132	193

Detalle topográfico del área a drenar:

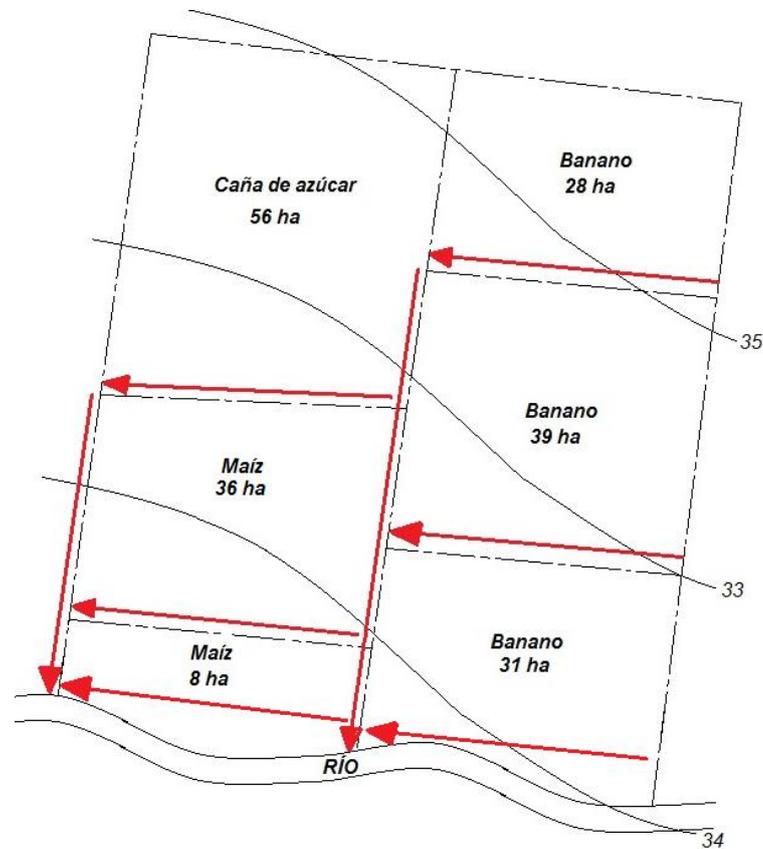


Figura 6.5 Área a drenar con la dirección del flujo y la ubicación de los drenes colectores y principales.

Obtención de las curvas PDF

A partir de los datos de la tabla 6.8 se obtiene la lluvia de diseño por el método analítico de Gumbel, para lo cual es necesario realizar el ajuste respectivo. Este proceso es el que se detalla a continuación:

La distribución empírica puede obtenerse por la expresión de Weibull, llamada también probabilidad de no excedencia. Esta expresión es:

$$P_{(Y < Y_T)} = 1 - \frac{n}{N + 1}$$

Donde n es el orden correspondiente, una vez que los datos se han ordenados en forma decreciente. Nótese que en esto los datos de lluvia para la duración de una hora están ordenados de mayor a menor.

$$P_{(Y < Y_T)} = 1 - \frac{1}{13 + 1} = 0.9286$$

$$P_{(Y < Y_T)} = 1 - \frac{2}{13 + 1} = 0.8571$$

Tabla 6.9 Cálculo del $\Delta_{\text{máx}}$ para la aceptación del ajuste obtenido con la distribución Gumbel para profundidades de lluvia de una hora de duración.

N	Profundidad (mm)	Distribución Empírica (DE) (Probabilidad de no excedencia de Weibull)	Distribución Teórica (DT) (Distribución de probabilidad de Gumbel)	Diferencia DT - DE	$\Delta_{\text{máx}}$
1	65	0.9286	0.8922	0.0364	
2	64	0.8571	0.8818	0.0247	
3	58	0.7857	0.7982	0.0125	
4	57	0.7143	0.7800	0.0657	
5	55	0.6429	0.7395	0.0967	
6	53	0.5714	0.6931	0.1217	
7	52	0.5000	0.6676	0.1676	0.2121
8	51	0.4286	0.6407	0.2121	
9	47	0.3571	0.5184	0.1613	
10	44	0.2857	0.4150	0.1293	
11	37	0.2143	0.1760	0.0383	
12	28	0.1429	0.0155	0.1274	
13	21	0.0714	0.0003	0.0712	

Para establecer la distribución teórica o distribución de probabilidad de Gumbel, primero será necesario obtener el promedio y la desviación estándar de los datos. Con estos valores habrá que calcular los parámetros α y β que requiere la función (expresión 6.3). Por consiguiente:

$$\begin{aligned} \text{Promedio} & \quad \bar{Y} = 48.6154 \\ \text{Desviación estándar} & \quad S = 13.1880 \\ & \quad \alpha = 10.2826 \\ & \quad \beta = 42.6802 \end{aligned}$$

Aplicando la expresión 6.3:

$$P_{(Y < Y_T)} = e^{-e^{-\frac{Y-\beta}{\alpha}}}$$

$$P_{(Y < Y_T)} = e^{-e^{-\frac{65-42.6802}{10.2826}}} = 0.8922$$

$$P_{(Y < Y_T)} = e^{-e^{-\frac{64-42.6802}{10.2826}}} = 0.8818$$

Con los datos de lluvia para una duración de 1 hora la máxima diferencia absoluta ($\Delta_{m\acute{a}x}$) encontrada entre la distribución teórica (DT) y la distribución empírica (DE), entre todos los valores que se indican en la tabla 6.9, es 0.2121. Esta máxima diferencia, para la duración de 6 horas y siguiendo el mismo procedimiento, puede observarse en la tabla 6.10 que corresponde a 0.1256.

Tabla 6.10 Cálculo del $\Delta_{m\acute{a}x}$ para la aceptación del ajuste obtenido con la distribución Gumbel para profundidades de lluvia de 6 horas de duración.

N	Profundidad (mm)	Distribución Empírica (DE) (Probabilidad de no excedencia de Weibull)	Distribución Teórica (DT) (Distribución de probabilidad de Gumbel)	Diferencia DT - DE	$\Delta_{m\acute{a}x}$
1	125	0.9286	0.9587	0.0301	
2	112	0.8571	0.8972	0.0400	
3	106	0.7857	0.8455	0.0598	
4	103	0.7143	0.8116	0.0973	
5	94	0.6429	0.6693	0.0265	
6	91	0.5714	0.6070	0.0355	
7	82	0.5000	0.3828	0.1172	0.1256
8	79	0.4286	0.3029	0.1256	
9	78	0.3571	0.2768	0.0803	
10	78	0.2857	0.2768	0.0089	
11	77	0.2143	0.2513	0.0370	
12	72	0.1429	0.1372	0.0057	
13	65	0.0714	0.0368	0.0347	

Siguiendo el procedimiento desarrollado, los valores estadísticos \bar{Y} y S , así como los parámetros α y β para cada duración, son los que se detallan en la tabla 6.11.

Tabla 6.11 Valores estadísticos y parámetros para la obtención de la distribución teórica de las distintas duraciones.

Parámetros	Duraciones (h)				
	1	6	12	24	48
\bar{Y}	48.6154	89.3846	116.5385	124.5385	191.6923
S	13.1880	17.6472	19.2597	19.8184	20.6130
α	10.2826	13.7595	15.0167	15.4523	16.0719
β	42.6802	81.4427	107.8708	115.6194	182.4156

Todos los valores máximos de las diferencias entre la distribución teórica y la empírica para cada una de las duraciones son los que se describen en la tabla 6.12. En esta tabla se detalla, en forma simplificada, la prueba de bondad de ajuste para la distribución de probabilidad de Gumbel, en la cual se acepta el ajuste siempre que las diferencias máximas absolutas ($\Delta_{m\acute{a}x}$) sean menores a los valores críticos de Smirnov – Kolmogorov (Δ_{SK}). Este último valor fue obtenido por interpolación en la tabla 6.4.

Tabla 6.12 Resultados de la prueba de bondad de ajuste para la distribución de probabilidad de Gumbel.

Periodo (h)	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{SK} Valores críticos del estadístico de prueba de SK	Observaciones
1	0.2121	0.37	Se acepta el ajuste
6	0.1256	0.37	Se acepta el ajuste
12	0.1009	0.37	Se acepta el ajuste
24	0.1199	0.37	Se acepta el ajuste
48	0.2125	0.37	Se acepta el ajuste

Luego de comprobar el ajuste de los datos a la distribución de probabilidad de Gumbel, las profundidades de lluvias máximas para cada duración y periodo de retorno son las que se describen en la tabla 6.13. Estos valores se obtuvieron con la expresión 6.11, cuya aplicación demostrativa para los dos primeros valores (duración de 1 hora y tiempos de retorno de 2 y 5 años) es la siguiente:

$$T = 2 \text{ años} \quad Y = 42.6802 - 10.2826 \times \ln \left[\ln \left(\frac{2}{2-1} \right) \right] = 46.4 \text{ mm}$$

$$T = 5 \text{ años} \quad Y = 42.6802 - 10.2826 \times \ln \left[\ln \left(\frac{5}{5-1} \right) \right] = 58.1 \text{ mm}$$

Con este procedimiento de cálculo se han obtenido los valores para cada duración de lluvia y para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, los cuales se describen en la tabla 6.13. Asimismo, a partir de esta información se han elaborado gráficamente las curvas profundidad-duración-frecuencia (PDF) que se detallan en la figura 6.6.

Tabla 6.13 Valores de lluvias máximas (mm), obtenidas con la expresión para eventos extremos propuesta por Gumbel de acuerdo a la duración y al periodo de retorno considerado.

Periodos de retorno	Duraciones (h)				
	1	6	12	24	48
2	46.4	86.5	113.4	121.3	188.3
5	58.1	102.1	130.4	138.8	206.5
10	65.8	112.4	141.7	150.4	218.6
25	75.6	125.5	155.9	165.0	233.8
50	82.8	135.1	166.5	175.9	245.1
100	90.0	144.7	176.9	186.7	256.3

Las curvas PDF elaboradas con los datos de lluvias máximas de la tabla 6.13 se pueden observar en la figura 6.6 para cada tiempo de retorno. En este caso, para drenaje agrícola, la curva para un tiempo de retorno de 10 años permitirá obtener la lluvia de diseño.

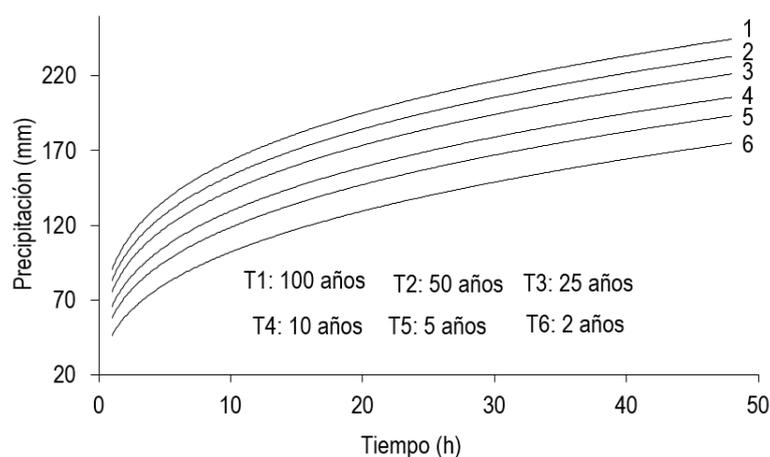


Figura 6.6 Curvas duración – profundidad – frecuencia (PDF) para distintos periodos de retorno.

Uso de las curvas PDF en su forma gráfica y en su expresión matemática de mejor ajuste

Luego de obtener las curvas PDF, la lluvia de diseño se determina planteando el tiempo (h) en una de las curvas seleccionadas de acuerdo al periodo de retorno. Este tiempo que se verifica en el eje de las abscisas de la gráfica es la duración máxima que un cultivo específico, en función del cual se lleva a cabo el diseño del sistema de drenaje, puede estar sometido a condiciones de saturación sin que su rendimiento se afecte significativamente; es decir, es el tiempo de drenaje de la especie. Si dentro de una misma área a drenar se

tienen varios cultivos, el tiempo de drenaje deberá establecerse considerando la especie más crítica o la más sensible a la inundación.

En el caso de no recurrir a las gráficas PDF al momento de determinar la lluvia de diseño, esta última puede ser descrita analíticamente mediante algún modelo matemático que esté en función del tiempo. Estas funciones matemáticas que se obtienen a partir de los datos de lluvias máximas y de la duración de las mismas, tal como las que se indican en la tabla 6.13, pueden ser elaboradas para los distintos tiempos de retorno de interés aplicando la técnica de los mínimos cuadrados; así como lo explicado en la obtención de las funciones de infiltración. Para este propósito, dada la forma de las curvas, las funciones con ajustes aceptables podrían ser las de tipo potencial o las de tipo logarítmico. En este ejemplo y para un tiempo de retorno de 10 años, la función de pronóstico de lluvia con mayor ajuste dado por un importante coeficiente de determinación ($r^2 = 0.98$) es la de tipo potencial que se expone a continuación:

$$P = 65.72 \times t^{0.29} \quad (6.31)$$

Donde P es la lluvia de diseño (mm) para un tiempo t que deberá coincidir con el tiempo de drenaje de los cultivos, cuyos valores fueron obtenidos para un tiempo de retorno de 10 años.

Obtención de los coeficientes de drenaje

Una vez que se han obtenido las curvas PDF, lo siguiente es determinar la lluvia de diseño (P) para cada cultivo de acuerdo a los tiempos de drenaje. Asimismo, con la lluvia de diseño podrá estimarse la escorrentía (E) mediante la expresión 6.20. Con los datos de la lluvia de diseño y de la escorrentía es posible calcular el coeficiente de drenaje (C) para cada cultivo y el correspondiente caudal de diseño. Estos resultados que se resumen en la tabla 6.14.

Tabla 6.14 Resumen de cálculos para la obtención del coeficiente de drenaje de los cultivos.

Lote	Área (ha)	Grupo hidrol.	Cultivo	N° de curva (CN)	Tiempo de drenaje T_d (h)	Lluvia de diseño P (mm)	E (mm)	Escurr. de 24 h (E_{24})	Coefic. de drenaj. C (L/s/ha)
1	56	C	Caña de azúcar	83	20	156.7	107.9	129.5	25.6
2	44	D	Maíz	87	30	176.2	137.6	110.1	22.4
3	98	C	Banano	85	24	165.2	121.4	121.4	24.2

Breve explicación de lo que se detalla en la tabla 6.14:

- N° de curva (CN): estos valores se obtuvieron en la tabla 6.5 en función del tipo hidrológico del suelo, del tipo de cultivo y de la magnitud de su cobertura.
- Tiempo de drenaje: estos valores son referenciales considerando la figura 6.1 y tabla 6.3.
- Lluvia de diseño: se obtuvo con la expresión de pronóstico 6.31 establecida para un tiempo de retorno de 10 años, en la cual remplazando las duraciones en horas

del tiempo de drenaje del cultivo se obtuvieron los valores correspondientes. En forma gráfica, también estos valores pueden corroborarse en las respectivas curvas PDF (figura 6.6).

- Escorrentía: la escorrentía se obtuvo con la expresión 6.20, definiendo la infiltración potencial S (expresión 6.22) para caña de azúcar, maíz y banano en los valores 52.0 mm, 38.0 mm y 44.8 mm, respectivamente.
- Escorrentía de 24 h: estos datos corresponden a la transformación de la escorrentía E a un tiempo de 24 horas mediante la relación:

$$E_{24} = \frac{24E}{T_d}$$

- Coeficiente de drenaje: el coeficiente de drenaje se obtuvo con la expresión 6.25, la cual ofrece la respuesta en unidad de L/s/ha.

Caudales de diseño de la red de canales de drenaje

Según la figura 6.7 y aplicando la regla 20 – 40, los caudales de diseño de los drenes son los que se describen en la tabla 6.15.

Detalle de los cálculos resumidos en la tabla 6.15:

- **Obtención del caudal Q_1**

$$\text{Utilizando la expresión 6.24: } Q_1 = 25.6 \times 56^{5/6} = 732.9 \text{ L/s}$$

- **Obtención del caudal Q_3**

Utilizando la expresión 6.29:

$$Q_{(A+B)} = 25.6 \times 86.7^{5/6} = 1055.0 \text{ L/s (expresión 6.28)}$$

$$Q_A = 25.6 \times 56^{5/6} = 732.9 \text{ L/s} \quad Q_B = 22.4 \times 36^{5/6} = 443.8 \text{ L/s}$$

$$Q_A + Q_B = 732.9 + 443.8 = 1176.7 \text{ L/s}$$

$$Q_3 = 1055.0 + (1176.7 - 1055.0) \times \left(\frac{36}{0.2 \times 92} - 1 \right) = 1171.4 \text{ L/s (caso 3)}$$

- **Obtención del caudal Q_7**

$$Q_5 = 24.2 \times 28^{5/6} = 388.8 \text{ L/s}$$

$$Q_6 = 24.2 \times 39^{5/6} = 512.5 \text{ L/s}$$

$$Q_7 = Q_5 + Q_6 = 388.8 + 512.5 = 901.3 \text{ L/s (caso 1)}$$

Diseño hidráulico de los drenes

Para establecer las dimensiones de los canales de drenaje se recurre al uso de la expresión más utilizada en el diseño de estas obras: la ecuación de Manning. Considerando la información existente y algunas consideraciones asumidas, podrán conocerse las dimensiones mediante la expresión 6.26. La determinación de estas dimensiones comprende, generalmente, todo un proceso iterativo de ensayo y error a partir de un valor de prueba sobre la altura de agua (y). Este proceso es el siguiente:

Nota: los cálculos se realizan para los drenes Q_3 y Q_7 . Queda para el lector determinar las dimensiones para los drenes Q_1 , Q_2 , Q_4 , Q_5 , Q_6 y Q_8 .

Tabla 6.15 Caudales de diseño para los drenes principales y colectores.

Colector/ principal	Área (ha)	Área tributaria adicional (ha)	Proporción del área adicional (%)	Coef. de drenaje C		Área equiv. (ha)	Caso	Caudal de diseño (L/s)
				Inicial	Final			
Q_1	56			25.6	25.6	56.0		732.9
Q_2	36			22.4	25.6	30.7		443.8
Q_3	92	36	39			86.7	3	1171.4
Q_4	8			22.4	22.4			126.7
Q_5	28			24.2	24.2	28.0		388.8
Q_6	39			24.2	24.2	39.0		512.5
Q_7	67	28	42			67.0	1	901.3
Q_8	31			24.2	24.2			423.3

Datos para calcular las dimensiones del dren Q_3

$$Q_3 = 1171.4 \text{ L/s} = 1.17 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Valor obtenido de la tabla 6.15.}$$

$$J = 0.001$$

$$n = 0.030$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

$$m = 1.5: 1$$

Pendiente del canal. La pendiente en drenaje agrícola viene establecida por el desnivel natural del terreno. Para propósito de enseñanza académica, se considera este valor.

Considerando los valores descritos en la tabla 5.6.

Se considera un valor de solera de 50 cm por cuestiones constructivas.

Es un talud considerado según lo indicado en la tabla 6.7 y por el tipo de suelo, además de la función del canal (transporte, básicamente).

Con estos valores, el factor de sección es:

$$AR^{2/3} = \frac{1.17 \times 0.030}{0.001^{1/2}} = 1.11$$

Con este valor y utilizando las expresiones de área, perímetro mojado y del radio hidráulico que se indican a continuación, podrá desarrollarse el proceso iterativo que se detalla en la tabla 6.16.

$$\begin{array}{lll} \text{Área (A)} & \text{Perímetro mojado (P)} & \text{Radio hidráulico (R)} \\ A = by + my^2 & P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} & R = A/P \end{array}$$

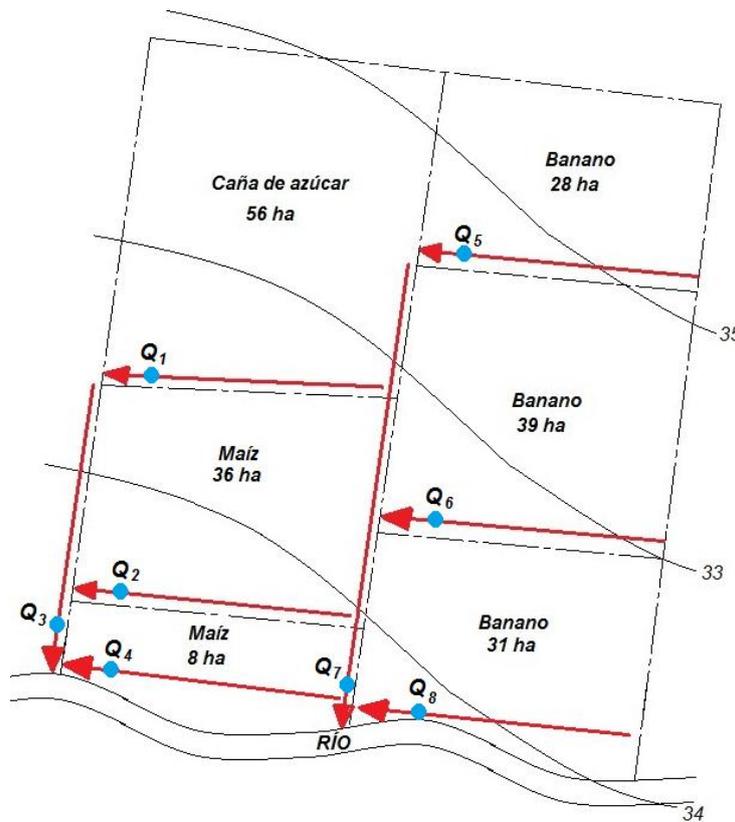


Figura 6.7 Caudales de diseño en el área a drenar.

Tabla 6.16 Resultados del proceso iterativo de ensayo y error para establecer la altura de la lámina de agua en el dren Q_3 .

Valor de prueba (y)	A (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{2/3}	Factor de sección AR ^{2/3}	Observ.
0.80	1.36	3.38	0.40	0.54	0.74	0.74 < 1.11
1.00	2.00	4.11	0.49	0.62	1.24	1.24 > 1.11
0.90	1.67	3.74	0.44	0.58	0.97	0.97 < 1.11
0.95	1.83	3.93	0.47	0.60	1.10	1.10 ~ 1.11

La altura de la lámina de agua en el dren de diseño Q_3 es 95 cm.

Datos para calcular las dimensiones del dren Q_7

$Q_3 = 901.3 L/s = 0.901 m^3/s$	Valor obtenido de la tabla 6.15.
$J = 0.001$	Pendiente del canal. La pendiente en drenaje agrícola viene establecida por el desnivel natural del terreno. Para propósito de enseñanza académica, se considera este valor.
$n = 0.030$	Considerando los valores descritos en la tabla 5.6.
$b = 0.40 m$	Se considera un valor de solera de 40 cm por cuestiones constructivas.
$m = 1.5: 1$	Es un talud considerado según lo indicado en la tabla 6.7 y por el tipo de suelo, además de la función del canal (transporte, básicamente).

Con estos valores, el factor de sección es:

$$AR^{2/3} = \frac{0.901 \times 0.030}{0.001^{1/2}} = 0.85$$

Y el correspondiente proceso iterativo es el que se describe en la tabla 6.17.

Tabla 6.17 Resultados del proceso iterativo de ensayo y error para establecer la altura de la lámina de agua en el dren Q_7 .

Valor de prueba (y)	A (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{2/3}	Factor de sección AR ^{2/3}	Observ.
0.80	1.28	3.28	0.39	0.53	0.68	0.68 < 0.85
0.90	1.58	3.64	0.43	0.57	0.90	0.90 > 0.85
0.85	1.42	3.46	0.41	0.55	0.79	0.79 < 0.85
0.87	1.48	3.54	0.42	0.56	0.83	0.83 < 0.85
0.88	1.51	3.57	0.42	0.56	0.85	0.85 = 0.85

La altura de la lámina de agua en el dren de diseño Q_7 es 88 cm.

6.5. CAUDAL DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE DERIVACIÓN

Dentro de los sistemas de drenaje agrícola, otros componentes adicionales e importantes son las estructuras de derivación, tales como las compuertas, las alcantarillas, vasos comunicantes, puentes, entre otros. El dimensionamiento de estas obras también inicia con una lluvia de diseño y, por consiguiente, de un caudal de diseño. La diferencia que se encuentra en la construcción de estas obras complementarias respecto del drenaje de los campos agrícolas tiene que ver básicamente con la lluvia bajo la cual se diseñarán. Esto a su vez está ligado a la importancia de cada una de estas infraestructuras dentro de un proyecto, ya que el colapso por inundación de una de estas obras podría, por ejemplo, impedir el ingreso a una finca. En este contexto se hace necesario que las dimensiones se ajusten a las intensidades de la lluvia, por lo tanto, no se puede permitir que la obra se inunde durante cierto periodo, como si lo es permitido en el caso de los campos agrícolas debido a que las especies cultivadas tienen diferentes tiempos de drenaje.

En el drenaje de los campos agrícolas se utilizan los acumulados de lluvia, es decir los excesos que producen la escorrentía, que bien pueden ser desalojados en un tiempo razonable que está en función a la sensibilidad de los cultivos. En este caso no interesa las intensidades de precipitación (o crecidas) máxima que terminarían, en la práctica, sobredimensionando innecesariamente el sistema de drenes.

Para el diseño de las obras complementarias antes mencionadas, de acuerdo a lo indicado, se consideran las crecidas máximas producto de las intensidades de lluvia máxima. Esto generará mayores caudales que si se aplicara el criterio de la escorrentía total del método del número de curva, lo cual se corresponderá con los tiempos de retorno que serán relativamente altos y mayores a los 10 años con que se diseñan los drenes agrícolas. Para la estimación de estos caudales máximos existen varios métodos descritos en la literatura, entre los cuales se encuentra el *método racional*, uno de los de mayor aplicación con énfasis en el diseño de las obras de drenaje urbano.

Si bien el método racional es la propuesta empírica e indirecta que ofrece las mejores facilidades de cálculo, cuando se dispone de información en los puntos de un cauce en donde se construirán las obras, especialmente de sección o altura de la lámina de agua cuando se han producido las mayores crecidas, la mejor alternativa que podría aplicarse es aquella que se fundamenta en la ecuación de la continuidad, utilizando para ello la ecuación de Mannig (expresión 5.42). Este método es una forma directa de cuantificación de la escorrentía máxima, conocido como el de *Sección y pendiente*.

6.6. MÉTODO RACIONAL

El criterio que se ha utilizado desde hace mucho tiempo para el diseño de estructuras como las alcantarillas es el conocido método racional, una alternativa de cuantificación indirecta de la escorrentía máxima y de fundamentación netamente empírica, de allí que algunas veces sea criticado por la falta de precisión. Pero muy a pesar de estas críticas, el método racional sigue siendo ampliamente utilizado por lo práctico y simple con que permite estimar los caudales de diseño. Asimismo, por el empirismo del método, este se cimienta

en ciertas condiciones hipotéticas bajo las cuales sus resultados tienen validez. Estas condiciones supuestas son:

- La intensidad de la lluvia es uniforme, tanto espacial como temporalmente.
- La duración de la lluvia a partir de la cual se tiene el caudal máximo se corresponde con el tiempo de concentración de la cuenca o del área a drenar.
- El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en fluir una gota de agua, desde la parte más lejana del área a drenar hasta la salida por la estructura de drenaje; es decir, es el tiempo que tarda toda el área de drenaje en contribuir con la escorrentía en el punto de salida del agua de dicha área. Al término de este tiempo se tiene el caudal máximo.

La consideración de que la intensidad de la lluvia sea uniforme espacialmente implica que el método es operable en áreas a drenar relativamente pequeñas, ya que en grandes superficies se hace imposible tener lluvias de intensidad constante, incluso, puede haber zonas dentro del área en que no esté lloviendo. En este sentido, la recomendación de uso del método está limitada hasta unas 800 hectáreas (Schwab *et al.*, 1990; citado por Núñez, 2001); aunque algunos autores recomiendan su uso en áreas arriba de este valor y siempre que no se extiendan más allá de las 1300 hectáreas (Villón, 2004), mientras que otros lo limitan hasta las 100 hectáreas.

La expresión algebraica del método es la siguiente:

$$Q = \frac{C_e \times I_p \times A}{360} \quad (6.32)$$

En donde Q es el caudal máximo que se produce en un punto a la salida del área de drenaje (o en cualquier otro punto aguas abajo que sea de interés del diseñador) dado en m^3/s , siempre que la intensidad de lluvia I_p se remplace en unidades de mm/h y el área esté dada en ha. El valor de la intensidad I_p se deberá seleccionar de acuerdo a un tiempo de retorno dado y a una duración que sea igual al menos al tiempo de concentración.

Coefficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C_e es el parámetro que hace del método racional una alternativa empírica, al darle la incertidumbre relativa que el método contiene y que puede minimizarse según la experticia del diseñador del sistema de drenaje (o hidrólogo). Se define como la relación entre la máxima escorrentía que sucede en un área (o una cuenca) y la intensidad de la lluvia que la propició. La magnitud de la escorrentía, tal como se lo había manifestado antes, aparte de depender de la propia intensidad de lluvia, depende de tres factores: 1) la condición fisiográfica del suelo, 2) el tipo de cobertura y 3) de la existencia de humedad previa existente.

Respecto de los factores mencionados que influyen en la escorrentía, en la figura 6.8 se describe un esquema que permite la deducción del coeficiente de escorrentía C_e . La condición fisiográfica con la pendiente y el tipo de suelo, la humedad existente previa al aguacero y la cobertura vegetal (tanto su tipo como su estado), son los factores más

importantes que inciden en el grado de escorrentía. Esta situación difiere de lo indicado en el apartado 6.2 en cuanto a la evapotranspiración. Dado que, en drenaje agrícola, dependiendo del tipo de cultivo, se puede permitir que los excesos hídricos de la lluvia estén sobre la superficie del suelo, los niveles de evapotranspiración en esos periodos pueden resultar importantes; mientras que, en drenaje urbano, que es el criterio para el que se aplica el método racional, se diseña considerando la intensidad de la lluvia con el propósito de que los excesos hídricos drenen inmediatamente. Por tal motivo, en la figura 6.8 no se ha considerado la abstracción que corresponde a la evapotranspiración.

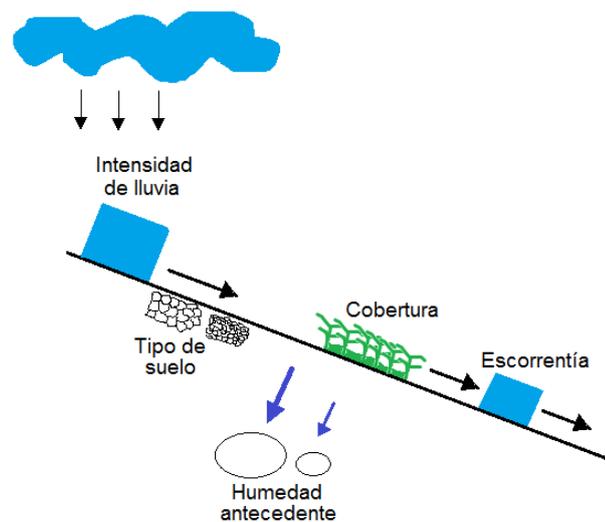


Figura 6.8 Esquema para explicar la deducción de la escorrentía.

Los valores del coeficiente de escorrentía C_e se han tabulado considerando los factores que se han indicado en el párrafo precedente. Es así como en la tabla 6.18 se detallan algunos valores de C_e dados en función del tipo de cobertura, de la pendiente y del tiempo de retorno.

Tiempo de concentración

Para que el caudal que se produce en un cauce a la salida de una superficie (finca o cuenca) producto de una lluvia de intensidad uniforme llegue al máximo, debe transcurrir un lapso conocido como *tiempo de concentración*. En este caudal máximo significa que toda el agua proveniente desde los puntos más alejados del área contribuyente está concurriendo; de allí que se manifieste que el tiempo de concentración es la duración que le toma a una gota de agua, producto de la lluvia y que cae en la parte más alejada, en llegar a un punto de salida de la cuenca (o a un punto aguas abajo, previamente establecido que no es precisamente la salida). En esta definición se considera que el suelo está totalmente saturado y las depresiones internas del área están totalmente llenas de agua. La selección de la intensidad

de la lluvia en el método racional depende del tiempo de concentración, ya que la duración con la cual deberá seleccionarse la lluvia de diseño en las curvas de intensidad - duración - frecuencia (IDF) es la misma del tiempo de concentración que se produce en el área de drenaje.

Tabla 6.18 Valores del coeficiente de escorrentía C_e para utilizarse en el método racional.

Cobertura	Tiempos de retorno (años)			
	2	5	10	25
Cobertura impermeable				
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86
Concreto	0.75	0.80	0.83	0.88
Cubierta verde pobre (pasto < 50% de cobertura)				
Pendiente < 2%	0.32	0.34	0.37	0.40
Pendiente entre 2% a 7%	0.37	0.40	0.43	0.46
Pendiente >7%	0.40	0.43	0.45	0.49
Cubierta promedio (pasto del 50% al 75% de cobertura)				
Pendiente < 2%	0.25	0.28	0.30	0.34
Pendiente entre 2% a 7%	0.33	0.36	0.38	0.42
Pendiente >7%	0.37	0.40	0.42	0.46
Cubierta verde buena (pasto > 75% de cobertura)				
Pendiente < 2%	0.21	0.23	0.25	0.29
Pendiente entre 2% a 7%	0.29	0.32	0.35	0.39
Pendiente >7%	0.34	0.37	0.40	0.44
Áreas cultivadas				
Pendiente < 2%	0.31	0.34	0.36	0.40
Pendiente entre 2% a 7%	0.35	0.38	0.41	0.44
Pendiente >7%	0.39	0.42	0.44	0.48
Pastizales				
Pendiente < 2%	0.25	0.28	0.30	0.34
Pendiente entre 2% a 7%	0.33	0.36	0.38	0.42
Pendiente >7%	0.37	0.40	0.42	0.46
Bosques				
Pendiente < 2%	0.22	0.25	0.28	0.31
Pendiente entre 2% a 7%	0.31	0.34	0.36	0.40
Pendiente >7%	0.35	0.39	0.41	0.45

Fuente: Chow, *et al.*, 1994.

Para la deducción del tiempo de concentración se han propuesto varias fórmulas, todas ofrecen resultados aproximados debido a los múltiples factores que inciden en el recorrido del agua dentro de una superficie de drenaje. Entre esta multitud de factores, con carácter de mayor importancia, se encuentran las condiciones fisiográficas del suelo, condiciones geomorfológicas y geológicas, las condiciones texturales y estructurales, el tipo de cobertura existente, el contenido de materia orgánica, las condiciones topográficas del terreno, la intensidad de la lluvia y el propio tiempo de retorno de la misma. No obstante, según Núñez (2001), una de las fórmulas para estimar el tiempo de concentración más

aceptadas en el área de la ingeniería de aguas y suelos es la planteada por Kirpich en el año 1940:

$$T_C = 0.02L^{0.77}J^{-0.385} \quad (6.33)$$

En donde T_C es el tiempo de concentración (en minutos), L es la longitud máxima del cauce dentro de la superficie considerada (en metros) y J es la pendiente promedio del cauce definido por la relación entre la diferencia de altura entre el punto más alejado dentro del área (cuenca) y el punto de salida, dividida entre la longitud correspondiente L . Esta última es adimensional dado que viene de la relación m/m. Esta expresión fue planteada utilizando información del SCS – US para suelos con coberturas naturales; sin embargo, cuando dicha cobertura es de hormigón o asfalto, sus resultados deberán multiplicarse por 0.4 (Kibler, citado por Chow, Maidment y Mays, 1994).

Otra de las expresiones para calcular el tiempo de concentración, tal vez con una mayor aproximación debido a que considera el tipo de cobertura del suelo, al grupo hidrológico (condiciones texturales) al que pertenece y a la humedad antecedente; todo lo cual se congrega en el número de curva (CN) que utiliza la fórmula. Esta expresión fue propuesta por el SCS – US (1973), recomendada para áreas agrícolas y planteada de la siguiente forma:

$$T_C = \frac{258.6 \times L^{0.8} \times [(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900 \times J^{0.5}} \quad (6.34)$$

En donde T_C está dado en minutos, la L debe remplazarse en m y J debe utilizarse en %. Cabe indicar que los significados tanto de L y J son los mismos que los de la expresión 6.33.

“Necesitamos enseñar a que la duda no sea temida, sino bienvenida y debatida. No hay problema en decir: no lo sé...”

Richard Feynman

CAPÍTULO VII

DRENAJE POR BOMBEO

El drenaje por bombeo es otra de las alternativas que tiene, tal vez, un uso limitado a predios con terrenos bajos, cuyas cotas son inferiores a las fincas circundantes. En estas condiciones, si bien representa una opción relativamente cara, es inevitablemente la alternativa para aprovechamiento de tierras con esta característica si lo que se quiere es explotarlos agrícolamente aun con la presencia de esta problemática. Respecto a esta opción de drenaje, el presente capítulo se ha descrito, no con una suficiente profundidad teórica, pero si mencionando, con ciertos fundamentos analíticos, aspectos importantes como las ventajas y desventajas de esta alternativa de drenaje, así como el proceso de estimación de caudales de extracción y el distanciamiento entre pozos.

7.1. APLICABILIDAD DEL DRENAJE POR BOMBEO

Se conoce como drenaje por bombeo a la reducción de los niveles freáticos mediante la construcción de pozos, en los cuales se instalan equipos de extracción de agua (bombas) que descargan, ya sea directamente en fuentes superficiales naturales o indirectamente en canales artificiales que transportan el agua hasta dichas fuentes.

En zonas bajas con respecto a un dren natural (depresiones) o de condiciones texturales de suelo completamente arcillosas (suelos “pesados”) y poco permeables, la opción de realizar drenaje mediante bombeo puede presentar una mayor ventaja respecto de los sistemas tradicionales (canales y/o drenes entubados subterráneos), especialmente para cultivos sensibles que no toleran estar inundados durante tiempos relativamente altos. Ante esta situación, la ventaja que ofrece el drenaje por bombeo puede traducirse en mejores réditos económicos respecto del drenaje tradicional.

La condición de eficiencia de esta opción de drenaje se hace posible cuando se trata con acuíferos no confinados; aunque también podría ser una alternativa para solucionar condiciones de artesianismo ocasionadas por acuíferos confinados, en donde los sistemas de drenaje convencionales por sus amplios espaciamientos no influyen sobre dicho acuífero que representa un problema para el desarrollo radicular de las plantas.

Los sistemas de drenaje por bombeo son complementados con drenes abiertos, especialmente en áreas donde el problema se debe a un suelo con una extremada impermeabilidad. Estos drenes de transporte son los que permiten evacuar los excedentes de agua a los cauces naturales. En esta apreciación es preciso hacer una distinción con respecto del uso del bombeo, cuando un colector primario termina en una cota por debajo del nivel de una fuente superficial, entonces se recurre al trasvase de agua mediante estos equipos. En este último caso, el drenaje lo realizan los sistemas tradicionales de canales y/o tuberías subterráneas.

7.2. VENTAJAS QUE OFRECE EL DRENAJE POR BOMBEO

Por cuanto la función principal del drenaje por bombeo es abatir el nivel freático, las ventajas que ofrece este sistema respecto del de drenes entubados, considerando algunos aportes de Christiansen, *et al.* citados por Grassi (1991), son las siguientes:

- Asegura una forma más efectiva de drenaje ya que la freática puede reducirse más profundamente, lo cual no es posible con los sistemas de drenajes sub-superficiales.
- Reduce los costos y los problemas que acarrearán la construcción de las obras de arte complementarias que se realizan en los sistemas tradicionales.
- No está restringido por la pendiente natural del terreno, ya que la evacuación sólo depende de energía mecánica y no de energía potencial (gravitatoria) a la cual se subordinan los sistemas tradicionales.
- Dado que es una alternativa de mayor y más rápido abatimiento de la freática, puede contribuir a solucionar más efectivamente los problemas de salinidad de suelos.

- En ciertos casos puede presentar una mayor rentabilidad que un sistema de drenaje convencional subterráneo.

7.3. LIMITACIONES QUE PRESENTA EL DRENAJE POR BOMBEO

Igual como en las otras alternativas de drenaje agrícola, la opción por bombeo tiene algunas limitaciones que son necesarias considerarlas al momento de recurrir a este método de drenaje. Entre estas pueden mencionarse las siguientes:

- El drenaje por bombeo puede extraer volúmenes de agua relativamente importantes, situación que contribuye a dejar espacios libres en los acuíferos, lo cual es aprovechado por los efectos de subsidencia (hundimiento de la superficie).
- En un área extensa, en donde la única alternativa de drenaje sea este método, la instalación de infraestructura complementaria, tales como la construcción de canales elevados o sistemas de tuberías, pueden encarecer el método.
- La alternativa de bombeo puede contribuir a una pérdida acelerada de nutrientes que se lixivian con los grandes volúmenes de agua extraída que fácilmente los arrastran.
- Si el agua extraída se la utiliza para el riego de cultivos en otras áreas y ésta contiene una alta concentración salina, el uso continuado puede dejar inservibles estos terrenos.
- Los consumos energéticos y los niveles de ruido generados por los equipos de combustión interna pueden generar cierto grado de polución.

7.4. CAUDAL EXTRAÍDO DE LOS POZOS DE BOMBEO

Si este tipo de drenaje requiere canales adicionales para transportar los excesos de agua fuera del área problema, es preciso conocer el caudal que se extraerá de cada uno de estos pozos, de tal forma que las dimensiones (diseño) de los canales subsidiarios estén en correspondencia con los volúmenes de agua extraída. La magnitud de este caudal es un parámetro de igual importancia si el agua de extracción servirá para riego. Para cuantificar este caudal de extracción también se inicia con la consideración de flujo permanente, aunque aparentemente éste se presente con cierta variabilidad temporal. No obstante, dado que el movimiento del agua dentro del suelo tiene una determinada lentitud, es esperable la asunción de flujo permanente, el cual permite resultados sin diferencias importantes y dentro de márgenes aceptables.

El fundamento hidrogeológico del cual se parte para establecer la expresión que permite estimar el caudal de extracción de un pozo, reside en la consideración de los siguientes supuestos y condiciones:

- a) El acuífero es libre e infinito.
- b) El flujo es laminar.
- c) El suelo es homogéneo e isótropo.
- d) El fondo del pozo descansa sobre una capa impermeable.
- e) Existe un flujo radial hacia el pozo, con líneas ortogonales del flujo hacia dicho pozo.

Considerando la figura 7.1 y la ley de Darcy, el caudal está dado por la siguiente expresión planteada bajo la ecuación de la continuidad:

$$Q = \int 2\pi \times r \times h \times K \times \frac{dh}{dr} \quad (7.1)$$

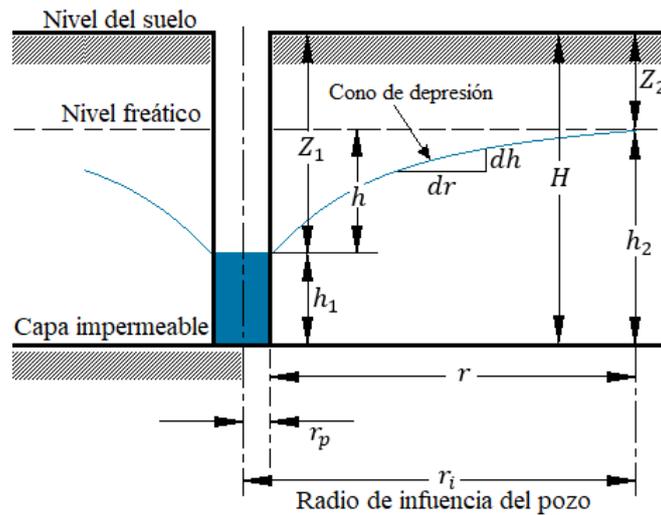


Figura 7.1 Esquema del abatimiento de la freática en drenaje por bombeo.

Si en la expresión 7.1 se integran r , entre los límites del radio de influencia r_i y del radio del pozo r_p , y h entre las cargas h_2 y h_1 , se tiene lo siguiente:

$$Q \int_{r_p}^{r_i} \frac{dr}{r} = 2\pi \times K \int_{h_1}^{h_2} h \cdot dh$$

$$Q \times \ln(r_i - r_p) = 2\pi \times K \times \frac{h_2^2 - h_1^2}{2}$$

$$Q \times \ln \frac{r_i}{r_p} = \pi \times K \times (h_2^2 - h_1^2)$$

$$Q = \frac{\pi \times K \times (h_2^2 - h_1^2)}{\ln \frac{r_i}{r_p}} \quad (7.2)$$

De la figura 7.1 pueden deducirse las siguientes diferencias:

$$h = Z_1 - Z_2 \quad h_2 = H - Z_2 \quad h_1 = H - Z_1$$

Remplazando estas últimas relaciones en la expresión 7.2 para definir Q en función de las profundidades H , Z_1 y Z_2 , se tiene:

$$Q = \frac{\pi \times K \times (Z_1 - Z_2) \times (2H - Z_2 - Z_1)}{\ln \frac{r_i}{r_p}} \quad (7.3)$$

En la expresión 7.3, K es la conductividad hidráulica y está dada en m/día, por lo tanto, el caudal Q tiene unidades de m³/día. Para que Q esté dado en m³/h, esta fórmula se deberá dividir por 24. Esto es:

$$Q = \frac{\pi \times K \times (Z_1 - Z_2) \times (2H - Z_2 - Z_1)}{24 \times \ln \frac{r_i}{r_p}} \quad (7.4)$$

Planificar el drenaje mediante la técnica del bombeo involucra una serie de factores muy variables y difíciles de establecer, que restringen su uso para cada caso específico. Sin embargo, para diseñarlo con cierto grado de precisión se tendrán que hacer las pruebas experimentales correspondientes en el área a drenar que permitan establecer cada parámetro que influye en el flujo de agua hacia el pozo. Debe tenerse en cuenta que ésta es una alternativa de drenaje que no se ha estudiado extensamente, por lo que los criterios técnicos existentes son escasos.

Uno de los parámetros importantes a tenerse en cuenta es el radio de influencia del pozo, pero es un factor que es muy difícil de determinar por todas las condiciones que rodean a la permeabilidad del suelo. Apenas criterios como los de Israelsen y Hansen, allá por el año de 1962 (citados por Grassi, 1991), mencionan que el radio de influencia de un pozo puede llegar a unos 150 m cuando se realizan tiempos cortos de bombeo y el acuífero no es tan productivo; mientras que, con tiempos de bombeo relativamente largos y con acuíferos de buena producción, el radio de influencia puede llegar hasta unos 600 m.

Ejemplo de aplicación sobre drenaje por bombeo

Debido a las cotas bajas de una extensión de terreno, se tiene una depresión en donde existen problemas con el nivel freático muy próximo a la superficie del suelo. La zona es húmeda y debido a la magnitud del área, será utilizada para cultivar. Se ha previsto realizar drenaje por bombeo, para lo cual se ha construido un pozo de 30 cm de diámetro en el centro del área y de 15 m de profundidad que es en donde se encontró la capa impermeable. Se ha determinado también que la conductividad hidráulica media del suelo es de 2.10 m/día, y por freatimetría en pruebas de bombeo, el radio de influencia aproximado es de 72 m. A nivel del terreno, en estas mismas pruebas de bombeo, la profundidad de la freática

varió desde los 60 cm a 5 m. Para instalar el equipo de bombeo, es preciso determinar el caudal a evacuar.

Datos:

$K = 2.10 \text{ m/día}$	Conductividad hidráulica media.
$H = 15 \text{ m}$	Profundidad del pozo hasta la capa impermeable.
$r_p = 0.15 \text{ m}$	Radio del pozo.
$r_i = 72 \text{ m}$	Radio de influencia.
$Z_1 = 5.0 \text{ m}$	Profundidad de abatimiento de la freática.
$Z_2 = 0.6 \text{ m}$	Profundidad de la freática.

Por lo tanto, aplicando la expresión 7.4, el caudal de evacuación del pozo será:

$$Q = \frac{\pi \times 2.10 \times (5.0 - 0.6) \times (2 \times 15 - 0.6 - 5.0)}{24 \times \ln\left(\frac{72}{0.15}\right)} = 4.78 \text{ m}^3/\text{h}$$

7.5. DISTANCIA ENTRE POZOS

Cuando el área a drenar por el método de bombeo es extensa, la funcionalidad de un único pozo resultará ineficiente dentro de una condición determinada de un acuífero. En este caso, la depresión producida podría no bajar los niveles freáticos circundantes al pozo hasta profundidades adecuadas a la rizósfera de las plantas, permitiendo una afectación en el desarrollo y producción de los cultivos por los excesos de agua. Bajo esta premisa, será necesaria la construcción de varios pozos dentro del área cuyos radios de influencia en su traslape, permitan mantener la freática a la profundidad necesaria.

El uso de varios pozos en el diseño demanda la necesidad de conocer qué distribución geométrica en el campo se deberá utilizar y a qué distancia deberán estar ubicados dichos pozos. Por lo adecuado de los traslapes en los radios de influencia, la disposición más acertada de los pozos es en la forma triangular equilátera. Con esta consideración y asumiendo un radio de influencia del pozo r_i , bajo los supuestos planteados en el apartado 7.4 de este capítulo, la distancia L entre pozos se deduce a partir de la figura 7.2.

Por el teorema de Pitágoras, la relación de r_i con la distancia entre pozos L es la siguiente:

$$r_i^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{r_i}{2}\right)^2$$

De donde:

$$r_i = \frac{L}{\sqrt{3}} \quad (7.5)$$

Desde la expresión 7.3, el radio de influencia r_i se establece de la forma siguiente:

$$\ln\left(\frac{r_i}{r_p}\right) = \frac{\pi \times K \times (Z_1 - Z_2) \times (2H - Z_2 - Z_1)}{Q} \quad (7.6)$$

Reduciendo a un coeficiente exponencial la parte derecha de la expresión 7.6 y despejando r_i , se tiene:

$$r_i = e^M \times r_p \quad (7.7)$$

Siendo:

$$M = \frac{\pi \times K \times (Z_1 - Z_2) \times (2H - Z_2 - Z_1)}{Q}$$

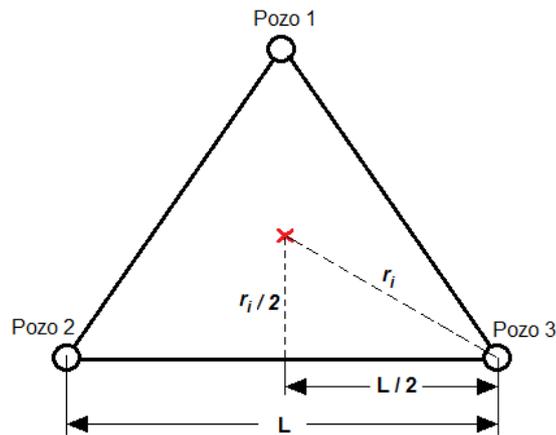


Figura 7.2 Distribución triangular equilátera de pozos (Tomada del texto de Grassi, 1991).

Iguando las expresiones 7.5 y 7.7, la distancia entre pozos es:

$$L = \sqrt{3} \times e^M \times r_p \quad (7.8)$$

En donde las variables que componen M : Z_1 , Z_2 y H estarán dadas en metros, mientras que K en unidades de m/día. El valor de r_p también deberá remplazarse en metros. En consecuencia, L tendrá unidades de metros. Por otro lado, en la expresión 7.7 el valor de Z_2 (para obtener M), que constituye el límite mínimo de la freática (véase la figura 7.1), se lo asumirá como una condición de diseño en las pruebas de campo.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Avidan A. (1994). *Determinación del régimen de riego de los cultivos: Factores que influyen sobre el régimen de riego*. Fascículo 1. Centro de Cooperación Internacional para el Desarrollo agrícola. Israel.
- Ayers S. y Westcot W. (1985). *Water quality for agriculture*. Estudio de Riego y Drenaje N° 29. Roma, Italia: FAO.
- Barrera R. (1997). *Riegos y drenajes*. Santafé de Bogotá, Colombia: Universidad Santo Tomás.
- Buckman H. y Brady N. (1970). *Naturaleza y propiedades de los suelos*. España: Montaner y Simon, S. A.
- Cevallos F. (2015). *Respuesta del cultivo de fréjol (*Phaseolus vulgaris*) a cinco tiempos de inundación en las épocas de floración y fructificación en la zona del cantón La Troncal, provincia del Cañar* (Tesis de grado). Universidad Agraria del Ecuador, Ecuador.
- Chow V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S. A.
- Chow V., Maidment D. y Mays L. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S. A.
- Cruz R. (1995). *Drenajes*. Colombia: Centro de Investigación de la Caña de azúcar (CENICAÑA).
- Elrick E., Reynolds D. y Tan A. (1989). Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analyses. *Ground Water Monit. Rev.* Vol. 9, No. 3, 184-193.
- FAO (1976). *Las necesidades de agua de los cultivos*. Roma, Italia: Estudio FAO, Riego y drenaje N° 33.
- FAO (1979). *Elementos para el proyecto de drenajes*. Roma, Italia: Estudio FAO, Riego y drenaje N° 38.
- Forero J. (2000). *Conductividad hidráulica para drenaje de campos agrícolas*. Santa Fe de Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Grassi C. (1991). *Drenaje de tierras agrícolas*. Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT). Mérida – Venezuela.
- Grassi C. (1998). *Fundamentos del riego*. Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT). Mérida – Venezuela.
- ILRI (International Institute for Land Reclamation and Improvement), 1977. *Principios y aplicaciones del drenaje*. Wageningen, Holanda.

- Luthin J. (1967). *Drenaje de tierras agrícolas: teoría y aplicaciones*. México: Limusa.
- Maas E. y Hoffman G. (1975). Crop salt tolerance – current assesment. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*: Vol. 103(2), 115 – 134. Recuperado de https://www.ars.usda.gov/arsuserfiles/20360500/pdf_pubs/P572.pdf
- Millar C., Turk L. y Foth H, 1971. *Fundamentos de la ciencia del suelo*. México: CECSA.
- Núñez J. (2001). *Manejo y conservación de suelos*. Costa Rica: Universidad Estatal a Distancia de Costa Rica.
- Olalla F., López P. y Calera A. (2005). *Agua y agronomía*. España: Ediciones Mundi-Prensa.
- Ortegón A. (2004). Metodología para la realización de estudios de drenaje a nivel predial. *Palmas*, 25 (Número especial), 132.
- Rázuri L., (2004). *Drenaje superficial*. Módulo de la Maestría en Riego y Drenaje. Ecuador: Universidad Agraria del Ecuador.
- Rojas F. (1976). *Drenaje superficial de tierras agrícolas*. Venezuela: Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT).
- Saxton K. y Rawls W. (2006). Soil Water Characteristic Estimates by Texture and organic Matter for Hydrologic Solutions. *Soil Science Society of American Journal*: (70), 1569 -1578. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj2005.0117>
- Solís G. (2016). *Respuesta del cultivo de maíz (Zea mays L.) a cinco tiempos de inundación en la etapa de floración, cantón Bucay, provincia del Guayas* (Tesis de grado). Universidad Agraria del Ecuador, Ecuador.
- Thompson L. y Troeh F. (1988). *Los suelos y su fertilidad*. España: Reverté, 4ta Ed.
- Trezza R., s.f. *Drenaje agrícola*. Documento disponible en: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/rtrezza/LluviasExtremas.pdf> (Último acceso: 17/05/2016).
- Trueba S. (1986). *Hidráulica*. México: CECSA.
- Valverde J. (2007). *Riego y drenaje*. Costa Rica: Universidad Estatal a Distancia San José de Costa Rica.
- Vásquez S. (2017). *Identificación de áreas críticas por niveles freáticos altos en la hacienda bananera “Clementina”, provincia de Los Ríos* (Tesis de maestría). Universidad Agraria del Ecuador, Ecuador.
- Villanueva M. e Iglesias A. (1984). *Pozos y acuíferos: técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo*. España: Instituto Geológico y Minero de España.
- Villón M. (2004). *Drenaje*. Cartago, Costa Rica: Centro de Información Tecnológica, Instituto Tecnológico de Costa Rica.

EL DRENAJE AGRÍCOLA Y SUS ELEMENTOS DE DISEÑO

1^{RA} EDICIÓN

PhD. Freddy Carlos Gavilánez Luna

AUTOR

ISBN: 978-9942-826-38-1



© Reservados todos los derechos. La reproducción parcial o total queda estrictamente prohibida, sin la autorización expresa de los autores, bajo sanciones establecidas en las leyes, por cualquier medio o procedimiento.

CREATIVE COMMONS RECONOCIMIENTO-NOCOMERCIAL-COMPARTIRIGUAL 4.0.

