

Rafael Ruiz. S

MANUAL DE DRENAJE AGRICOLA

6769m

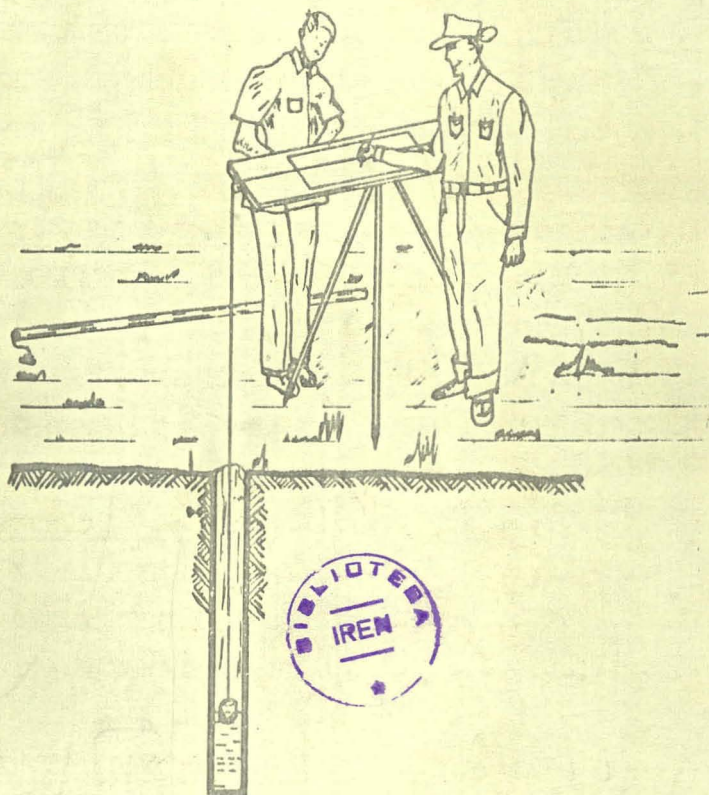
1034

c 1

por

Prof. CARLOS J. GRASSI

Con el asesoramiento del Prof. Jerald Christiansen de
Utah State University



01034

CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
INTEGRAL DE AGUAS Y TIERRAS

Proyecto 213 del Programa de Cooperación Técnica de la Organización de los Estados Americanos
Dirigido por Utah State University, Logan, Utah

Mérida, Venezuela
Abril, 1969

Material de Enseñanza
Documento n° 63



INDICE

CAPITULO	Página
1. <u>INTRODUCCION</u>	1
1. DEFINICION DE DRENAJE AGRICOLA.....	1
2. DRENAJE EN ZONAS HUMEDAS Y EN ZONAS ARIDAS.....	2
3. ALGUNAS REFERENCIAS SOBRE PROBLEMAS DE DRENAJE EN LA- TINOAMERICA.....	5
2. <u>EIDRENAJE Y SU RELACION CON EL SUELO Y LOS CULTIVOS</u>	9
1. ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO.....	9
2. EL AGUA DEL SUELO.....	15
3. CONSUMO DE LA HUMEDAD DEL SUELO POR LA VEGETACION.....	21
4. LA SOLUCION DEL SUELO Y LA SALINIDAD.....	26
3. <u>MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DEL SUELO</u>	31
1. ECUACION DE DARCY.....	31
2. MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA ZONA DE SATURACION.....	42
3. PENETRACION DEL AGUA EN EL SUELO.....	44
4. MOVIMIENTO DEL AGUA Y SALES EN SUELO NO SATURADO.....	48
4. <u>FUENTES DE EXCESO DE AGUA</u>	54
COMPONENTES DE LA RECARGA.....	57
COMPONENTES DE LA DESCARGA.....	64
VARIACION DEL ALMACENAJE DE AGUA.....	66
5. <u>ESTUDIOS E INVESTIGACIONES DE DRENAJE</u>	68
1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION.....	68
2. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.....	71
3. ESTUDIOS DE SUELOS.....	72
4. ESTUDIOS GEOLOGICOS.....	74
5. USO ACTUAL DE LA TIERRA.....	75
6. ESTUDIOS DE SALINIDAD.....	77
6. ESTUDIOS DE NIVELES FREATICOS Y PIEZOMETRICOS.....	79
1. RELEVAMIENTO DE NIVELES FREATICOS.....	79

2.	RELEVAMIENTO DE NIVELES PIEZOMETRICOS.....	86
7.	<u>ESTUDIOS DE PERMEABILIDAD.....</u>	96
1.	FACTORES QUE AFECTAN LA PERMEABILIDAD.....	96
2.	DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.....	96
3.	METODOS DE LABORATORIO PARA MEDIR CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.....	98
4.	METODOS DE CAMPO PARA MEDIR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.....	103
8.	<u>DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA DE DRENAJE.....</u>	116
1.	MAPA DE NIVELES FREATICOS.....	116
2.	MAPA DE PROFUNDIDAD A LA SUPERFICIE FREATICA.....	119
3.	MAPA DE PROFUNDIDAD A LA "BARRERA".....	120
4.	MAPAS DE PERMEABILIDAD.....	123
5.	PERFILES DE NIVEL FREATICO.....	124
6.	PERFILES PIEZOMETRICOS.....	125
7.	HIDROGRAMAS	129
8.	PROGRAMA DE ACCION.....	131
9.	<u>FLUJO DEL AGUA HACIA EL DREN</u>	133
1.	CAUDAL PERMANENTE.....	135
2.	CAUDAL NO PERMANENTE	142
3.	DREN INTERCEPTOR.....	151
10.	<u>FLUJO DEL AGUA HACIA EL POZO.....</u>	153
11.	<u>METODOS DE DRENAJE</u>	163
1.	DRENES LATERALES.....	164
2.	DRENAJE POR BOMBEO.....	170
3.	RED DE DRENAJE DE UN PROYECTO.....	173
12.	<u>ALGUNOS ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE.....</u>	175
1.	DRENES ABIERTOS	175
2.	DRENES CERRADOS	178
3.	DRENAJE POR BOMBEO	185

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1. DEFINICION DE DRENAJE AGRICOLA

La producción de cultivos en condiciones económicas, requiere un ambiente edáfico adecuado en la zona de exploración radical de los mismos; el que depende a su vez del régimen térmico e hidrico, así como de su aereación y del nivel de salinidad y de fertilidad del suelo.

Al ser el suelo un sistema polifásico, con una fase estática: sólida y dos fases dinámicas: líquida y gaseosa, es lógico considerar los efectos - que pueden derivarse de los cambios en el contenido del agua del suelo y de las relaciones de interfase.

En la Naturaleza, el régimen de reposición de agua al suelo no siempre se ajusta a las reales necesidades de los cultivos, debiendo recurrirse al control de la humedad edáfica, que asegure a los cultivos el ambiente adecuado para su crecimiento y desarrollo; ya sea reponiendo agua mediante la práctica del riego o evacuando los excesos mediante el drenaje.

El drenaje tiene en consecuencia como objetivo, eliminar el exceso de agua del suelo, a fin de mantener las condiciones de aereación y la actividad biológica del mismo, indispensable para cumplir los procesos fisiológicos relativos al crecimiento radical. De esta manera se garantiza al cultivo posibilidades de expansión en profundidad, lo que significa un mejor soporte mecánico y mayor acceso al agua y a los nutrientes.

Asímismo, el drenaje tiene como objetivo la remoción de sales del suelo y el mantenimiento de su balance salino. Por ello se entiende no sólo la lixiviación de sales que originalmente contiene el suelo, sino también el abatimiento de los niveles freáticos, para evitar que las sales asciendan a la capa radical a través del agua que consumen las plantas.

Resultan del drenaje de las tierras, algunos beneficios adicionales , que pueden resumirse en una mejor programación del patrón de cultivos y de las labores culturales; así como también en el mejoramiento de las condiciones sanitarias de la zona en general.

Al decir eliminación del exceso de agua del suelo, se quiere igualmente significar los sobrantes superficiales como los internos. Por lo tanto, de acuerdo al lugar donde se localiza el exceso de agua, se distingue el drenaje superficial y el drenaje sub-superficial.

En muchos casos, los terrenos tienen buena capacidad natural de drenaje para mantener los niveles abatidos, aún con grandes excesos de agua, como consecuencia de lluvia, riego, o de ambos : drenaje natural. En otros casos, un balance hídrico desfavorable en condiciones naturales o como consecuencia de la implantación del riego, crea condiciones de alta humedad e dáfica y consiguiente salinidad que obliga a la intervención del hombre : drenaje artificial.

En este Manual, se entiende por drenaje todas las acciones derivadas de la intervención del hombre :omitiéndose por lo tanto la palabra "artificial".

2. DRENAJE EN ZONAS HUMEDAS Y EN ZONAS ARIDAS

En zonas húmedas, cuyas condiciones climáticas se caracterizan por una precipitación mayor que la evapotranspiración, es lógico que se produzcan excesos de agua, los que con una topografía desfavorable y baja capacidad de transmisión de los estratos acuíferos, pueden dar origen a problemas de drenaje. Cuando dichos excesos de agua ocurren durante el período vegetativo de los cultivos, resultan serias limitaciones al desarrollo y crecimiento de los mismos, debiendo intervenir con oportunas obras y prácticas de drenaje.

Dado que los suelos de las zonas húmedas han sufrido naturalmente un proceso de lixiviación, los niveles de salinidad son generalmente bajos y

el exceso de precipitación durante el período de lluvias garantiza el mantenimiento del balance salino. En tal caso el drenaje tiene como objetivo fundamental, el asegurar a los cultivos una capa radical suficientemente aireada y los beneficios que de ello se derivan.

En determinadas condiciones, especialmente en cuanto a características físicas del suelo, un plano freático bajo control, localizado próximo a la base del sistema radical, asegura la humedad necesaria para mantener la evapotranspiración. Es éste un caso común en los Países Bajos, donde el mismo sistema de drenaje para eliminar los excesos de lluvia de invierno, se convierte en un sistema de control de humedad por sub-irrigación durante el verano.

En zonas áridas, el balance hídrico del suelo en equilibrio con el clima, muestra que excepcionalmente se pueden presentar problemas en condiciones naturales. Los suelos insuficientemente lixiviados, a causa de una precipitación muy inferior a la evapotranspiración, constituyen una evidencia del déficit de humedad que ha caracterizado su formación.

La introducción del riego en áreas de clima árido, cambia el balance hídrico del suelo, ya que la magnitud de los aportes aumentan substancialmente. No sólo se agrega mediante el riego agua para sustentar la evapotranspiración beneficiosa de los cultivos, sino que, en una cantidad mucho mayor, para compensar las pérdidas del riego y el exceso de agua que se requiere para mantener el balance salino.

Al respecto cabe señalar que, aún en proyectos de riego bien diseñados, - construidos y operados, no se ha logrado una eficiencia total mayor de un 50%; lo que significa que la mitad del agua derivada se pierde por distintos conceptos y no se consume. Los estratos transmisores de agua no pueden soportar esta sobrecarga y los niveles de agua subterránea asciende en busca de una mayor capacidad de salida, pero a costa de un plano freático ubicado en la zona radical. Ello trae como consecuencia altos niveles de humedad, pobre aereación y ascenso de sales que no han podido ser lixiviadas.

La mayor parte de las obras y prácticas de drenaje agrícola, han sido realizadas en climas húmedos de Europa y del este de los Estados Unidos. Una abundante literatura cubre aspectos de diseño y de construcción de sistemas de drenaje en tales condiciones. La característica fundamental, es que el drenaje representa en tal caso una práctica de mejoramiento de la capacidad productiva de los suelos, que permite cambiar el tipo de explotación a niveles más intensivos; por ejemplo de ganadería a agricultura.

El desarrollo de los proyectos de riego en zonas áridas del oeste de Estados Unidos, México, Perú, Chile y Argentina, ha mostrado, como, la riqueza creada y el valor real y potencial de la tierra bajo riego, puede destruirse en lapsos de unos pocos lustros, por los altos niveles de salinidad de las tierras, asociados a la falta de adecuadas condiciones de drenaje. En el caso de los proyectos de riego en condiciones de aridez, la provisión de un drenaje adecuado es imperativo y juega un rol más preponderante que en las zonas húmedas, donde se presentan otras alternativas de explotación.

Existen en el Mundo en condiciones de aridez, áreas bajo riego que operan con todo éxito, aún después de decenas o centenas de años, sin mayores cuidados con respecto al drenaje de las tierras. Ello señala que se dan en la Naturaleza, casos en los cuales nunca se presentarán tales problemas, lo que permite enfatizar que, "el drenaje es la cantidad de agua que debe ser removida del suelo para mantener la agricultura bajo riego a perpetuidad".

Este Manual está destinado al drenaje, necesario como consecuencia de las acciones del hombre ; o sea al drenaje de proyectos de riego. Aún cuando, los principios son similares y que algunos capítulos cubren también aspectos relacionados con excesos de agua de lluvia, el mayor énfasis es puesto en las áreas irrigadas. Además, ha sido intención del autor cubrir más ampliamente los aspectos relacionados con investigación de drenaje que los de diseño y construcción, atento a que la literatura es más escasa precisamente en las técnicas de reconocimiento y diagnóstico -

del problema

3. ALGUNAS REFERENCIAS SOBRE PROBLEMAS DE DRENAJE EN LATINOAMERICA

Es difícil generalizar con respecto a problemas de drenaje en Latinoamérica, en un área que se extiende desde México hasta Argentina y Chile, abarcando parte de América del Norte, América Central y América del sur, dado la gran diversidad de condiciones naturales y de desarrollo de los proyectos de riego.

Sin embargo, a fin de especificar en parte la naturaleza de los problemas de drenaje, nos referiremos al desarrollo de los proyectos de irrigación y de recursos hidráulicos en general, con relación a muy amplias divisiones climáticas.

En las condiciones de los climas húmedos y semi-húmedos tropicales que caracterizan a gran parte de América Central y del norte de América del Sur, los problemas de drenaje resultan como consecuencia de un desigual régimen pluvial y evapotranspiratorio. Durante un período que varía entre 6 y 8 meses según las zonas, es posible realizar cultivos "a temporal", en tierras con buenas condiciones de drenaje externo e interno, solo con el concurso de la precipitación natural.

Durante los siguientes 4 a 6 meses, sobreviene un período de sequía con una precipitación muy inferior a la evapotranspiración; por lo que agotada la reserva de humedad en el suelo, la posibilidad potencial de realizar cultivos sólo puede ser aprovechada con el concurso del riego artificial. Por esto es que, gran parte de los países del área tropical, en Centro y Sud-América, se encuentran en la etapa de formulación, diseño y construcción de proyectos de riego, como parte de una política de desarrollo agrícola y de transformación de la estructura social y económica. Como ejemplos típicos de países con varios proyectos de riego en marcha para los fines que han sido expuestos, cabe mencionar a Colombia y Venezuela.

En general, dado las condiciones de formación de los suelos, las áreas a irrigar en las tierras llanas del Trópico presentan una baja capacidad

natural de drenaje, si se tiene en cuenta la magnitud de la recarga de acuíferos. Durante el período de lluvias, los niveles freáticos ascienden aproximándose a la superficie del suelo. En el período de sequía, obviamente la descarga es superior a la recarga y los niveles bajan.

La introducción del riego modifica el balance hídrico en equilibrio con el clima, permitiendo extender el período de cultivo, pero da origen a otra importante fuente de recarga como pérdidas de riego. En tal caso, es posible que aparezcan evidencias de exceso de agua si el manejo del riego no es el adecuado. La intensidad del problema de drenaje y la magnitud de las obras a realizar es entonces una consecuencia de las acciones del hombre y de su eficiencia en el manejo del recurso agua. Los aspectos de salinidad, generalmente asociados a excesos de agua, no tienen mayor relevancia en tales condiciones climáticas, dado que se mantiene el balance salino del suelo, aún después de la introducción del riego.

En los climas áridos y semi-áridos tropicales, los suelos no han sido lixiviados, y el problema de drenaje puede estar unido al de salinidad.

En general, la característica que distingue a los problemas de drenaje en los climas húmedos y áridos del Trópico, es que la irrigación está prácticamente en sus comienzos. Las medidas a adoptar son más bien de pronóstico de la situación futura, a fin de seleccionar cultivos y tierras y establecer normas de administración y de manejo del riego, a nivel de proyecto y a nivel de predio.

En los climas templados áridos, la irrigación es incluso anterior a la Colonia y se intensificó al intentar el desarrollo agrícola, como una forma de aprovechar el régimen térmico que limita el lapso de posible cultivo. A este esquema responde el proceso de desarrollo del riego, en México, Perú, Chile y Argentina.

En condiciones de aridez, tal como se consideró anteriormente, los problemas de drenaje en los proyectos de riego, han dependido de las acciones

del hombre y de su eficiencia en la conducción, distribución y aplicación de agua al cultivo. Dada la antigüedad del riego en muchos casos, los problemas son presentes o actuales y requieren un tratamiento riguroso de rehabilitación de suelos deteriorados por efecto de sales y/o álcalis.

Extensos programas de drenaje y rehabilitación de suelos se llevan a cabo en distritos del noroeste de México. Programas de estudios de campo para reconocer el problema, se inician en sistemas de riego de la costa del Perú y del Sud de la Argentina.

Aún cuando, algunos de los argumentos son aplicables también a condiciones distintas de las que caracterizan a los países de Latinoamérica, se enuncian a continuación posibles causas que pueden haber dado origen a problemas diversos de drenaje en los proyectos de riego.

1. Insuficiente reconocimiento del problema de drenaje por parte de los proyectistas y operadores de los sistemas de riego. En general ha predominado el criterio hidráulico y estructural, en cuanto a la construcción y operación de las obras.
2. Insuficiente conocimiento de la ciencia y la técnica del drenaje de tierras agrícolas, a la época de construir los proyectos de riego actualmente en operación, ya que esta disciplina ha tenido un desarrollo más o menos reciente.
3. Pobre criterio de selección de las tierras para riego, basado en conceptos estrictamente edáficos de relevar los dos metros superficiales de suelo, sin tener en cuenta posibles limitaciones de estratos más profundos.
4. No consideración de la hidrología del área del proyecto y de la importancia del análisis del balance hidrológico, como una forma de pronosticar el posible problema de drenaje.

5. No consideración de la importancia del desarrollo del agua subterránea, como parte del desarrollo integral y armónico de los recorridos hidráulicos.
6. Política de construcción de grandes obras hidráulicas sin el correlativo plan de desarrollo de las tierras, con el resultado de una amplia y superflua disponibilidad de agua, durante los años que comprende la maduración del proyecto.
7. Ineficiente manejo del agua en el predio y falta de incentivos económicos y/o restricciones legales y reglamentarias, para asegurar un uso racional del agua por parte de los usuarios.

CAPITULO 2

EL DRENAJE Y SU RELACION CON EL SUELO Y LOS CULTIVOS

1. ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO

El suelo es un sistema disperso, polifásico, con una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa, donde se producen a su vez relaciones de interfase : sólido-líquida, sólido-gaseosa, líquido-gaseosa, que tienen gran importancia para la vida de las plantas. La figura 2.1. muestra la composición volumétrica de un suelo mineral : fase sólida 50%, fase líquida 25%, fase gaseosa 25%.

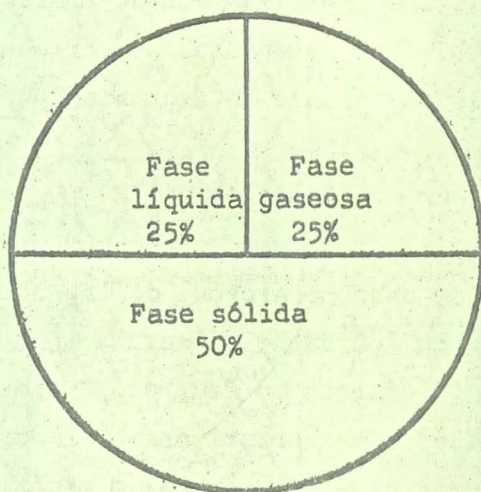


Figura 2.1.

Fase sólida

La fase sólida está integrada por las partículas o material del suelo, la que no cambia volumétricamente, mientras que la gaseosa: aire del suelo y la líquida : humedad del suelo, son cuantitativamente dinámicas, e inversamente proporcionales; o sea, a medida que aumenta el contenido de agua disminuye el aire y viceversa. Esta característica tiene gran importancia agrícola, desde que, mediante el riego y el drenaje lo que se hace es variar en el suelo que exploran las raíces, la proporción relativa de

agua y aire, a fin de asegurar un ambiente adecuado para el desarrollo de los cultivos.

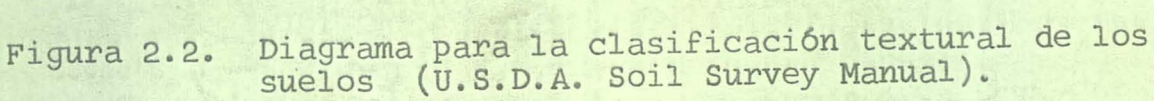
La fase sólida del suelo está compuesta por una fracción inorgánica y una orgánica. La fracción inorgánica, que es en cantidad la mayor, está integrada por las partículas primarias de arena, limo y arcilla, mineralógicamente compuestas de cuarzo, feldespato, mica y otros minerales; y por las sales del suelo (cloruros, sulfatos, bicarbonatos y carbonatos, de sodio, calcio y magnesio), con amplia gama en su solubilidad. Algunas de las propiedades más importantes de la fase sólida, dependen de su contenido de arcilla y en especial de la naturaleza mineralógica de las mismas. Al respecto cabe distinguir tres tipos de arcilla: montmorillonítica, kaolínica, e illítica. Las primeras al tener una mayor superficie interna presentan un más elevado grado de expansión al humedecerse y de contracción al secarse.

La fracción orgánica en cambio, está compuesta por residuos vegetales en diferente grado de descomposición, de la cual depende su actividad biológica. Representa en los suelos minerales entre el 1 y el 5% de su volumen, aunque en los "orgánicos" o "turbosos", puede llegar al 80% de su volumen. Algunas de las características más importantes en el suelo, como color y estructura dependen del contenido orgánico del mismo.

Las partículas primarias se separan de acuerdo a su tamaño en "fracciones", las que, conforme a la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo, corresponden a los siguientes límites:

<u>Fracción</u>	<u>Diámetro límite, mm</u>
arena gruesa	2.00 - 0.20
arena fina	0.20 - 0.02
limo	0.02 - 0.002
arcilla	menos de 0.002

En el suelo se presentan generalmente como combinaciones de arena, limo y arcilla y la proporción relativa de cada una define la textura del



La textura del suelo es una propiedad física, de importancia al en drenaje, ya que condiciona la capacidad de transmisión de agua, al afectar la permeabilidad de los estratos. El triángulo de la figura 2.2. permite establecer el tipo textural, en base a la

La textura del suelo es una propiedad física, de importancia mental en drenaje, ya que condiciona la capacidad de transmisión de agua, al afectar la permeabilidad de los estratos. El triángulo, figura 2.2. permite establecer el tipo textural, en base a la rela-

tiva de arena, limo y arcilla.

La estructura del suelo, es la forma de agregación de las partículas primarias. Se trata de una importante propiedad física relacionada con la dinámica del agua y en especial con la velocidad de penetración y la permeabilidad. La figura 2.3. incluye un diagrama de tipos estructurales tomado de Buckman y Brady (1960). La estabilidad al agua de estos agregados, tiene una gran influencia en la capacidad del suelo para transmitir agua. El grado de estabilidad de los agregados, depende del tipo de arcilla, de la cantidad de materia orgánica y de la composición química de la solución del suelo. Definida la textura y estructura de cada horizonte, es posible realizar una estimación por lo menos cualitativa de la permeabilidad.



Figura 2.3.

Perfil

El perfil del suelo, que es un corte vertical a través de su masa, - describe la secuencia de las capas u "horizontes" en que puede dividirse la profundidad explorable por las raíces de los cultivos. Las características particulares y diferenciales de cada horizonte, dependen de los factores de formación que han actuado (material de progénesis, relieve, clima, materia orgánica y tiempo) y constituye las bases para su clasificación.

En términos muy amplios, cabe subdividir el suelo en tres horizontes, fig.2.4., horizonte A: eluviación; horizonte B: iluviación; horizonte C : material de progénesis. En algunos casos el material de progénesis es roca y los suelos son primarios y residuales; mientras que en otros casos - el material ha sido transportado por el agua: aluviales, o por el viento: eólicos.

En relación con el drenaje, es muy importante la estratificación, dado que las características texturales y estructurales de cada estrato, afec-

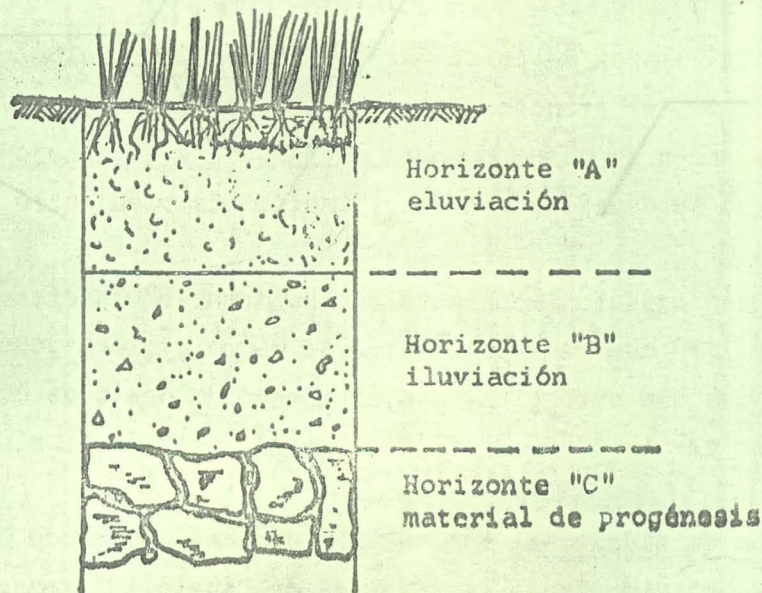


Figura 2.4.

tan en forma diferente la capacidad de transmisión del agua. En drenaje interesa el perfil del suelo hasta profundidades mucho mayores que las que comunmente explora el edafólogo. Tal como se considerará oportuna - mente, los estratos muy por debajo de los drenes, en ocasiones hasta más de 20 m. de profundidad, tienen incidencia en la determinación de su espaciamiento.

Porosidad

La porosidad del suelo es una relación entre el volumen de sus espacios vacíos ocupado por el agua y aire, y el volumen bruto total del mismo. Se calcula en base a los datos de densidad real y aparente:

$$n = \left(1 - \frac{\rho_a}{\rho_r}\right) 100 \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (2.1)$$

Donde :

ρ_a es la densidad aparente

ρ_r es la densidad real

Los valores de porosidad comunes en los suelos minerales, varían entre un 40% en arenosos y un 55% en arcillosos, tabla 2.1. Sin embargo, otros factores tales como la estructura y el manejo de los suelos, que afectan la densidad aparente, inciden también sobre la porosidad.

Otro aspecto importante a considerar es la distribución del espacio poroso, en cuanto a proporción de macro y micro poros, dada la íntima - relación que esto tiene con la retención del agua contra la gravedad y con la percolación o pasaje del agua a través del mismo.

La densidad real, ρ_r , es el peso por unidad de volumen de las partículas individuales o fase sólida del suelo. En ausencia de una determinación directa, que es siempre más conveniente, se adopta $\rho_r = 2.65$, que corresponde generalmente a los suelos minerales.

La densidad aparente, ρ_a , es el peso de suelo seco por unidad de

volumen bruto del mismo. Los valores son variables de acuerdo a las características físicas y en especial con el tipo textural. Los suelos arenosos tienen valores altos : 1.50 - 1.65 ; los suelos arcillosos, bajos: 1.20 - 1.25 ; y los suelos francos, intermedios: 1.35 - 1.45. No obstante, pueden encontrarse valores que se diferencian notablemente de los que corresponderían a su tipo textural. Son comunes en subsuelos arcillosos compactados, datos de ρ_a superiores a 1.60, lo que señala la conveniencia de la determinación directa.

2. EL AGUA DEL SUELO

Fuerzas que retienen el agua en el suelo

Si a un volumen de suelo saturado, se lo somete a la acción de las fuerzas de la gravedad, cederá agua libre o gravitacional. Un determinado volumen de agua quedará sin embargo retenido por la acción capilar que depende de las fuerzas de adhesión sólido-agua y de cohesión agua-agua.

Un nivel freático alto, vecino a la superficie del suelo, delimita la zona de suelo saturado, con una presión positiva donde el agua es capaz de producir trabajo, de la zona no saturada, donde la presión capilar es negativa y se requiere invertir trabajo para extraer agua del suelo.

El contenido hídrico del suelo, w , se expresa como una relación de masas o de volúmenes de agua con respecto a suelo seco. De acuerdo a la fig. 2.5., el contenido de agua en base a volumen, w_v , resulta:

$$w_v = \frac{d}{D} 100 \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (2.2)$$

Para expresar el contenido hídrico en base a peso, se multiplica el numerador y el denominador por las respectivas densidades, por lo tanto:

$$w = \frac{d}{D \cdot \rho_a} 100 \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (2.3)$$

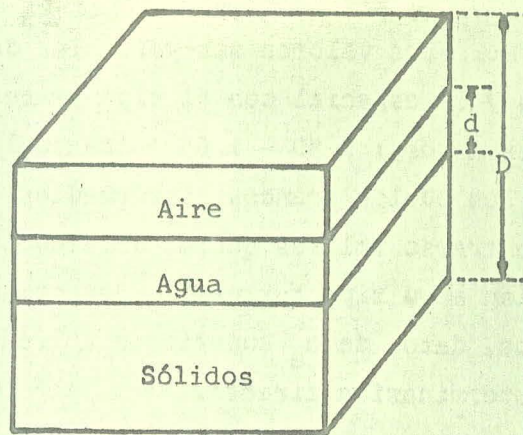


Figura 2.5.

Si a un suelo con nivel freático próximo a la superficie se le interrumpe la evaporación, el agua asciende por efecto de la capilaridad, hasta que se alcanzan condiciones de equilibrio, cuando la fuerza vertical hacia arriba iguala al peso de la columna de agua cuya altura es la distancia desde el plano freático. En tal caso la curva de w_v en función de la profundidad, tendrá la forma que señala la figura 2.6, donde puede reconocerse: 1.- la zona por debajo de la superficie freática, donde todo el espacio vacío está ocupado por agua; 2.- la franja capilar por sobre el nivel

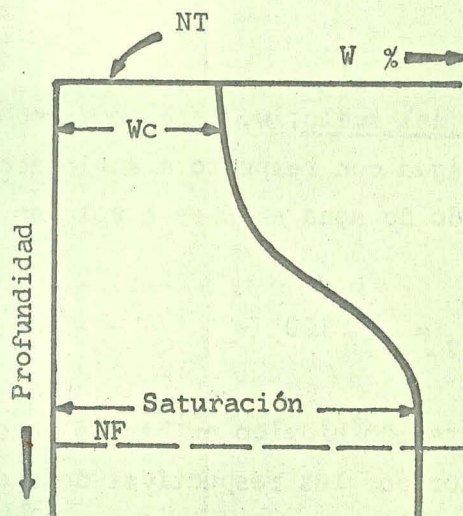


Figura 2.6.

TABLA 2.1. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO

Textura del Suelo	Filtración y permeabilidad cm/hr	Total espacio poroso % n	Peso específico aparente. p _a	Capacidad de campo % W _c	Marchitez permanente % W _m	Humedad Total Utilizable 2		
						Peso Seco %	Volumen %	cm/m.
Arenoso	5 (2,5-25,5)	38 (32-42)	1,65 (1,55-1,80)	9 (6-12)	4 (2-6)	5 (4-6)	8 (6-10)	8 (7-10)
Franco-arenoso	2,5 (1,3-7,6)	43 (40-47)	1,50 (1,40-1,60)	14 (10-18)	6 (4-8)	8 (6-10)	12 (9-15)	12 (9-15)
Franco	13 (0,8-2,0)	47 (43-49)	1,40 (1,35-1,50)	22 (18-26)	10 (8-12)	12 (10-14)	17 (14-20)	17 (14-19)
Franco-arcilloso	0,8 (0,25-1,5)	49 (47-51)	1,35 (1,30-1,40)	27 (23-31)	13 (11-15)	14 (12-16)	19 (16-22)	19 (17-22)
Arcillo-arenoso	0,25 (0,03-0,5)	51 (49-53)	1,30 (1,25-1,35)	31 (27-35)	15 (13-17)	16 (14-18)	21 (18-23)	23 (18-23)
Arcilloso	0,5 (0,01-0,1)	53 (51-55)	1,25 (1,20-1,30)	35 (31-39)	17 (15-19)	18 (16-20)	23 (20-25)	23 (20-25)

Nota : Los intervalos normales son consignados entre paréntesis.

1. Los intervalos filtración real varían mucho con la estructura del suelo y su estabilidad estructura, incluso, aún más de lo indicado en esta columna.
2. La humedad fácilmente utilizable representa un 75% de la totalmente utilizable.

freático donde se mantienen las condiciones de "casi saturación" ; 3.- la zona no saturada que se caracteriza por una disminución del contenido hídrico con la altura.

Curva de capacidad hídrica

En el laboratorio puede determinarse en un amplio rango, la curva que relaciona el contenido hídrico de la zona no saturada con su energía de retención expresada como presión capilar, tensión o succión matriz, SM. - Para ello en una cámara especial, se someten muestras de suelo a distintas presiones de desplazamiento. El agua drena a través de una membrana permeable al agua y a los solutos e impermeable al aire. Si alcanzadas las condiciones de equilibrio, se determina el contenido hídrico de la muestra, se obtiene una curva del contenido hídrico en función de la energía de retención de agua, expresada como tensión o succión matriz, en bares o en atmósferas. La curva, figura 2.7., denominada curva de capacidad hídrica o curva característica de humedad en el suelo, muestra que, la succión matriz, SM, crece logarítmicamente al disminuir aritmeticamente el contenido hídrico del suelo. Asimismo muestra, que, con altos niveles de humedad en el suelo, una disminución del w , aumenta muy levemente la SM; mientras, que, en el rango correspondiente al suelo seco, una escasa reducción de w ,

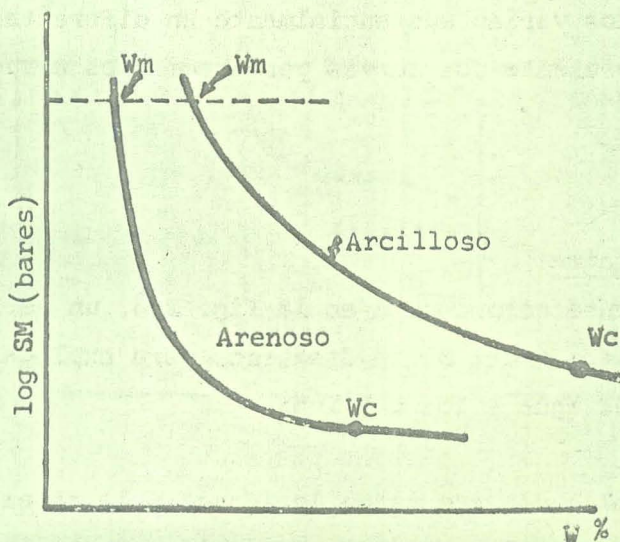


Figura 2.7.

produce un elevado crecimiento de la SM.

La retención máxima de humedad en el suelo es la que se obtiene al someter el suelo saturado previamente, a la fuerza de la gravedad. El valor que se logra en el campo en condiciones de libre drenaje, es lo que se denomina capacidad de campo, W_c . A medida que el suelo pierde humedad, el esfuerzo que debe realizar el cultivo para extraer agua del mismo es proporcionalmente mayor, hasta que llega a un valor en el cual el cultivo se marchita; es lo que se conoce como punto (o coeficiente) de marchitamiento permanente, W_m , y que corresponde aproximadamente a una SM = 15 bares.

Si sobre la curva ubicamos el w que corresponde a capacidad de campo, W_c , para dicho suelo, se tiene el rango de disponibilidad de agua para el cultivo entre capacidad de campo y punto de marchitamiento permanente; y, los valores de SM que corresponden a cada w entre dichos límites.

Las curvas de capacidad hídrica son diferentes en distintos tipos de suelo. Si bien los dos puntos extremos están más o menos definidos en cuanto a la SM (15 bares en el W_m y entre 0.1 y 0.5 bares en W_c), los contenidos hídricos varían sustancialmente en diferentes tipos de suelo. La fig. 2.7., representa dos curvas pertenecientes a suelos de diferente textura

Capacidad de aire

Esquemáticamente se presenta en la fig. 2.8. un perfil de suelo que se extiende por debajo del manto freático, para explicar las relaciones entre el suelo, el agua y los cultivos.

Dado que en el suelo coexisten las fases, y la aireación de la capa de suelo donde vegetan las raíces, es tan importante como el suministro

de agua, cabe considerar la capacidad de aire disponible con relación al tipo de suelo y a la ubicación del plano freático con respecto a la zona radical. Los cultivos tienen existencia mínimas que oscilan alrededor del 10% en volumen, cuando el suelo se encuentra en capacidad de campo; a pesar de que en los cultivos de raíz como la remolacha, o de tubérculo como la papa, dicho límite puede extenderse hasta el 20%

La fig. 2.9. que corresponden a experiencias de van Hoorn, presentadas por Ziljstra (1966) muestra la variación de la capacidad de aire con la profundidad, en relación al tamaño de los poros y la profundidad del plano freático. Se observa claramente que, a medida que el nivel freático se coloca más cerca de la superficie, se incrementa la proporción de poros pequeños reteniendo el aire. En subsuelos de textura fina, compactados es frecuente encontrar valores de capacidad mínima de aire, prácti

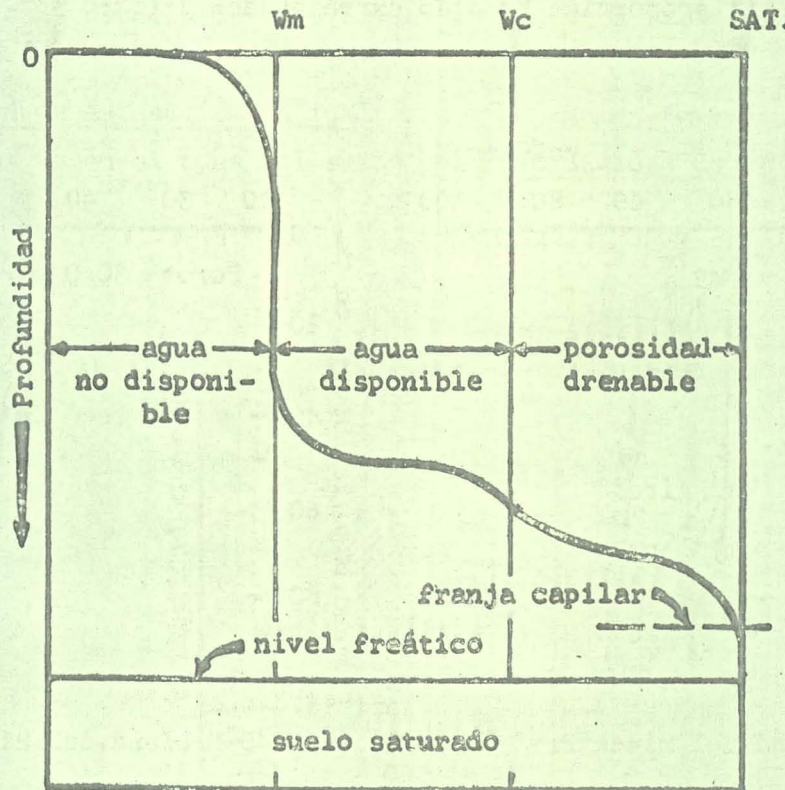


Figura 2.8.

camente nula, que impide el crecimiento radical. A su vez, diferencias de altura en la posición del nivel freático, afectan el grado de aireación del suelo, si observamos las dos curvas, fig. 2.10, que comprenden condiciones de equilibrio a diferente elevación del nivel de agua.

Porosidad drenable

En el caso de un nivel freático alternativamente ascendente y descendente, tal como se presenta con el funcionamiento de sistemas de drenaje en tierras bajo riego, las variaciones de nivel entre los períodos de recarga son relativamente reducidos : 0.50 m. a 1.50 m. La fig.2.10. muestra la curva que representa el perfil de humedad en el suelo en condiciones de equilibrio, por sobre la superficie freática y la curva desplazada que corresponde a un descenso de nivel por efecto del drenaje. El área sombreada entre las dos curvas, muestra claramente que muy poca agua ha sido drenada del espacio entre los dos niveles o posiciones; y que la mayor proporción ha sido extraída del estrato por sobre el nivel

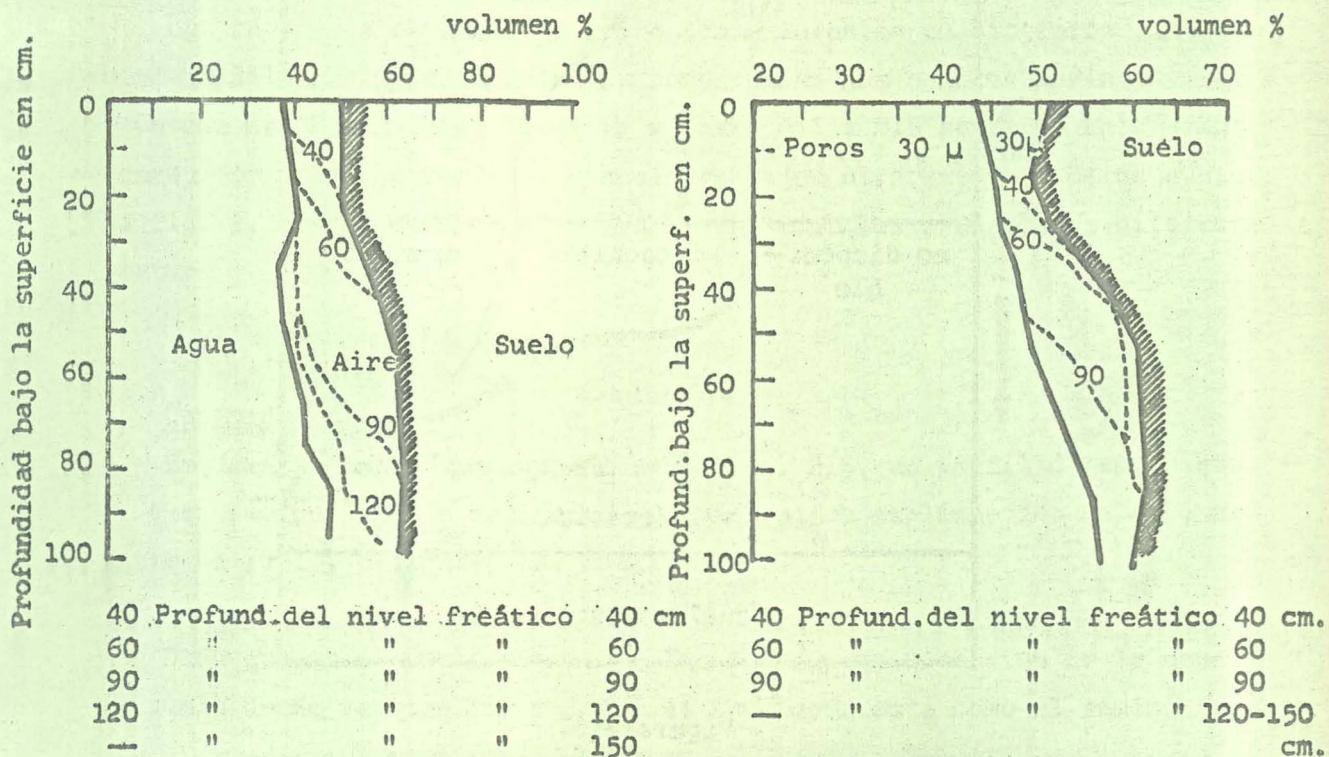


Figura 2.9.

freático inicial, donde el abatimiento ha tenido el efecto de una succión.

El área sombreada de la figura representa lo que se llama porosidad drenable del suelo, equivalente a una expresión de interés en hidrogeología, que es el rendimiento específico y que comprende la cantidad de agua que puede ser derivada de un determinado volumen de suelo saturado por efecto de la gravedad. Por lo tanto :

$$\phi = \frac{\text{volumen de agua drenada}}{\text{volumen de suelo}} \quad 100$$

3. CONSUMO DE LA HUMEDAD DEL SUELO POR LA VEGETACION

Las tierras cubiertas con vegetación, natural o cultivada, y con un determinado nivel de humedad, pierden agua por evaporación. En un caso de trata evaporación directa del suelo y en otro transpiración a través del follaje, como consecuencia de bien definidos procesos fisiológicos.

Profundidad de extracción radical

Las plantas toman el agua del suelo y la profundidad de extracción de-

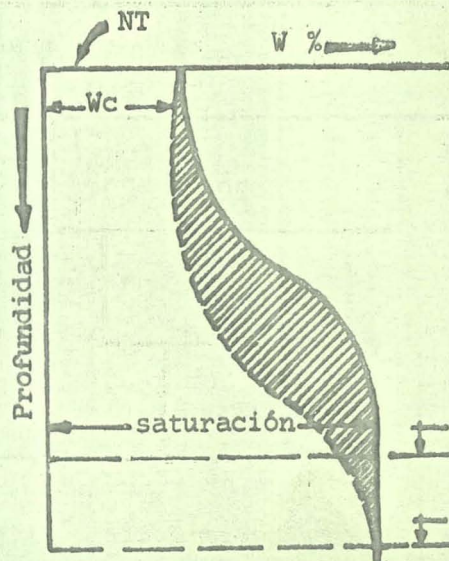


Figura 2.10.

pende de la especie vegetal : natural o cultivada y de las características del perfil del suelo. En suelo profundo, sin limitaciones para la expansión radical, la especie vegetal define la profundidad de suelo explorable por las raíces. Al respecto, cultivos hortícolas de ciclo corto, difícilmente superan los 0.30 m.; cultivos industriales productores de granos y fibras pueden llegar a 1.0 m.; forrajeras permanentes como la alfalfa, superan 1.50 m. ; y frutales y forestales en estado adulto, alcanzan a más de 2.0 m.

De no mediar otras limitaciones, en términos generales, el desarrollo radical presenta la forma de la fig. 2.11, o sea un triángulo equilátero con el vértice hacia abajo. En tal caso si dividimos en cuatro partes la profundidad radical, las superficies parciales que resultan permite establecer las áreas relativas de actividad o extracción radical en función de la profundidad.

Sin embargo, otras limitaciones condicionan y modifican el diagrama típico anterior, entre las cuales cabe mencionar : textura del suelo, características del perfil, régimen de reposición de agua y nivel freático alto. En suelo pesado, la profundidad efectiva de raíces es muy in-

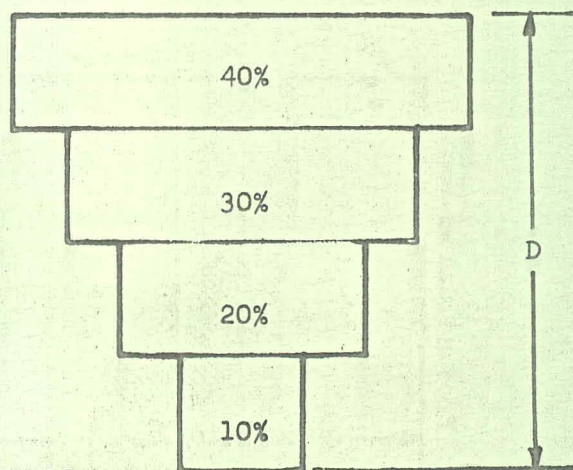


Figura 2.11.

ferior que en suelo liviano. Al respecto, la tabla de Thornthwaite-Mather (1957), tabla 2.2. permite seleccionar la profundidad radical y como consecuencia el agua disponible, en función del tipo de cultivo y textura. El perfil del suelo contiene en ocasiones severas limitaciones al crecimiento radical por la presencia de "duripanes", roca o grava gruesa, nivel freático alto, etc. que modifican sustancialmente el patrón de extracción de agua típico de la especie.

La vegetación natural tiene hábitos radicales diversos según las condiciones ecológicas. Las especies permanentes de regiones xerofíticas - presentan un gran desarrollo de raíz y pueden ir muy profundamente en busca de agua. Las especies freatófitas extraen sustanciales cantidades de agua de la freática, lo que resulta en un consumo, en ocasiones absolutamente inútil para el proyecto.

Evapotranspiración

La cantidad de agua que consume la vegetación puede ser estimada o medida. Los procedimientos directos de medida son laboriosos y caros, por lo que, a los fines de programación y diseño de proyectos se emplean más comúnmente los métodos estimativos del uso consuntivo o evapotranspiración.

Para ello se parte de :

$$E_t = E_{tp} \cdot k \quad \text{-----} \quad (2.4)$$

Donde :

- E_t es la evapotranspiración real o actual
- E_{tp} es la evapotranspiración potencial
- k es un coeficiente de cultivo

La evapotranspiración potencial es la máxima posible en las condiciones climáticas existentes, cuando el suelo está cubierto de vegetación de escasa altura, en activo crecimiento y se encuentra en un óptimo nivel de

humedad. En tal caso, la evapotranspiración depende del clima y está muy débilmente influida por la especie en sí.

A su vez k tiene en cuenta la especie vegetal, su estado vegetativo, las prácticas de manejo del cultivo, el suelo y el régimen de reposición de humedad del mismo. En la fig. 2.12, se incluyen curvas típicas de k en función del tiempo, t , expresadas en forma relativa, para cultivos de diferentes características vegetativas.

La E_{tp} puede medirse en lisímetros con una cobertura vegetal de un pasto forrajero, pero se trata de equipos no extensivamente empleados - hasta el presente, lo que limita su utilización con fines de diseño. Otra alternativa, es la medida de un proceso similar, en cuanto a la incidencia de los factores físicos, como es la evaporación en el tanque Standard tipo A del Servicio Meteorológico de los Estados Unidos; en cuyo caso, la ecuación (2.4) puede escribirse:

$$E_t = E_v k \quad \text{-----} \quad (2.5)$$

Donde :

E_v es la evaporación del tanque.

Grassi y Christiansen, Grassi (1964) han producido una fórmula de este tipo, que puede expresarse:

$$E_t = 0.95 E_v C_T C_{VC} F \text{ mm/día} \quad \text{-----} \quad (2.6)$$

Donde :

C_T es un coeficiente de temperatura

C_{VC} es un coeficiente de variación del ciclo vegetativo

F es un factor de cultivo

A su vez G_T y C_{VC} se calculan por medio de las siguientes ecuaciones:

Tabla 2.2.

CAPACIDAD PROVISIONAL DE ALMACENAJE DE AGUA EN DIFERENTES COMBINACIONES

DE SUELO Y VEGETACION

(Según Thornthwaite-Mather 1957)

Tipo Suelo	Zona Radicular	Disponibilidad de agua
	(m)	(mm)
a) espinacas, arvejas, remolachas, zanahorias, etc.		
A - arena fina	0.50	50
B - franco arenoso fino	0.50	75
C - franco limoso	0.62	125
D - franco arcilloso	0.40	100
E - arcilloso	0.25	75
b) maíz, algodón, tabaco, cereales, granos		
A - arena fina	0.75	75
B - franco arenoso fino	1.00	150
C - franco limoso	1.00	200
D - franco arcilloso	0.80	200
E - arcilloso	0.50	150
c) alfalfa, pastos, arbustos		
A - arena fina	1.00	100
B - franco arenoso fino	1.00	150
C - franco limoso	1.25	250
D - franco arcilloso	1.00	250
E - arcilloso	0.67	200
d) montes frutales		
A - arena fina	1.50	150
B - franco arenoso fino	1.67	250
C - franco limoso	1.50	300
D - franco arcilloso	1.00	250
E - arcilloso	0.67	200
e) bosques desarrollados		
A - arena fina	2.50	250
B - franco arenoso fino	2.00	300
C - franco limoso	2.00	400
D - franco arcilloso	1.60	400
E - arcilloso	1.17	350

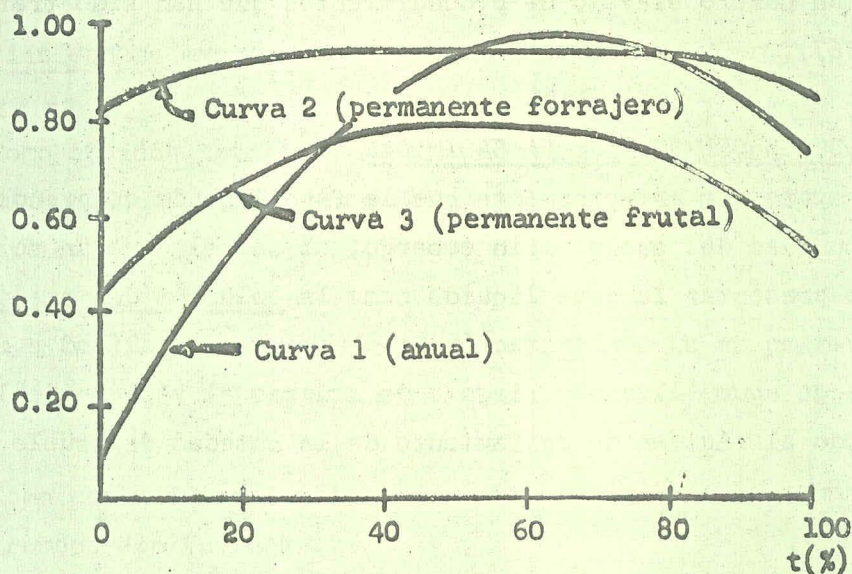


Figura 2.12.

$$C_T = 1.40 - 0.020 T^{\circ} C$$

$$C_{Vc} = 0.0942 + 0.02774 V_c - 0.0002126 V_c^2 \quad \text{--- (2.7)}$$

El factor de cultivo, F, se obtiene de la tabla siguiente:

Factor de Cultivo, F

alfalfa	1.10
algodón	0.98
avena	0.83
frijoles	0.86
maíz	1.05
papas	1.04
remolacha azucarera	1.16
trigo de invierno	0.87

En condiciones de alto nivel freático, tal como se presenta frecuentemente en las tierras con problemas de drenaje, E_{tp} puede estimarse en base a la E_v , y asumiendo un valor de k entre 0.75 y 0.85.

En ausencia de una medida directa de evaporación, la siguiente posibilidad es el empleo de ecuaciones basadas en factores climáticos. Se ha propuesto un número elevado de procedimientos que han sido tratados por Grassi (1967).

4. LA SOLUCION DEL SUELO Y LA SALINIDAD

Hemos expresado anteriormente que la fase líquida comprende básicamente la humedad del suelo. Sin embargo, al ser el agua un solvente, es más lógico presentar la fase líquida como la solución del suelo. Dicha solución varían en su concentración de acuerdo a la calidad y régimen de reposición de agua (lluvia y riego), de acuerdo al régimen de lixiviación y de acuerdo al régimen de agotamiento de la humedad del suelo por el proceso evapotranspiratorio.

El suelo y las aguas de riego contienen sales que, de no mediar procesos de lavado por aplicación de excesos de agua, se incorporan a la capa radical a través del proceso de concentración de sales que constituye la evapotranspiración. Por ello resulta que en los suelos cultivados la solución del suelo puede tener una concentración en media, diez veces superior a la del agua de riego. En condiciones de aridez, donde el contenido salino en el agua y en el suelo, es comunmente mayor, la solución del suelo puede llegar a altos niveles de concentración, dando lugar a serias restricciones en el crecimiento de los cultivos.

Clases de sales y sus formas de expresión

Las sales que comunmente encontramos en el suelo y en el agua, son combinaciones de cationes, principalmente de calcio Ca^{++} , sodio Na^{+} , magnesio Mg^{++} y potasio K^{+} ; y de aniones, principalmente cloruros Cl^{-} , sulfatos $\text{SO}_4^{=}$, bicarbonatos CO_3H^{-} y nitratos, NO_3^{-} .

Además de las sales solubles, los suelos tienen cationes o bases mezclados con sus partículas. Estos no pueden ser separados de las mismas, pero en cambio se pueden intercambiar por otros cationes. Los cationes

intercambiables están presente en un estado de equilibrio con las sales solubles de la solución.

La salinidad se expresa de diversas maneras, a saber:

1. Como sólidos totales disueltos: evaporando el agua y expresando el residuo en por ciento (%), y en por mil (‰), en partes por millón. (ppm).
2. Como equivalentes químicos, por vía del análisis, expresando el resultado en miliequivalentes por litro (meq/l).
3. Como conductividad eléctrica, en milimhos/cm (mmhos/cm) o en micromhos/cm (μ mhos/cm).
4. Como presión osmótica, expresada generalmente en atmósferas.

Efecto de las sales sobre los cultivos

Según Thorne y Peterson (1954), el efecto de la salinidad en la disminución de la producción, puede atribuirse a: 1) efecto físico directo de las sales impidiendo la absorción de agua por la planta; 2) efecto químico directo, disturbando la nutrición y metabolismo de la planta; 3) efecto indirecto al alterar la estructura del suelo, permeabilidad y aireación.

Cuando más de aproximadamente 15% de los iones intercambiables son de Na, los suelos son alcalinos o sódicos y presentan condiciones muy desfavorables para los cultivos. La relación entre los iones intercambiables y los solubles, se expresa por la relación de adsorción de sodio, R.A.S.:

$$R.A.S. = \frac{Na^+}{(Ca^{++} + Mg^{++})} \quad - - - - - (2.8)$$

2

Existe además un efecto tóxico específico que diferencia el comportamiento de los aniones y los cationes. Por ejemplo, los cloruros son con

siderados más tóxicos que los sulfatos y los carbonatos presentan una alta toxicidad. El sodio al igual que el calcio ha resultado incluso favorable en concentraciones moderadas y el magnesio es el más tóxico de los cationes.

El efecto físico directo que impide la absorción de agua se expresa por la presión (o succión) osmótica, S_0 , la que en los suelos irrigados oscila entre 1 y 2 bares cuando estos se encuentran en punto de marchitamiento permanente; aunque puede alcanzar valores mucho más elevados, tales como 10 bares, con determinado tenor salino y hasta 200 bares en suelos muy salinos. El aumento de la S_0 tiene en el cultivo el mismo efecto que el aumento de la succión matriz, S_M , de modo que el cultivo puede disminuir su producción o llegar a marchitarse cuando se aproxima a 15 bares la succión total, S_T , en cuyo caso:

$$S_T = S_M + S_0 \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (2.9)$$

La presión (o succión) osmótica es una medida no fácil de realizar directamente, por lo que se recurre a estimarla, indirectamente, por vía de conductividad eléctrica del extracto a saturación del suelo, en base a la ecuación empírica propuesta por el U.S. Salinity Laboratory (1954):

$$S_0 = 0.36 \dots CE \cdot 10^3 \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (2.10)$$

Los cultivos presentan diferente grado de resistencia y de sensibilidad a los niveles salinos; cultivos como los citrus son sensibles, mientras que especies como la palmera datilera pueden tolerar altos niveles de salinidad en el extracto a saturación. El U.S. Salinity Laboratory (1954), ha confeccionado una amplia lista de cultivos, y su respuesta con relación a la salinidad. Se agrega a continuación una calificación resumida del comportamiento de los cultivos, con relación a distintos rangos de salinidad:

<u>Conductividad del Extracto</u> (mmhos/cm)	<u>Respuesta del Cultivo</u>
0 - 2	El efecto de la salinidad es despreciable para la mayoría de los cultivos.
2 - 4	Puede ser afectada la producción de los cultivos más sensibles.
4 - 8	La producción de muchos cultivos es afectada.
8 - 16	Sólo es satisfactoria la producción de los cultivos tolerantes.
> 16	Sólo es satisfactoria la producción de unos cultivos muy tolerantes.

El U.S. Salinity Laboratory incluye standards de clasificación de aguas, los que se basan en el "peligro salino", determinado por una escala de conductividad eléctrica y en el "peligro de sodio", que se basa en una escala de relación de adsorción de sodio, R.A.S., ecuación (2.8). Los límites de calidad de aguas se consideran conservadores, en cuanto a la escala de salinidad. Thorne y Peterson (1954) han modificado la clasificación de Riverside, incluyendo dos categorías más:

<u>Peligrosidad Salina</u>	<u>Conductividad eléctrica</u> (μ mhos/cm)
C ₁ , baja	hasta 250
C ₂ , moderada	250 - 750
C ₃ , mediana a alta	750 - 2250
C ₄ , alta	2250 - 4000
C ₅ , muy alta	4000 - 6000
C ₆ , excesiva	> 6000

Calidad del agua de riego

La composición del agua de riego tienen sin duda una gran incidencia en cuanto a la composición de la solución del suelo, además de los factores edáficos, climáticos y de manejo del riego.

Las características más importantes de la cual depende la calidad del agua para riego, son : 1) concentración total de sales solubles; 2) pro-

porción relativa de sodio con respecto a otros cationes; 3) concentración de boro y de otros elementos tóxicos ; 4) concentración de iones bicarbonatos con respecto a calcio más magnesio.

En cuanto a la toxicidad específica debido a la presencia de boro, algunas plantas son sensibles a cantidades tan pequeñas de boro como de 1ppm. y otras pueden presentar síntomas con sólo 0,3 ppm. en el agua de riego. El bicarbonato residual es la diferencia entre los meq/l de CO_3H^- y la suma de meq/l de $\text{Ca} + \text{Mg}$. Si este valor es mayor de 2.50 meq/l, es posible que el agua se considere inadecuada para riego.

Dado que la lixiviación de sales desfavorables en suelos afectados por salinidad y el mantenimiento de un favorable balance salino, requiere la eliminación de agua que actúa como solvente de las sales, es lógico que la solución de los problemas de salinidad se encuentre asociado a excesos de agua y como consecuencia al drenaje.

CAPITULO 3

MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DEL SUELO

1. ECUACION DE DARCY

En el suelo, el agua fluye a través de los poros interconectados que resultan de la disposición de las partículas individuales y de la agregación de las mismas. Para ello se requiere energía y capacidad del medio poroso para transmitir agua.

La energía o el potencial disponible con relación a un plano de comparación, resulta de la ecuación fundamental de la hidrodinámica, de Ber bouilli, fig. 3.1., que establece:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_L \quad \text{--- (3.1)}$$

Donde:

z_1 y z_2 es la altura geométrica o de elevación

$\frac{P_1}{\gamma}$ y $\frac{P_2}{\gamma}$ es la altura piezométrica o de presión

$\frac{v_1^2}{2g}$ y $\frac{v_2^2}{2g}$ es la altura debido a la velocidad

h_L es la altura que representa las pérdidas de carga

Dado que la velocidad del agua en un medio poroso es muy baja, la altura representativa $\frac{v^2}{2g}$ no tiene significación y puede ser depreciada en -- nuestro análisis; por lo tanto, la pérdida de carga a través de un medio poroso, h_L resulta:

$$h_L = \left(\frac{P_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left(\frac{P_2}{\gamma} + z_2 \right) \quad \text{--- (3.2)}$$

El caudal, Q , que fluye a través del medio poroso, será directamente proporcional a h_L , e inversamente proporcional a la distancia L , en la cual se mide la pérdida de carga. Así mismo Q será directamente proporcional a la sección A y a la capacidad del medio para transmitir agua, k .

La Ley de Darcy, que es fundamental para explicar el movimiento del agua en medios porosos, comprende los factores anteriormente enunciados, presentándolos en una ecuación que expresa:

$$Q = A k \frac{h_L}{L} \quad \text{-----} \quad (3.3)$$

También :

$$Q = A k \frac{dh}{dL} \quad \text{-----} \quad (3.3')$$

Y :

$$A = A.k.i \quad \text{-----} \quad (3.3'')$$

Donde :

h_L/L y dh/dL es el gradiente hidráulico, i .

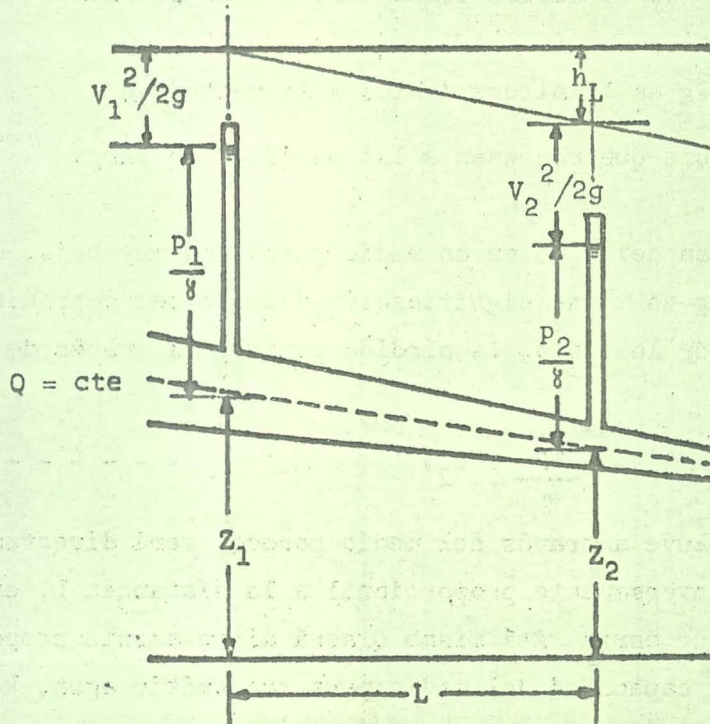


Figura 3.1.

Dado que, por la ecuación de continuidad: $Q = AV$, la velocidad queda entonces expresada por:

$$V = k \frac{dh}{dL} \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (3.4)$$

En este caso, V no es la velocidad de los filetes líquidos en los poros interconectados del medio poroso, sino la velocidad aparente o macroscópica: $V = Q/A$.

Coefficiente de permeabilidad

La capacidad de transmisión del medio expresada por k , se denomina coeficiente de conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad. La ecuación (3.4) señala claramente, que, al tener V dimensión (L/T), y ser dh/dL adimensional, la dimensión de k es (L/T), o sea dimensión de velocidad. Los valores absolutos de k resultan muy reducidos si se adopta la misma expresión común en el flujo libre (m/seg), por lo que se emplean las siguientes unidades: cm/día, m/día, m/año.

Al aplicar la ecuación (3.3), prácticamente resulta ventajoso unir k con el espesor del estrato transmisor de agua, o altura de la sección transversal, H . Por unidad de ancho, $A = H$.

Si llamamos transmisibilidad, T_a :

$$T = H \cdot k$$

La ecuación (3.3.) puede escribirse:

$$Q = T \cdot \frac{dh}{dL} \quad ; \quad Q = T \cdot i \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (3.5.)$$

En el laboratorio, es posible medir la conductividad hidráulica en pequeñas muestras del estrato, partiendo de la ecuación de Darcy.

Se emplean al respecto el permeámetro de carga constante y el de carga variable. Dichos procedimientos serán discutidos en el capítulo 7 y se basan en obtener k a partir de la ecuación de Darcy, cuando el caudal y la carga es medido cuidadosamente.

Dada las condiciones de estratificación que caracterizan a los suelos en la Naturaleza, el valor de k varía en los distintos estratos según la dirección de flujo. En general la resistencia es mayor (menor conductividad hidráulica) con flujo de dirección vertical que horizontal. La simple aplicación de la ecuación de Darcy en un suelo estratificado lo demuestra.

Consideraremos tres estratos de espesores, L_1 , L_2 , L_3 cuyas conductividades son k_1 , k_2 y k_3 , respectivamente. El caudal que circula por el medio permeable, Q , la pérdida de carga, h , y la distancia, L , es la misma en ambas direcciones, de manera que :

$$Q = q_1 + q_2 + q_3$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$A = L \cdot b$$

Para el caso de flujo horizontal, fig. 3.2., haciendo $b = 1.0$:

$$q_1 = k_1 L_1 \frac{h}{L}$$

$$q_2 = k_2 L_2 \frac{h}{L}$$

$$q_3 = k_3 L_3 \frac{h}{L}$$

Por lo tanto Q_h , será :

$$Q_h = (k_1 L_1 + k_2 L_2 + k_3 L_3) \frac{h}{L} \quad \text{--- (3.6)}$$

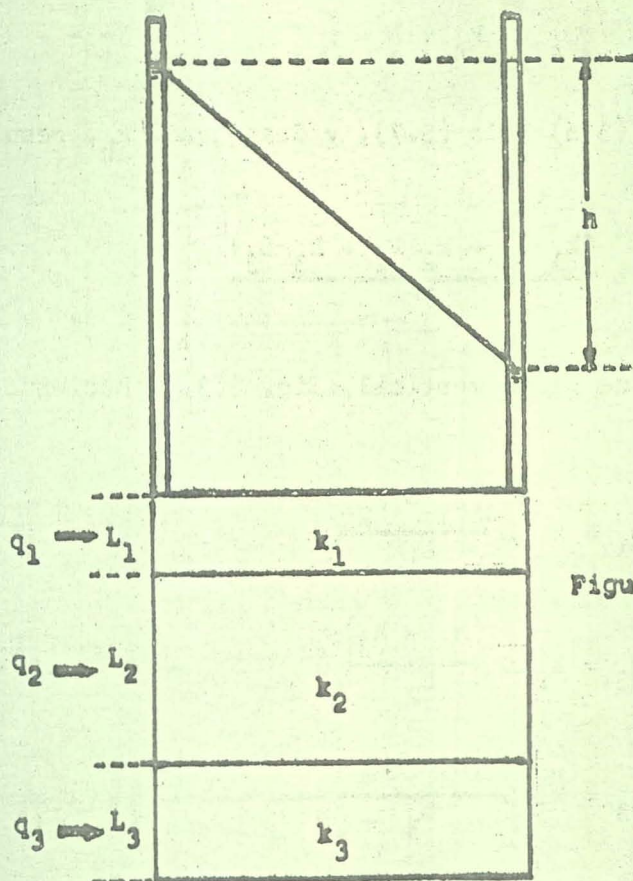


Figura 3.2.

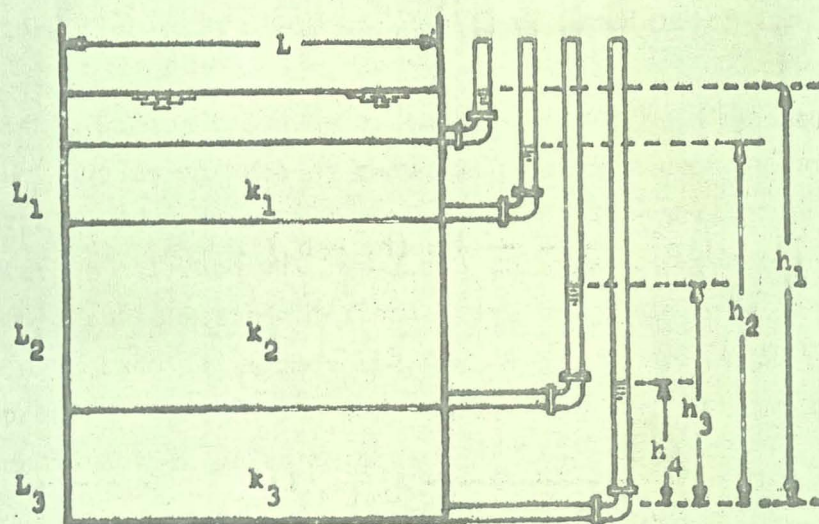


Figura 3.3.

También :

$$Q_h = k_h \cdot L \cdot \frac{h}{L} \quad \text{---} \quad (3.7)$$

Igualando la (3.6) y la (3.7), y despejando k_h , resulta :

$$k_h = \frac{(k_1 L_1 + k_2 L_2 + k_3 L_3)}{L}$$

Para el caso de flujo vertical, fig. 3.3. y haciendo $b = 1.00$ y $h_1 - h_4 = h$:

$$q_1 = k_1 L \frac{(h_1 - h_2)}{L_1}$$

$$q_2 = k_2 L \frac{(h_2 - h_3)}{L_2}$$

$$q_3 = k_3 L \frac{(h_3 - h_4)}{L_3}$$

En este caso:

$$Q = q_1 = q_2 = q_3$$

Por lo tanto :

$$Q \left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_3}{k_3} \right) = (h_1 - h_4) \cdot L$$

Entonces: Q_v :

$$Q_v = \frac{L}{\left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_3}{k_3} \right)} \cdot \frac{h}{L} \cdot L \quad \text{---} \quad (3.8)$$

También :

$$Q_v = k_v \cdot L \cdot \frac{h}{L} \quad \text{-----} \quad (3.9)$$

Entonces k_v :

$$k_v = \frac{L}{\left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_3}{k_3} \right)}$$

Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico es la diferencia de carga entre dos puntos, dividido por la distancia, medida a lo largo del recorrido del flujo. Con relación a la fig. 3.1., el gradiente hidráulico, h_L/L , resulta:

$$\frac{h_L}{L} = \frac{(p_1/\gamma + z_1) - (p_2/\gamma + z_2)}{L}$$

La fig. 3.4., plantea dos casos de determinación del gradiente hidráulico y la fig. 3.5. muestra la diferencia que existe entre el gradiente hidráulico y la pendiente de la superficie freática.

La altura piezométrica en el suelo saturado se mide por medio del piezómetro, que es un tubo de reducido diámetro que se hince a presión en el estrato, de manera de lograr un contacto estrecho entre la superficie exterior del tubo y la masa del suelo. El extremo inferior queda abierto para la entrada del agua, por lo que la presión se mide con respecto a la base del mismo. La fig. 3.6., muestra un ejemplo de medida de presiones que varían con la ubicación del piezómetro a diferentes profundidades en el estrato.

Definición de términos relacionados con el medio permeable

Para los fines de la discusión que sigue, se requiere distinguir el

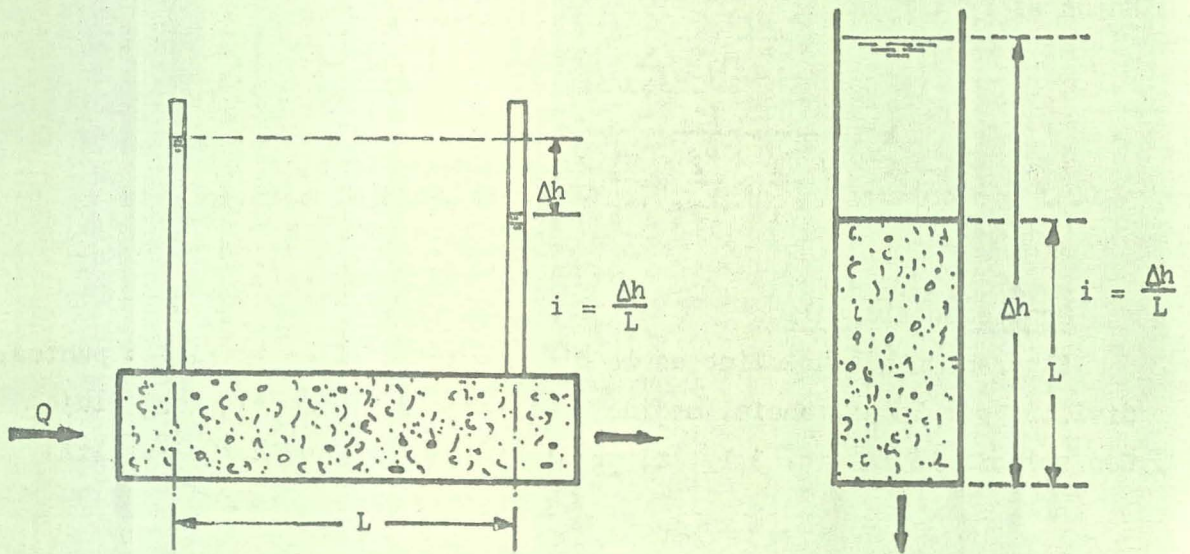


Figura 3.4.

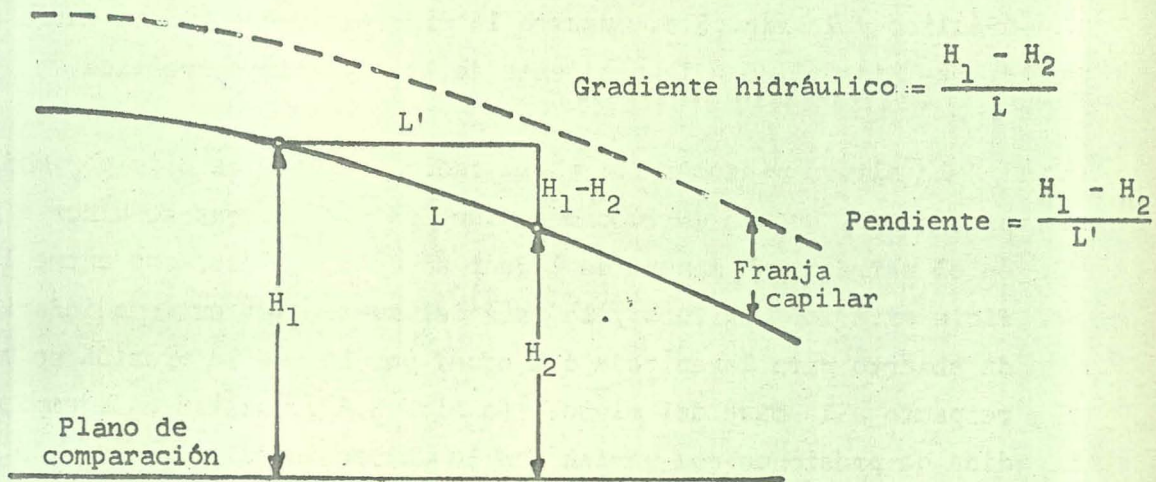


Figura 3.5.

significado de una serie de términos relacionados con el sub-suelo:

Homogéneo : El estrato presenta las mismas características físicas especialmente texturales y estructurales, en una profundidad de más de 10 m.

Heterogéneo : El estrato varía en sus características físicas presentándose estratificado dentro de los primeros 10 m. de profundidad.

Isotrópicos : La conductividad hidráulica es la misma en todas las direcciones; por lo tanto la conductividad hidráulica horizontal es igual a la vertical.

Anisotrópicos : La conductividad hidráulica cambia según la dirección del flujo; entonces la conductividad hidráulica es diferente de la vertical.

Permeable : La conductividad hidráulica es tal, que el agua se mueve por efecto del gradiente natural o creado artificialmente, a velocidad que hace posible el drenaje desde el punto de vista económico.

Impermeable : El agua se mueve en el suelo tan lentamente por efec-

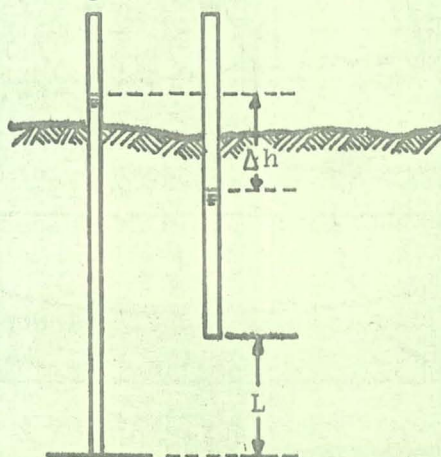


Figura 3.6.

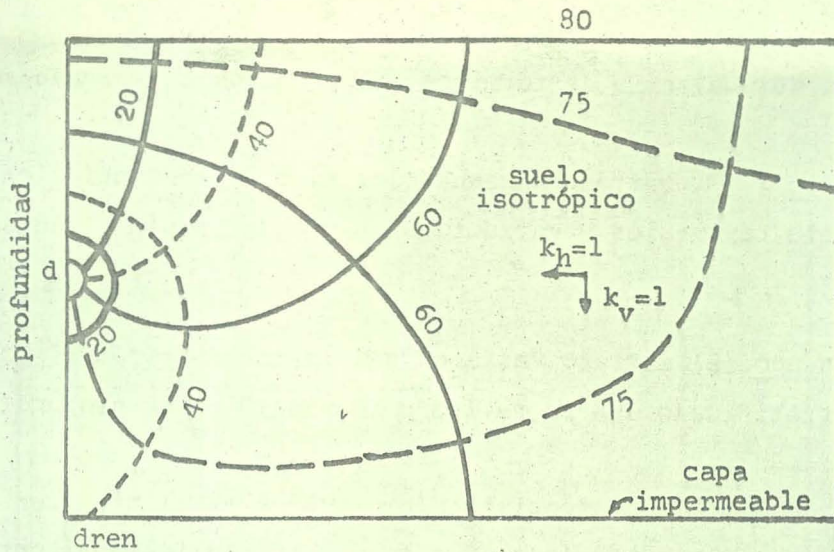


Figura 3.7.

to del gradiente natural o creado artificialmente, que resulta imposible drenarlo económicamente.

El término "impermeable" se emplea aquí en sentido figurado, para explicar un estrato de tan baja conductividad hidráulica que prácticamente no se puede drenar.

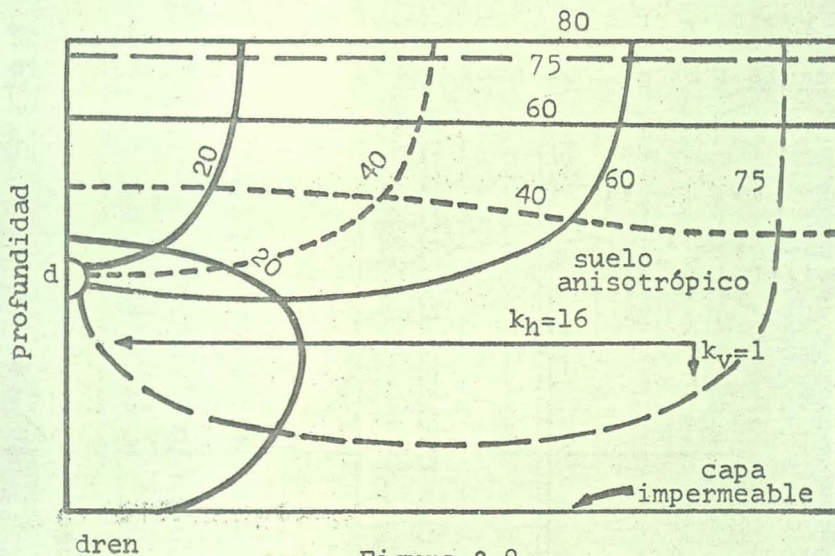


Figura 3.8.

Dirección del flujo

La instalación de una red de piezómetros a distinta profundidad sobre una normal a un dren, permite trazar por interpolación las líneas de igual presión o equipotenciales. Los gradientes hidráulicos quedan así definidos y el agua tiende a moverse en la dirección de las cargas o potenciales decrecientes. El dren constituye así un centro de baja presión y la velocidad del flujo hacia el dren, depende de la conductividad hidráulica k y del gradiente dh/dL .

Si el suelo isotrópico, en este caso, si $k_h = k_v$, las líneas de flujo serán normales a las equipotenciales, fig. 3.7. Contrariamente, si $k_h \neq k_v$, las líneas de flujo no serán normales a las equipotenciales. La fig. 3.8., muestra un caso en el cual $k_h > k_v$, lo que constituye una situación común en drenaje.

Una zanja abierta o un tubo instalado a determinada profundidad, desde el punto de vista movimiento del agua en el medio permeable, se comportan exactamente igual. El flujo es radial hacia el dren y esta característica aparece más destacada próximo al dren. La distancia media entre dos drenes, es una línea de simetría, que corresponde a una línea de flujo. Una capa impermeable, a determinada profundidad, constituye también una condición límite definida por una línea de flujo.

La complejidad matemática para resolver ecuaciones de flujo radial, ha obligado a formular supuestos que permiten un análisis más simple del problema, tales como los establecidos por Dupuit : 1) las líneas de flujo en un sistema por gravedad son horizontales; 2) la velocidad a lo largo del recorrido de la línea de flujo es proporcional a la pendiente de la superficie libre de agua pero independiente de la profundidad.

En tal caso, al asumir que las líneas de flujo son horizontales, significa que las equipotenciales son verticales. Ello no es rigurosamente cierto, pero dado la reducida pendiente de la superficie freática, el error es mínimo salvo en la proximidad del dren.

Dado que una capa impermeable constituye una condición límite y por lo tanto una línea de flujo, su proximidad a la superficie del terreno define el flujo horizontal. De esta manera, cuando la barrera está muy por debajo del dren, se requiere la consideración del flujo radial ; mientras que un caso de barrera impermeable próximo al dren puede ser tratado como flujo horizontal.

2. MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA ZONA DE SATURACION

La zona de saturación se caracteriza porque el espacio poroso del suelo está casi saturado con agua, ya que la presencia de "aire entrampado" - hace que dicho valor alcance a no más del 90%. El agua en esta zona está sujeta a movimiento, el que depende de los gradientes hidráulicos disponibles y de la permeabilidad de los estratos. Presenta áreas de recarga y de descarga y su nivel que marca la separación con la zona de aireación, varía según el balance hídrico del estrato; o sea, según la magnitud relativa de la recarga y descarga de los acuíferos.

Franja capilar

Entre la zona de aireación y de saturación no existe un límite abrupto; se presenta la denominada franja capilar, la que se caracteriza por una casi saturación, que depende de las fuerzas capilares de retención de agua. Puede tener desde unos pocos centímetros de longitud hasta algunos décimos de metros, según las características físicas del suelo, siendo mayor en suelos de textura fina que en los de gruesa textura.

La franja capilar se reconoce en un perfil del medio permeable y no en un pozo, donde lo que se registra es la superficie libre de agua en equilibrio con la presión atmosférica. El agua en la franja capilar está a una presión inferior a la atmosférica y sujeta a movimiento que puede tener - significación cuantitativa en determinadas condiciones.

El ascenso de la superficie freática y como consecuencia de la franja capilar, hasta la zona de exploración de los cultivos, crea condiciones de humedad desfavorables al desarrollo de los mismos, La posibilidad de des

censo del nivel freático, depende de la relación de recarga y descarga de los acuíferos y de los gradientes hidráulicos disponibles naturalmente o inducidos,

Características del agua subterránea

Los métodos de drenaje están íntimamente relacionados a las características del subsuelo; de allí que discutiremos las diferentes formas de flujo subterráneo y definiremos algunos términos de interés en nuestro análisis.

Acuífera es la capa o estrato capaz de almacenar y ceder proporcionalmente, un elevado volumen de agua. Las capas de grava y arena con alta conductividad hidráulica, que caracterizan a los estratos "productores de agua" comúnmente explotables en condiciones económicas, son el ejemplo típico de las acuíferas.

Acuicluda es una capa o estrato capaz de almacenar, proporcionalmente, un elevado volumen de agua, pero en cambio de cederlo con gran resistencia dado las elevadas fuerzas de retención. Un ejemplo típico de este estrato son los mantos arcillosos, con tan baja conductividad hidráulica, que hace que el mismo se comporte como "impermeable".

Acuifuga es una capa que no tiene capacidad para almacenar agua y obviamente para cederla. Ejemplo de acuifuga son los mantos rocosos, impermeables.

Capa colgada o capa aperchada, es un estrato de reducida permeabilidad, que se encuentra por debajo de la zona radical y que retiene el exceso de agua que resulta en la misma. Se produce sencillamente por una baja permeabilidad relativa, k_2/k_1 , si consideramos que k_2 es la de la capa limitante y k_1 la permeabilidad media de los estratos superiores. De esta manera, fig. 3.9, la capa colgada retiene un volumen de agua que no está conectado con el cuerpo principal de agua del subsuelo, y que los edafólogos la clasifican como "falsa freática", mencionando que el horizonte correspondiente tiene "mal drenaje interno" o "drenaje interno impedido".

Capa freática o no confinada, es aquella cuya superficie o plano freático se encuentra a la presión atmosférica. Su característica principal es que, alcanzada con una perforación, su nivel no varía. Se trata de una acuífera desarrollada sobre una acuicluda; o sea que siempre existe una "barrera" impermeable sobre la cual se desarrolla un alto nivel freático. La mayor parte de los problemas de drenaje se presentan por una elevación de la freática como consecuencia de un mayor aporte de lo que el estrato de por sí puede transmitir y los cultivos consumir.

Capa artesiana o capa confinada, es una acuífera entre dos acuicludas, o sea que el estrato transmisor de agua se encuentra confinado. De tal manera que, si el área de recarga del acuífero está a una elevación mayor, -- fig. 3.10, el agua se encuentra a presión y eleva su nivel al atravesar con una perforación la capa impermeable superior. Aunque no con la misma frecuencia que por la elevación del plano freático, los problemas de drenaje pueden ser consecuencia de presión artesiana, cuya área de recarga es completamente independiente de los excesos de agua en el área respectiva.

3. PENETRACION DEL AGUA EN EL SUELO

Si consideramos el suelo dividido en varias capas, el agua que infiltra cubre la capacidad de retención de cada capa, pasando el excedente a la capa inferior, y así sucesivamente, hasta comprender toda la capa radical. Si

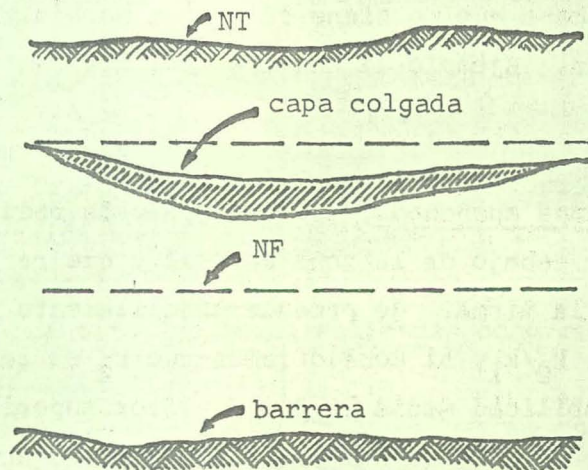


Figura 3.9.

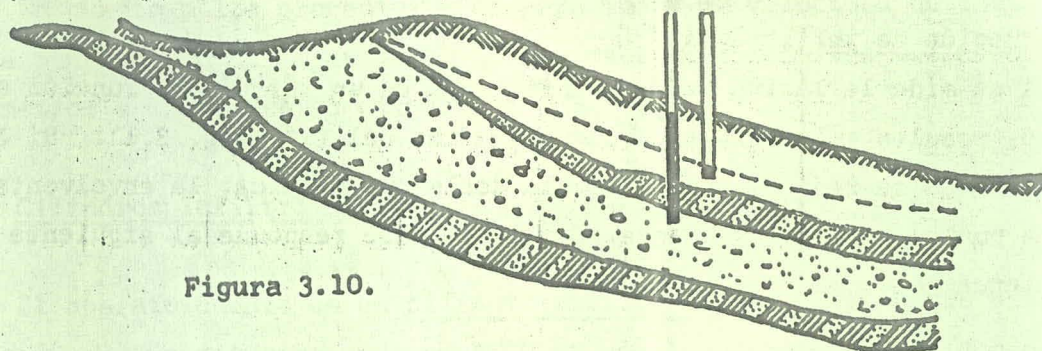


Figura 3.10.

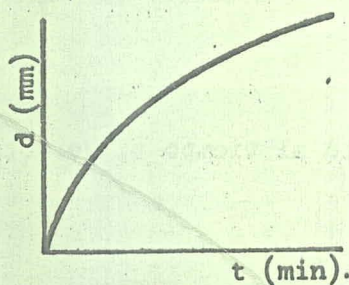


Figura 3.11.

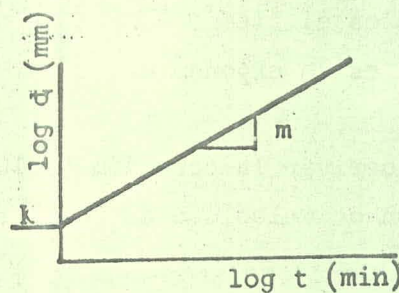


Figura 3.12.

la aplicación de agua continúa, el exceso que supera la zona de raíces percolará hacia los estratos inferiores. Infiltración es una medida de la capacidad del suelo para absorber agua. Percolación, en cambio, es una medida de la capacidad del suelo para transmitir el agua a través del perfil del mismo.

La velocidad de infiltración o de penetración del agua en el suelo es una función de muchas variables, entre las cuales cabe señalar como más relevantes : textura, estructura, grado de compactación y de agrietamiento del suelo; además tipo de cultivo, labores culturales, calidad del agua y sello superficial.

Ecuación de infiltración

Si se mide la lámina de agua infiltrada en un terreno en función del tiempo, resulta en escala natural un gráfico del tipo fig. 3.11. Si los mismos datos se representan en escala doble logarítmica, la envolvente de los puntos resulta una recta, fig. 3.12, que responde al siguiente tipo de ecuación :

$$d = K t^m \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (3.10)$$

Donde :

d es la lámina de agua infiltrada

K es la ordenada en origen

t es el tiempo

m es un exponente

Al derivar la ecuación (3.10) con respecto al tiempo t , se obtiene la ecuación de velocidad de infiltración I

$$I = \frac{dd}{dt} = m K t^{m-1}$$

Como interesa expresar I en mm/h, resulta:

$$I = 60 m K t^{m-1}$$

El exponente, $m-1$, tiene valor negativo, dado que m es menor que la unidad y es más elevado en suelos arenosos (alrededor de 0.70) que en arcillosos (alrededor de 0.30).

El tiempo, t , o mejor el tiempo de riego, t_r , para aplicar al suelo una determinada lámina de agua, d , resulta despejando, d , de la ecuación (3.10) o mediante la lectura directa en la curva de, d , en función de, t , fig. 3.11.

$$t_r = \left(\frac{d}{K} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (3.11)$$

En cuanto a los procedimientos para medir la velocidad de infiltración o de penetración del agua en el suelo, cabe mencionar los cilindros infiltrómetros y las parcelas de ensayo.

Cilindros Infiltrómetros

El aparato cuenta de un cilindro infiltrómetro, propiamente dicho de 22 a 30 cm. de diámetro y de unos 30 cm. de longitud que se hince a golpes en el terreno, una profundidad variable entre 10 y 15 cm. Alrededor se instala un aro también metálico que oficia de regulador o "buffer", cuyo diámetro es por lo menos de 30 cm. mayor que el diámetro del cilindro y unos 18 cm. de alto. Dicho aro se entierra unos 5 a 10 cm. empleando para ello una plataforma metálica y martillo del tipo señalado en la fig. 3.13. Com-

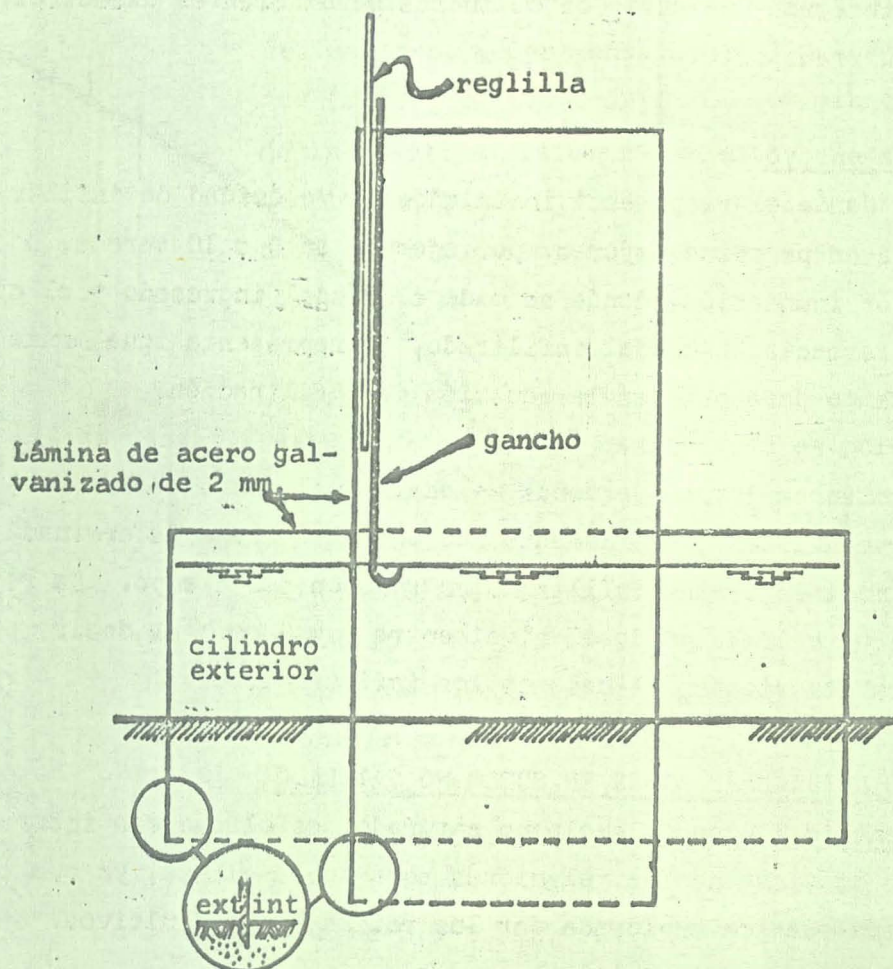


Figura 3.13.

pletan el aparato una regla graduada fija y una varilla corrediza que termina en un gancho cuyo extremo se hace coincidir con el nivel del agua. La altura del agua infiltrada se mide por diferencia de posición en la escala de un índice solidario a la barra.

Las lecturas de un infiltrómetro en operación, se efectúan al comienzo con un intervalo de 5 a 10 minutos ; luego puede ser aumentado el intervalo a 15 minutos y transcurrida la primera hora, puede ser suficiente un intervalo de 30 minutos. La profundidad del agua dentro del cilindro debe mantenerse entre los 7 cm. y 12 cm. Se agrega agua para volver al nivel original, cada vez que la superficie libre de la misma ha descendido de 3 cm. a 5 cm. Dado la variabilidad que se observa en los valores de infiltración, se requiere repetir el ensayo o trabajar simultáneamente con 4 ó 5 infiltrómetros, que integran una serie de cilindros de diferentes diámetros, a fin de facilitar su transporte.

Parcelas de ensayo

En un área donde el riego está instalado, la velocidad de infiltración puede obtenerse en parcelas mayores, por ejemplo en 5 a 10 surcos, o en una melga regada por inundación, donde se mide el caudal ingresado y el caudal salido. La diferencia, o caudal infiltrado, se representa igualmente en función del tiempo para obtener la ecuación de infiltración.

Pueden también emplearse pequeñas melgas, nivelados a cero, de 15 m² a 25 m.³, las que se llenan rápidamente con agua hasta una determinada altura y luego se mide la lámina infiltrada en función del tiempo. Se repone agua cada vez que ha descendido el nivel entre 3 y 5 cm.; es decir, operando de la manera descrita en el caso de los infiltrómetros.

4. MOVIMIENTO DEL AGUA Y SALES EN SUELO NO SATURADO

El movimiento del agua en suelo no saturado, es el que más interesa - desde el punto de vista de las relaciones agua-suelo-planta, ya que tiene lugar en la capa edáfica explorada por las raíces de los cultivos.

Durante el riego, existe un movimiento de agua de ajuste capilar característico en condiciones de insaturación. Luego, la evapotranspiración de los cultivos crea un gradiente de potencial que induce el movimiento del agua hacia las raíces de las plantas.

La presencia de un plano freático en la zona de influencia de los cultivos, representa una fuente de abastecimiento de agua a la capa radical. La cuantía de la evapotranspiración y la capacidad del suelo para transmitir el agua, con un plano freático próximo al sistema radical, plantea interesantes problemas a resolver en relación con el riego y el drenaje.

La Ley de Darcy en suelo no saturado

Al igual que en condiciones de saturación, el agua en suelo no saturado se mueve conforme a la Ley de Darcy, de los potenciales mayores (menor tensión o SM) a los potenciales menores (mayor tensión o SM). El movimiento ascendente desde la freática, resulta evidente por el valor bajo de la succión en la franja capilar y el valor alto de la succión en la capa superficial donde se produce un intenso consumo de agua.

La tensión o SM, se mide "in situ" por medio del tensiómetro, que consta de una cápsula de porcelana porosa, una columna de agua y un manómetro de mercurio, fig. 3.14. Colocado en contacto con el suelo, una vez alcanzadas las condiciones de equilibrio, se mide la succión en el manómetro. El tensiómetro en suelo no saturado es equivalente al piezómetro en suelo saturado. La diferencia radica en que aquél mide presión negativa en la zona de aereación, mientras que éste mide presión positiva en la zona de saturación. Una limitación del tensiómetro la constituye el hecho de que no puede medir una succión mayor de 0.8 bares. La fig. 3.15 muestra esquemáticamente el movimiento ascendente desde el plano freático a

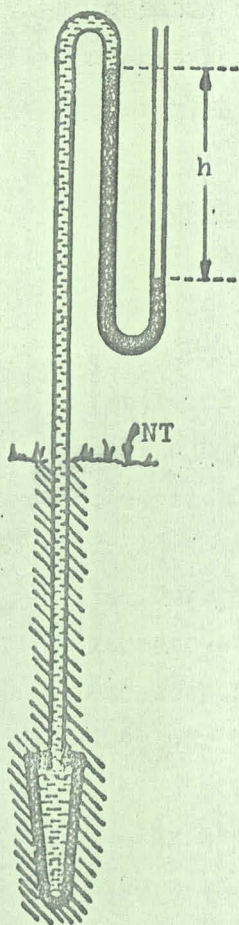


Figura 3.14

la zona radical, en respuesta a diferencias de succión.

A diferencia de lo que ocurriré en medios saturados, la conductividad hidráulica, k' , es variable en función del contenido hídrico o succión matriz del suelo. Disminuye con la SM conforme a la siguiente ecuación propuesta por Gardner (1960).

$$k' = \frac{a}{SM^n + b}$$

Donde :

a , b y n son constantes obtenidas empíricamente.

Analíticamente, resulta difícil relacionar la altura de ascenso capilar por sobre la freática, con la succión de humedad en la zona radi-

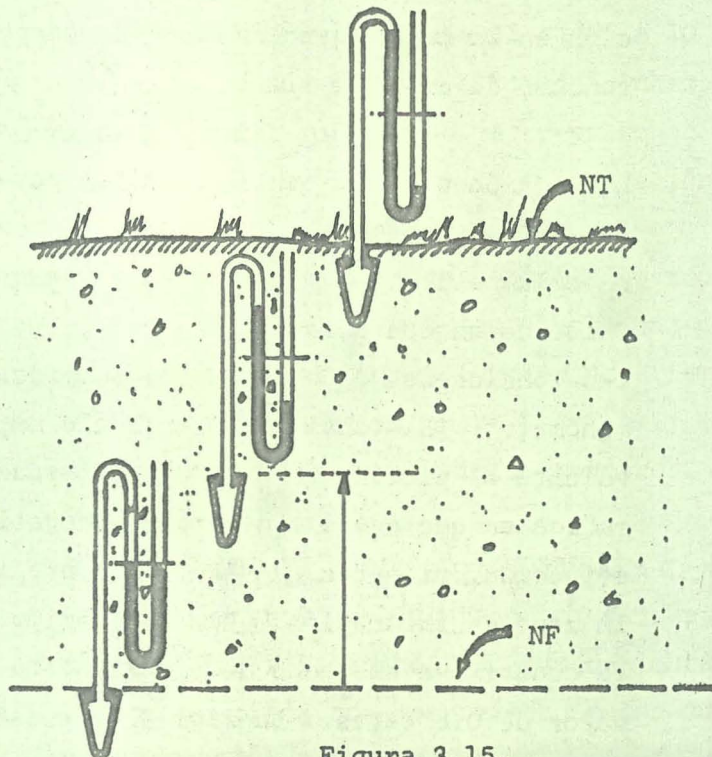


Figura 3.15.

cal y con el flujo capilar generalmente no permanente (caudal variable). Sin embargo, a partir de un riego o de una lluvia que repone humedad al suelo, puede asumirse un flujo ascendente en respuesta a las diferencias de potencial, creados por el consumo de agua en la zona de actividad radical. Si la evapotranspiración es mayor que el ascenso capilar, crece el gradiente hasta que se alcanzan las condiciones de equilibrio, en cuyo caso el consumo de agua del cultivo se abastece por el ascenso capilar desde la freática.

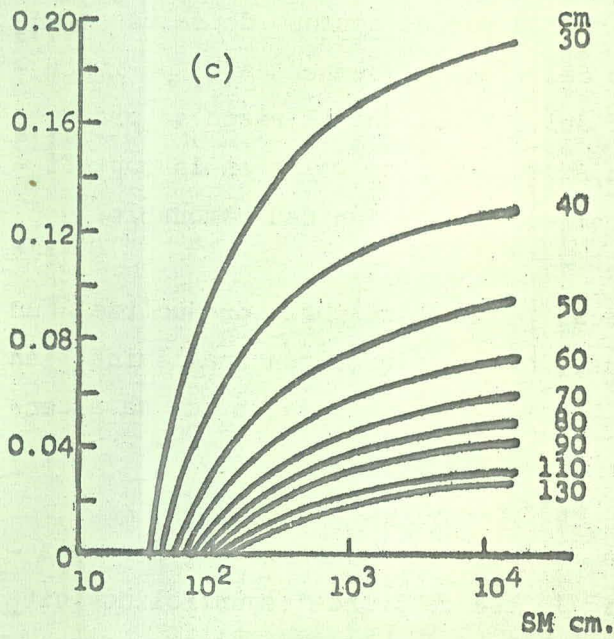
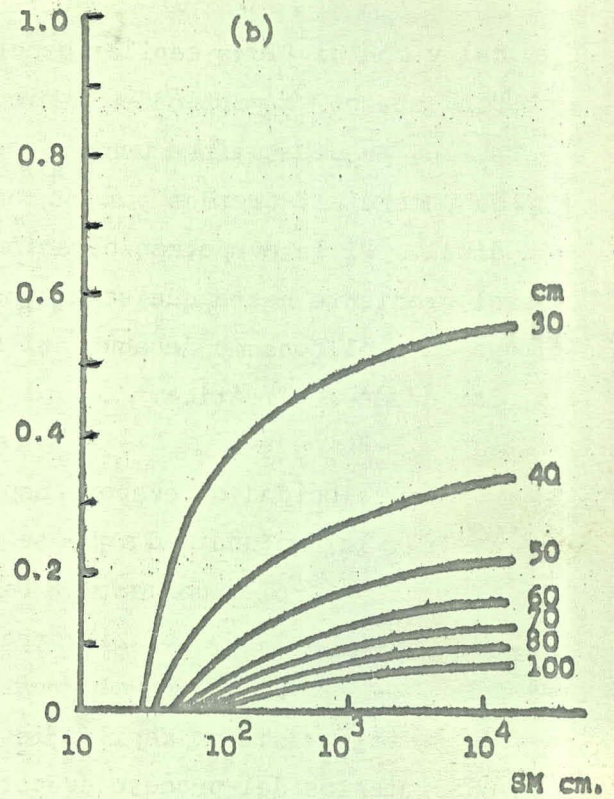
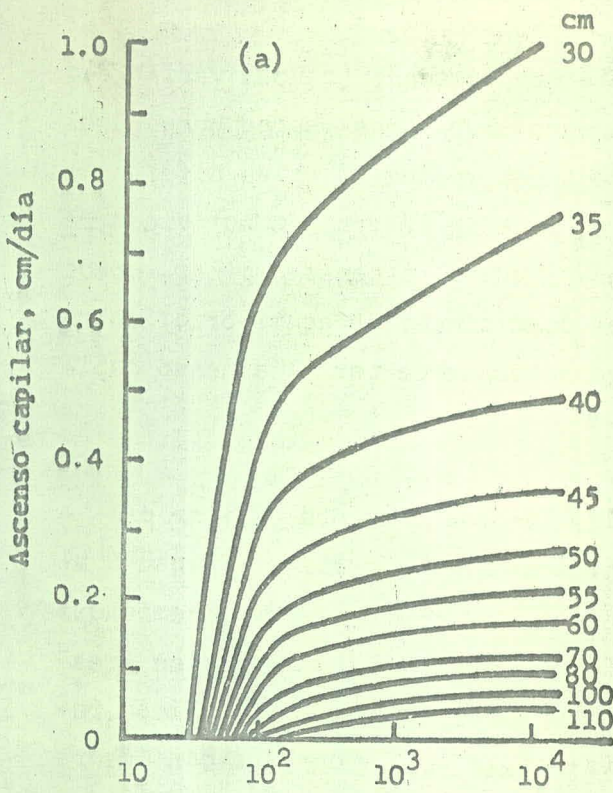
La velocidad de evapotranspiración, la conductividad capilar del suelo y la profundidad a que se encuentra el nivel freático, juegan al respecto un rol importante. La fig. 3.16. incluye datos de experiencias de Rijtema, citado por Ziljstra (1966), de donde se deduce que en tres tipos de suelos, el nivel freático a más de un metro de profundidad, representa un ascenso capilar insignificante, si se lo compara con los requerimientos del proceso evapotranspiratorio (entre 2 y 8 mm/día).

Ascenso de sales desde la freática

Si el agua subterránea tiene un tenor salino relativamente alto, obviamente la zona radical será salinizada por el ascenso de sales en el flujo capilar. La aplicación o no del riego, desempeña aquí un importante rol en la salinización final del suelo. Con el riego se produce un flujo descendente que impide la acumulación de sales en la superficie, si el nivel freático se encuentra a una profundidad razonable.

Durante los períodos de "barbecho" en cambio, puede producirse un ascenso significativo de sales, que debe lixivarse con una lámina en exceso por lo menos equivalente a la de la lámina de agua que ha ascendido por capilaridad.

Existe una profundidad crítica de la superficie freática con relación a la zona de exploración radical, que comprende según Polinóv, citado por Talsma (1963) "la máxima profundidad del nivel freático a la cual las sales solubles, en condiciones naturales, pueden ascender por capilaridad y difusión". A su vez los factores que definen este nivel pue-



- (a) Arena franca
(b) Orgánico
(c) Arcilla pesada

Figura 3.16.

den sintetizarse en: concentración de sales en el agua freática, velocidad de ascenso capilar, fenómeno de difusión, lavado por lluvias o riego y evapotranspiración.

En uno u otro caso, si sale del acuífero mayor cantidad de agua que la que entra, los niveles freáticos descenderán a una profundidad en la cual el ascenso capilar será despreciable. Un metro y medio a dos metros de la superficie, en la distancia media entre los drenes, es al respecto una mínima profundidad, para evitar la salinización o resalinización del suelo ; lo que significa que los drenes deben ser colocados entre dos y dos metros y medio de profundidad, como mínimo.

CAPITULO 4

FUENTES DE EXCESO DE AGUA

Teniendo en cuenta, que la elevación del nivel freático en el suelo, depende de la relación creciente entre el monto de la recarga y de la descarga, discutiremos el balance hidrológico como una forma de reconocer las posibles fuentes de exceso de agua.

A tal fin se considerará separadamente el balance hídrico del suelo en la zona que exploran las raíces, y en base a este análisis, la ecuación de equilibrio hidrológico del agua subterránea.

Para realizar el balance de humedad del suelo, debe partirse de que el mismo, atento a sus características físicas y profundidad de extracción radical, tiene una definida capacidad de retención de agua. Por lo

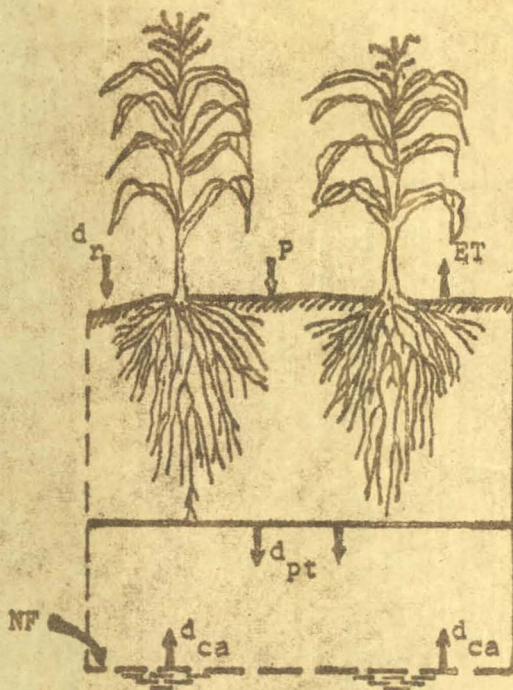


Figura 4.1.

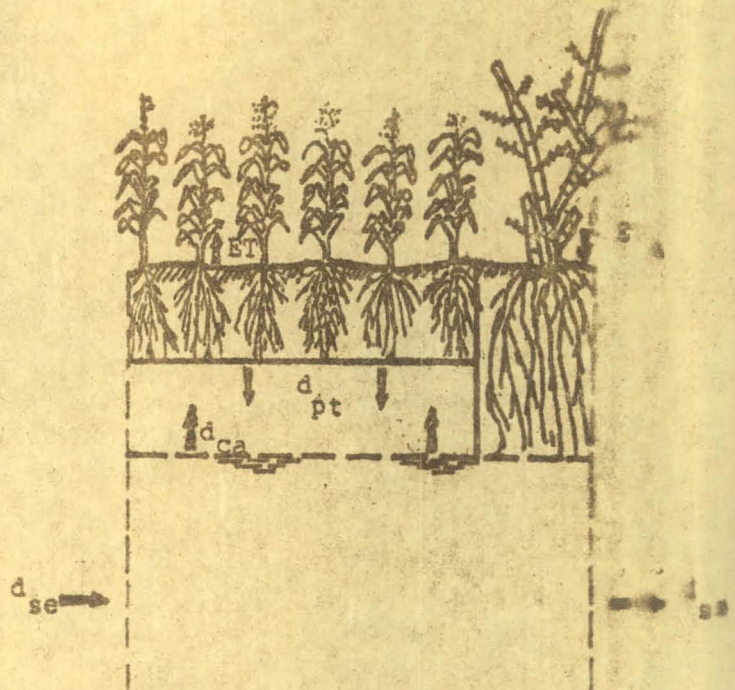


Figura 4.2.

tanto, el exceso de agua sub-superficial o percolación profunda, fig.4.1, resulta de :

$$d_{pt} = d_r + P + d_{ca} - ET - \Delta d \quad \text{--- (4.1)}$$

Donde:

- d_{pt} es la percolación total
- d_r es el agua de riego aplicada
- P es la precipitación
- d_{ca} es el aporte capilar de la freática
- ET es la evapotranspiración del período de n días: $ET = \sum^n E_t$
- Δd es el cambio en el contenido de humedad del suelo.

Para cada período , el valor de Δd resultará de la diferencia entre el contenido inicial de agua en el suelo, d_i , y la de su capacidad de retención, d_r ; de modo que el valor máximo posible será : $\Delta d = d_r$.

Por las razones expuestas en el Capítulo 3, el valor de d_{ca} puede ser despreciable, en determinadas condiciones de suelo y de profundidad de la superficie freática. Además con los sistemas de drenaje en zonas áridas, lo que se pretende es descender el nivel freático a una profundidad suficiente como para evitar el ascenso de las sales, reduciendo al mínimo el efecto capilar.

El balance hídrico del agua subterránea, puede entonces plantearse de la siguiente forma, fig. 4.2.:

$$d_{pt} + d_{se} - d_{ss} - d_{ca} - ET_n + \Delta d_s = 0 \quad \text{--- (4.2)}$$

Donde :

- d_{se} es el agua subterránea que entra al área
- d_{ss} es el agua subterránea que sale del área

ET_n es la evapotranspiración de la vegetación natural

Δds es la variación en el almacenaje de agua, en la zona de saturación.

Los términos de la ecuación (4.1) y (4.2) tienen todos dimensión de velocidad (L/T). Para ello deben convertirse a lámina el ingreso y egreso del agua subterránea, comunmente expresado como caudal (L^3/T), por medio de la siguiente ecuación:

$$Q \cdot t = d \cdot A \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (4.3)$$

Donde :

Q es el caudal (L^3/T)

t es el tiempo (T)

d es la lámina de agua (L)

A es la superficie (L^2)

El balance es válido para cualquier dimensión de tiempo. Sin embargo, a los fines de la investigación de drenaje, se realizan análisis anuales, estacionales o mensuales.

Algunos de los términos de la ecuación del balance pueden ser medidos y otros estimados con regular exactitud. En ocasiones la suma de dos o más términos puede ser medida, pero la relativa cantidad de cada uno debe ser estimada de todos modos. Para obtener el balance, generalmente se deben realizar ajustes en cada uno de los términos.

La ecuación (4.2) puede literalmente ser escrita :

$$\text{Recarga} - \text{Descarga} = \text{Variación del almacenaje.}$$

Concentraremos nuestra atención al balance hídrico, tratando a continuación los componentes de la recarga y de la descarga en la acuífera y en la capa de exploración radical del suelo.

1. COMPONENTES DE LA RECARGA

En el caso de un proyecto de riego, los componentes de la recarga son: precipitación, pérdidas por infiltración en la red de canales, pérdidas por percolación en los predios, pérdidas debidas a los requerimientos de lixiviación, contribución de agua subterránea.

Precipitación

La precipitación se mide en el pluviómetro con aceptable precisión. En grandes proyectos, algunas diferencias pueden resultar de la distribución irregular de la lluvia en diferentes áreas del mismo. Los procedimientos convencionales usados en hidrología, tales como es el de "las isoyetas" y el de "los polígonos de Thiessen", pueden dar una buena estimación de la precipitación en las sub-áreas y la precipitación promedio del proyecto.

El área de influencia de cada pluviómetro en el método de Thiessen, descrito por Linsley et.al. (1958), se obtiene dividiendo el área total en una serie de triángulos al unir por medio de rectas estaciones adyacentes; luego por el trazado de perpendiculares que bisectan dichas líneas resulta el área dividida en polígonos, cada uno de los cuales contiene un pluviómetro.

El promedio ponderado de la precipitación resulta, entonces:

$$P = \frac{a_1 P_1 + a_2 P_2 + \dots + a_n P_n}{A} \quad \text{--- (4.4)}$$

Donde:

$a_1, a_2 \dots a_n$ son las superficies de las sub-áreas
 $P_1, P_2 \dots P_n$ son los datos de precipitación de las sub-áreas.

La precipitación es tan reducida en condiciones de aridez que en muchos casos puede ser omitida; pero en los proyectos de riego, en clima semi-húmedo o húmedo del Trópico, la precipitación es un importante com

ponente de la recarga. En tal caso, la distribución de la precipitación estacional o mensual, es aún más importante que el promedio anual. Como por ejemplo, la precipitación media mensual de Morena, Venezuela, muestra una gran diferencia que va desde 274 mm. en julio a 8 mm. en abril. La precipitación media anual es casi igual que la evapotranspiración; sin embargo, los problemas de drenaje existen como consecuencia de la distribución de la lluvia.

Pérdidas por infiltración en los canales

En la red de riego, las pérdidas por infiltración dependen de : 1) la naturaleza física y revestimiento de los canales; 2) diseño hidráulico ; 3) la conservación de la red; 4) la eficiencia en la operación del sistema.

La medida directa de las pérdidas por infiltración, pueden realizarse por los procedimientos convencionales basados en el aforo simultáneo en dos estaciones de un canal en operación que delimitan un tramo de canal. En base a las características hidráulicas del canal y a la naturaleza física del mismo, se han propuesto además procedimientos estimativos de las pérdidas por infiltración. El gráfico, fig. 4.3, preparado por el Bureau of Reclamation permite obtener las pérdidas en por ciento y por km. de canal.

En términos generales y como una síntesis de medidas en gran número de proyectos, se señalan como valores extremos de pérdidas por infiltración en redes de canales sin revestir, entre 15% y 45%, con un promedio del 30%. Dicho valor representa el porcentaje de agua perdida desde la obra de cabecera hasta la compuerta de los predios.

Comunmente en riego se usa la eficiencia de conducción para expresar la eficacia del sistema de canales en la derivación, conducción y distribución de agua. Si se expresa la eficiencia de conducción por E_{fc} en por ciento, entonces las pérdidas por infiltración en los canales, I_{fc} , resulta:

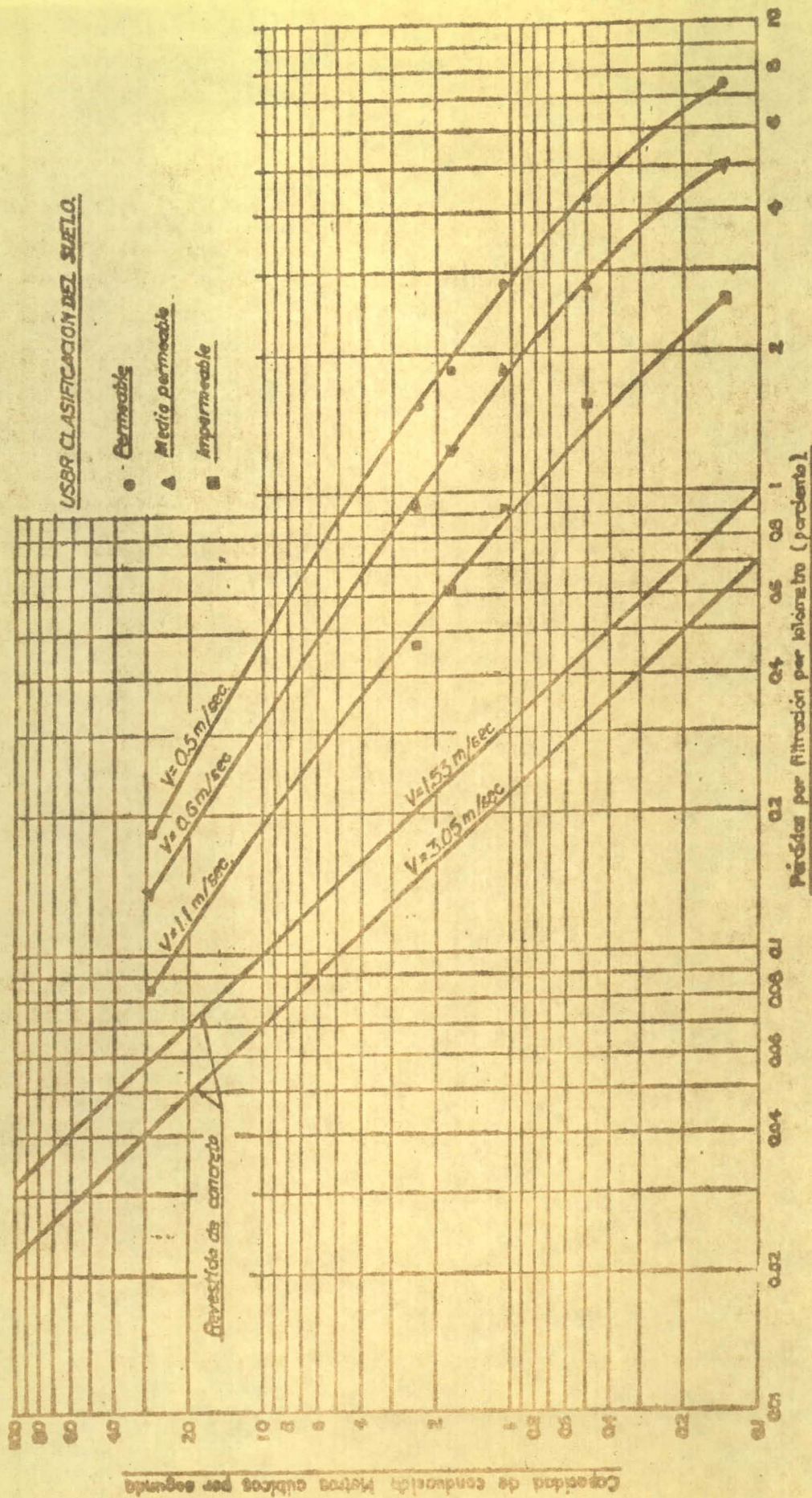


Figura 4.3.

$$I_{fc} \% = 100 - E_{fc} \quad \text{---} \quad (4.5)$$

Pérdidas por percolación profunda

Se considera percolación profunda el agua que en un suelo irrigado su-
pera la profundidad de la zona radical y por lo tanto no está disponible
para consumo por parte del cultivo. En riego por superficie, en cuyo ca-
so el agua infiltra a medida que escurre por sobre la superficie del te-
rreno, el tiempo de riego, ecuación (3.11) comienza a contar una vez que
el frente húmedo ha llegado al final de la parcela.

El tiempo de mojado, t_m , depende de muchos factores: caudal, asperez
de la superficie, velocidad de infiltración, pendiente, sección hidráuli-
ca, etc. Todos los factores retardatrices, que aumentan el t_m , en pro-
porción al tiempo de riego, t_r , producen una mayor pérdida por percola-
ción en la cabecera de la parcela. Bishop (1962) ha derivado una ecuación
para estimar el porcentaje de pérdidas por percolación, con respecto al to-
tal de agua aplicada, en función de la relación $R = t_r/t_m$ y el exponente
de la ecuación de infiltración, m :

$$\text{Perc. \%} = \frac{(R + 1)^m - R^m}{(R + 1)^m + R^m} 100 \quad \text{---} \quad (4.6)$$

Existen otros factores además, que afectan las pérdidas por percola-
ción y que pueden ser agrupados en : 1) características físicas del sue-
lo; 2) topografía y nivelación de las tierras; 3) método de riego ; 4) ma-
nejo y control del agua en el predio.

En un proyecto de riego en operación, las pérdidas por percolación
deben ser medidas en condiciones reales de campo. En tal caso, estas de-
terminaciones se realizan en predios típicos en cuanto a topografía, suelo
método de riego. Si en una propiedad, se riega en un turno una superfi-
cie A y se registra el caudal de entrada Q_e durante un tiempo t_e y el caudal
de salida Q_s , durante el tiempo t_s , la ecuación (4.3) permite calcular

láminas de d_e y d_s , respectivamente. Si además, mediante muestreos de suelo, se determina la lámina neta de agua repuesta al suelo en un riego, entonces las pérdidas por percolación d_p resulta a:

$$d_p = d_e - d_n - d_s \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (4.7)$$

Ensayos de campo del tipo de los expuestos, han sido conducidos -- por Israelsen en Utah, con los siguientes resultados en cuanto a pérdidas por percolación, según Blaney y Criddle (1962):

	<u>Tipo de suelo</u>		
	<u>Liviano</u>	<u>Medio</u>	<u>Pesado</u>
Sistema de distribución	15	10	5
Percolación profunda	35	15	20
Total	50	25	25

Datos de eficiencia de riego en las propiedades, han sido publicados con relación a proyectos de riego en el oeste de los Estados Unidos. Lamentablemente, dichos datos están afectados también por las pérdidas debidas al escurrimiento superficial y por lo tanto sólo es posible obtener un dato proximado, a través de ajustes. El Servicio de Conservación de Suelos ha realizado experiencias similares de eficiencia de riego en el predio, E_{fr} , tabla 4.1., según Keller y McCulloch (1962), basada en los siguientes factores: 1) método de riego; 2) topografía; 3) características físicas del suelo. Si por simplicidad consideramos mínimas las pérdidas por escurrimiento, entonces:

$$d_p \% = 100 - E_{fr} \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (4.8)$$

Tomando los valores extremos de la tabla 4.1, se observa que la eficiencia de riego puede ser tan alta como 75%, y también tan baja como 20%. En riego por superficie, con buena nivelación y características físicas de suelo en condiciones medias, las pérdidas por percolación generalmente representan del 20 al 35% del agua derivada por la propiedad.

Pérdidas debido a los requerimientos de lixiviación de sales

En determinadas condiciones, las pérdidas por percolación profunda, están impuestas por las necesidades de lavado de los terrenos que presentan un alto contenido de sales solubles, o por la naturaleza salina de las aguas empleadas en el riego.

En los suelos clasificados como "salinos", de acuerdo a los stand - dard de clasificación del Soil Salinity Laboratory (1954) y que son bs que tienen una conductividad eléctrica en el extracto a saturación, -- $CE. 10^3 > 4.0$ mmhos y un porcentaje de sodio intercambiable, $PSI < 15$, la disminución de su contenido salino se logra mediante la práctica del lavado. Para ello, se agrega al suelo una lámina excesiva de agua, cuya magnitud depende de la profundidad de suelo a lavar, de su contenido salino inicial, y del grado de sensibilidad de los cultivos a la sa linidad. Reeve, citado por Christiansen (1966), obtuvo para las condi ciones del Coachella Valley, California, la siguiente expresión:

$$d_L/D = \frac{1}{5 (C_f/C_i)} + 0.15 \quad - - - - - (4.9)$$

Donde :

- d_L es la lámina de agua de lixiviación, requerida
- D es la profundidad de suelo a lavar
- C_i es el contenido promedio inicial de sal en el suelo
- C_f es el contenido promedio final de sal en el suelo

Una regla práctica citada por Christiansen (1966) establece que la aplicación de una determinada profundidad de agua, reducirá el conteni do de sal de una igual profundidad de suelo, a una pequeña fracción de su contenido inicial. Dado que, el desarrollo físico de los terrenos, en los proyectos de riego, se realiza en forma sucesiva en áreas par - ciales, en oportunidad de abundancia de agua, generalmente no se requie re prever una especial disponibilidad de recursos hídricos para estos fines.

Tabla 4.1.

EFICIENCIA DE RIEGO POR SUPERFICIE

(Según Manual AMES (1962))

Textura del Suelo y Topografía	Sistema de Riego			
	Melgas	Surco o co- rrugación	Melgas en contorno	Tazas (pa- langanas)
1. Arenoso				
a) bien nivelado	60	40-50	45	70
b) nivelación insuficiente	40-50	35	30	-
c) quebrado o pendiente	-	20-30	20	-
2. Medio, profundo				
a) bien nivelado	70-75	65	55	70
b) nivelación insuficiente	50-60	55	45	-
c) quebrado o pendiente	-	35	35	-
3. Medio, poco profundo				
a) bien nivelado	60	50	45	60
b) nivelación insuficiente	40-50	35	35	-
c) quebrado o pendiente	-	30	30	-
4. Pesado				
a) bien nivelado	60	65	50	60
b) nivelación insuficiente	40-50	55	45	-
c) quebrado o pendiente	-	35-45	30	-

Cuando, en cambio, son las aguas usadas en el riego, las que presentan un alto contenido salino, se requiere regularmente la aplicación de un exceso de agua durante el riego, para evitar que aumente su concentración en la fase líquida del suelo. Dicho excedente se denomina requerimiento de lixiviación o de drenaje y está dado por el por ciento de agua de riego que debe superar en profundidad la capa radical; el que a su vez es inversamente proporcional a la conductividad eléctrica de las aguas de riego y de percolación, o sea :

$$RL = \frac{d_p}{d_r} \cdot 100 ; RL = \frac{CE_r}{CE_p} \cdot 100 \quad \text{--- -- --} \quad (4.10)$$

Donde :

- RL es el requerimiento de lixiviación o de drenaje
- d_p es la lámina de agua percolada
- d_r es la lámina de agua de riego
- CE_p es la conductividad eléctrica del agua de percolación
- CE_r es la conductividad eléctrica del agua de riego

En tal caso, d_r , comprende la lámina de agua repuesta al suelo d_n , más la percolación d_p . En consecuencia, d_p a emplear en la ecuación, deberá ser:

$$d_p = d_r \cdot \frac{RL}{100} \quad \text{--- -- --} \quad (4.11)$$

Y la lámina de agua de riego, d_r :

$$d_r = \frac{ET}{(1 - RL/100)} \quad \text{--- -- --} \quad (4.12)$$

Generalmente, la baja eficiencia con que se riega en la práctica se piensa en forma indirecta los requerimientos de lixiviación. Sin embargo, con altas eficiencias de aplicación y agua de baja calidad, puede ser necesario considerar una lámina de agua adicional para mantener un balance



de sales que no represente un peligro para la producción del cultivo.

Aporte de agua subterránea

La contribución de zonas adyacentes, depende de la localización de las áreas de recarga. Algunas veces el cauce de los ríos que cruzan o bordean el proyecto, pueden realizar aportes hídricos importantes, especialmente cuando las inundaciones del río afectan parte de las tierras. En otros casos, la fuente de recarga está valle arriba y el caudal subterráneo aumenta hacia la parte inferior del valle, como consecuencia de la contribución de zonas adyacentes.

Este aporte, sólo se puede estimar como resultado de la investigación de drenaje o del estudio hidrogeológico del área. Si se conoce el gradiente hidráulico y la transmisibilidad del estrato, se puede aplicar la ecuación de Darcy para calcular Q .

Debe además considerarse la contribución de estratos acuíferos profundos que están bajo presión, tal como ocurre con las capas confinadas o semiconfinadas; en cuyo caso la presión artesiana puede constituir una importante fuente de exceso de agua.

2. COMPONENTES DE LA DESCARGA

Como componentes de la descarga, consideraremos la evapotranspiración y la salida de agua subterránea.

Evapotranspiración

En áreas bajo riego, la evapotranspiración de los cultivos es una importante componente de la descarga. Aún cuando el uso consuntivo de los cultivos puede medirse por muestreo de suelos, comúnmente se estima en base a los procedimientos discutidos en el capítulo 2.

En el proyecto de riego de acuerdo al patrón de cultivo adoptado, se cuenta con diferentes especies en distintas superficies. En tal caso, cada área tiene sus requerimientos, los que dependen de los culti-

vos presentes. Para la estimación de los usos consuntivos de cada sub-área o del proyecto en general, puede emplearse un procedimiento de ponderación mediante una ecuación del tipo de la (4.4)

En cuanto a la evapotranspiración de la vegetación natural, cabe señalar que el tipo de vegetación: pasturas, bosque, sabana, etc., depende del régimen hídrico definido por la precipitación y el nivel del plano freático con relación a la zona radical. En condiciones de aridez, la precipitación es tan baja que la evapotranspiración iguala a la precipitación. En clima húmedo, existe agua disponible, y en tal caso la evapotranspiración real se aproxima a la potencial. Un ejemplo al respecto pueden ser las pasturas del área sur del Lago Maracaibo, en Venezuela, donde la proximidad de la freática sostiene el elevado consumo de agua. Otro ejemplo, es la evapotranspiración no beneficiosa de plantas freatófitas, que son comunes en las partes bajas de varios proyectos de riego en Latinoamérica.

Medidas directas del consumo de la vegetación natural es difícil, especialmente cuando gran parte del agua evapotranspirada proviene de la freática. La aplicación de fórmulas climáticas, presenta el inconveniente de la falta de experiencia con respecto al coeficiente k . Dado que dicho coeficiente de cultivo depende también del régimen de humedad en el suelo, sólo es posible un dato aproximado. En el caso de la vegetación xerofítica debería ser muy bajo; y en clima húmedo, con elevados niveles freáticos debería ser alto, dado que E_t prácticamente iguala E_{tp} , ecuación (2.4).

Salida de agua subterránea

Comprende la descarga natural de los acuíferos, a través de los estratos transmisores, en base a los gradientes naturales disponibles. Parte del flujo converge a los cauces naturales que recorren el área y se incorporan como aporte del acuífero al caudal del río. Parte en cambio, puede continuar a través de los estratos, valle abajo.

Sólo cuando un cauce superficial colecta la descarga del agua subterránea, es posible una medida precisa de la misma. En otros casos una estimación puede hacerse en base a los datos de la investigación del drenaje, tal como fué expuesto para el caso del aporte de agua subterránea.

3. VARIACION DEL ALMACENAJE DE AGUA

En la ecuación (4.2) si Δds tiene signo positivo, significa que la recarga supera a la descarga y el nivel asciende, por lo que la capacidad de drenaje es insuficiente y la descarga deberá ser aumentada de alguna manera. Por otro lado, si Δds tiene signo negativo, el nivel freático desciende, como consecuencia de una elevada capacidad de drenaje.

En los proyectos de riego en condiciones de aridez, una baja capacidad de descarga produce un ascenso de los niveles durante el período de riego. En los proyectos de riego en los climas húmedos o semi-húmedos tropicales, una baja capacidad de descarga, puede conducir a un nivel permanentemente alto, como consecuencia del período de riego que sigue a la de la estación de lluvias.

La elevación del nivel freático puede estimarse, si se asume que el suelo por sobre el mismo se encuentra en capacidad de campo, en cuyo caso:

$$\boxed{\Delta H = \Delta ds / \phi} \quad \text{---} \quad (4.13)$$

Para evitar el ascenso que resulta de la ecuación del balance hídrico, se debe incrementar la descarga artificialmente mediante obras de drenaje, para traer del acuífero la lámina Δds en t días, a una velocidad $\Delta ds/t$. Con esto arribamos al concepto de coeficiente de drenaje, C_d , que puede definirse como el exceso de agua que un sistema artificial de drenaje debe extraer, adicionalmente a la salida natural del agua, para asegurar un nivel freático que no sea restrictivo para el crecimiento de los cultivos. Generalmente se expresa con dimensión de velocidad --- (L/T), como la lámina de agua que debe ser removida en un día (24 h.); o sea en : mm/día o cm/día.

El coeficiente de drenaje es uno de los datos más difíciles de obtener cuando se diseña un sistema de drenaje. En general puede expresarse que el único camino para obtener valores confiables, es mediante la experiencia directa en proyectos de similares condiciones naturales y de manejo del agua. Esto en realidad no es una solución, porque en general dicha información no está disponible en proyectos de riego en Latinoamérica a raíz de la falta de experiencia previa.

Los procedimientos basados en el balance hidrológico permiten una buena estimación del coeficiente de drenaje, si los términos de la ecuación son inteligentemente manejados. Esto es particularmente posible, en los proyectos de riego en condiciones de aridez donde los componentes de la recarga dependen principalmente de las acciones del hombre, como son las pérdidas por infiltración en canales y por percolación profunda.

En condiciones de salinidad, la necesidad de mantener el balance salino define generalmente el coeficiente de drenaje, basado en dos etapas sucesivas: 1) lixiviación de las sales del suelo, ecuación (4.9) ; 2) mantenimiento del balance salino, ecuación (4.12).

Otra forma de determinar este coeficiente, es como consecuencia de la investigación de drenaje: 1) análisis de las fluctuaciones de hidrogramas del nivel freático y características físicas del estrato; 2) medidas directas en drenes experimentales; 3) medidas directas en áreas parciales ya beneficiadas con obras de drenaje.

Sin embargo, si se estima el coeficiente en base al balance hidrológico, se debe tener en cuenta que la introducción de un sistema de drenaje, o más simplemente la limpieza, profundización y rectificación de los cauces naturales, crea gradientes que inducen el movimiento del agua subterránea. En tal caso, la salida natural del agua subterránea que discutimos como una componente de la descarga, se modificará al cambiar los gradientes y en consecuencia habrá una interacción entre este flujo y el derivado por el sistema de drenaje.

CAPÍTULO I

ESTUDIOS E INVESTIGACION DE DRENAJE

Este capítulo y los dos siguientes que comprenden la colección de toda la información de campo para llegar a diagnosticar un problema de drenaje, constituye el aspecto central de este Manual. Incluye básicamente estudios de rutina, cuyas características difieren muy poco de los que se realizan con otros fines en el diseño de una obra de riego, e investigaciones especiales de acuerdo a exigencias que son típicas del drenaje.

1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

El objetivo fundamental de los estudios e investigaciones de campo, radica en la necesidad de reconocer el problema, como única forma de disponer de suficientes elementos de juicio para proceder a un diagnóstico del mismo. Dichas determinaciones se realizan en la generalidad de los casos, para ensayar tratamientos de recuperación de suelos ya afectados por el nivel freático alto y/o salinidad, en un área que puede abarcar entre el 20% y el 80% del proyecto; pero en otros casos pueden tener como objetivo el efectuar un pronóstico de la situación en un futuro.

Este segundo caso se presenta frecuentemente en los nuevos proyectos de riego, en condiciones de aridez, donde el riego imprime una sustancial modificación al balance hídrico en equilibrio con el clima; por lo tanto los niveles ascienden como consecuencia del aumento de la recarga. Es común observar en nuevos proyectos la aparición de problemas de drenaje en lapsos tan breves como 5 a 10 años después de la iniciación del riego.

Una baja capacidad natural de drenaje, proclive a crear problemas de exceso de humedad en un futuro, puede reconocerse si se dispone de suficiente información geológica, edáfica, hidrológica y climática.

Ello permite adoptar medidas en cuanto a disminución de la recarga y/o aumento de la capacidad de descarga; y en cuanto a estudios e investigaciones previas tendientes a un mejor conocimiento de la transmisibilidad de los estratos.

Para algunas de dichas investigaciones, debe ajustarse la metodología; tal es el caso de la conductividad hidráulica "in situ". Con un plano freático todavía profundo no se pueden emplear los métodos convencionales por debajo del mismo; debiendo recurrirse a determinaciones por sobre la freática, en condiciones posiblemente algo diferentes a las que se desarrollarán al crearse el problema en el futuro.

Según los standards del Bureau of Reclamation (1964) en cualquier investigación de drenaje, lo que se busca son los datos necesarios para responde a las siguientes interrogantes:

1. ¿Existen en la actualidad o se producirá en el futuro un exceso de agua?
2. ¿Existe una salida adecuada para eliminar el exceso de agua?
3. ¿Cuál es la fuente de exceso de agua?
4. ¿Los suelos pueden ser adecuadamente drenados?
5. ¿Cuánta agua debe ser removida?
6. ¿Cuál sistema de drenaje dará los mejores resultados?

Aún cuando, aspectos agrícolas, económicos, sociales, legales e institucionales son importantes para comprender y resolver los problemas de drenaje en su conjunto, orientaremos nuestro análisis a los estudios que tienen relación principalmente con factores físicos. A tal fin discutiremos especialmente:

- a) Estudios topográficos
- b) Estudios de suelos
- c) Estudios geológicos
- d) Estudios de salinidad

ambos - cuantificar, más profundo

- e) Estudios de niveles freáticos
- f) Estudios de permeabilidad
- g) Estudios de niveles piezométricos

Los estudios e investigaciones pueden a su vez tener diferente nivel según las exigencias del proyecto: reconocimiento, factibilidad, diseño.

El estudio de reconocimiento se realiza fundamentalmente para llegar a una estimación razonable de la factibilidad del proyecto, en el orden físico y económico.

El estudio de factibilidad se realiza con el detalle suficiente para llegar a definir la magnitud del problema, el tipo de drenaje a instalar y estimar costos y beneficios.

El estudio de diseño se realiza con todo el detalle necesario para llegar al proyecto definitivo y estimar los costos con razonable aproximación, a fin de autorizar la realización de las obras.

En uno u otro caso, el método de trabajo comprende: 1) revisión de los datos disponibles ; 2) reconocimiento de campo.

La revisión de los datos disponibles, consiste en coleccionar y analizar toda la información de distintas fuentes: topografía, suelo, geología, hidrología, clima, cultivos, etc. directa o indirectamente relacionada con el problema de drenaje; pero que constituye una información valiosa para reconocer en forma global el problema y decidir la colección de datos adicionales.

Reconocimiento de campo

El reconocimiento de campo, en cambio provee la observación visual del problema y ayuda a planear la secuencia de estudios e investigacio-

nes. Los standards del Bureau of Reclamation (1964), enumeran los siguientes puntos a ser aclarados en el reconocimiento de campo:

- 1) Ubicación y capacidad de los drenajes naturales.
- 2) Ubicación y condiciones de las salidas.
- 3) Ubicación y características de las fuentes de agua: canales, laterales, pozos, manantiales, lagunas, embalses, etc.
- 4) Prácticas de riego empleadas, tales como métodos de aplicación, eficiencia de riego, sistematización de los terrenos, etc.
- 5) Estimación del nivel del agua subterránea, e información relacionada con la fluctuación y dirección del movimiento.
- 6) Patrón de cultivos en el presente y tendencia futura.
- 7) Tipo, ubicación, espaciamiento, profundidad y efectividad de drenes en el área o en áreas vecinas.
- 8) Marcas de altura de crecientes que pueden ser usadas para evaluar su efecto.
- 9) Accidentes topográficos que podrían afectar la localización de los drenes.
- 10) Discusión con la gente que radica en el proyecto, en especial en las áreas cultivadas bajo riego.

2. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Difícilmente se requiere realizar estudios topográficos con fines de drenaje en tierras bajo riego, ya que generalmente planos y fotografías aéreas están disponibles por otros capítulos o etapas del diseño y construcción de la obra. Los mapas deben proveer una real representación de la configuración superficial del terreno, e incluir todos los accidentes naturales de importancia, ya sea porque impiden o retardan el drenaje natural, o por el contrario lo facilitan.

La escala del mapa es función del nivel del estudio, del área involucrada en el mismo y de las pendientes y accidentes topográficos relevantes. Para grandes áreas y estudios preliminares, puede ser adecuada una escala 1:50.000. Para áreas menores y estudios más detallados,

yor de detalle, escala 1:25.000. Estudios especiales pueden requerir escala 1:5.000.

En cuanto a la equidistancia de curvas de nivel puede adoptarse entre 1 m. y 1.50 m. en áreas grandes, en estudios preliminares y con relieve considerable. Para el trazado de los sistemas de drenaje, generalmente es suficiente 0.50 m. de equidistancia; aunque en terrenos llanos, puede requerirse entre 0.20 m. y 0.25 m.

Los mapas deben asimismo incluir los cauces naturales que son los potenciales colectores de drenaje y también el colector del área, aún cuando éste se encuentre fuera del proyecto propiamente dicho. Además el mapa debe contener la ubicación de las principales estructuras hidráulicas: embalse, presa de derivación, etc. y el trazado de la red general de canales: matriz, principal, secundario, terciario.

El estudio topográfico comprende asimismo la obtención de perfiles longitudinales de los cauces naturales: ríos, arroyos, de los posibles colectores de drenaje y de la red general de riego.

3. ESTUDIOS DE SUELO

Mapas de suelo

Los mapas de suelo realizados con criterio edafológico contienen información valiosa, al permitir delimitar áreas con determinadas características del perfil, que definen los potenciales problemas de drenaje; ello si se tiene en cuenta que, en dicho estrato superficial es donde el exceso de agua y/o de salinidad afectará a los cultivos.

El edafólogo al describir un perfil y detallar las características físicas de cada horizonte y en especial su textura y estructura, está asimismo evaluando los potenciales problemas de drenaje, al anotar con relación a un determinado horizonte: "drenaje interno impedido", o "permeabilidad lenta". Además puede encontrar la freática -

en la profundidad de suelo que abarca el relevamiento u observar el efecto de un nivel de agua fluctuante, por el color moteado (amarillo, rojo o azul) que da lugar los procesos de oxidoreducción.

La descripción de los perfiles típicos se utiliza para clasificar los suelos desde el punto de vista taxonómico en series, tipos y fases. La serie de suelo queda definida por las características del perfil de suelo; el tipo por la textura del horizonte superficial y la fase por alguna particularidad que tiene importancia en su manejo, como pendiente, erosión, pedregosidad, etc.

Sin embargo, una clasificación técnica o agrológica, puede contener criterios de evaluación más específicos desde el punto de vista del drenaje tal como ocurre con la del Bureau of Reclamation (1963) en la cual, las subclases se basan en tres factores limitantes: suelo, topografía y drenaje. Con relación a limitaciones por drenaje, el procedimiento incluye factores auxiliares de evaluación, entre los cuales están "drenabilidad", calificada en una escala de tres categorías. Por ejemplo : 3 sd/Z significa: clase 3 por limitaciones de suelo (s) y drenaje (d) y pobre drenabilidad (Z).

Los relevamientos y mapas de la clasificación taxonómica y de la clasificación técnica o agrológica, generalmente están disponibles por vía de otras etapas de los estudios en un proyecto de riego y se aprovecha la valiosa información que contienen. Sin embargo, estos mapas presentan limitaciones resultantes de las profundidades reducidas que abarcan, pues generalmente el relevamiento no se extiende más de 1.50 m.

Profundidad de suelo a investigar

Para resolver los problemas de drenaje pueden ser de gran importancia los estratos que están por debajo de 1.50 m. ya sea porque allí se encuentran los que tienen capacidad de transmitir agua, o porque contrariamente se localiza la "barrera" limitante del flujo gravitacional. Las características físicas del suelo por debajo de 1.50 m.

son importantes para definir el tipo de flujo hacia el dren, horizontal o radial y para calcular el espaciamiento entre los mismos.

Sin embargo, este tipo de investigaciones del subsuelo, están generalmente fuera del alcance del equipo que emplea comúnmente el edafólogo y caen en el grupo de relevamientos que son específicos de las investigaciones de drenaje. Los standards del Bureau of Reclamation (1964) establecen que, tentativamente, las profundidades de los pozos en las investigaciones de suelo pueden distribuirse de la siguiente forma:

- 60% hasta 3 m.
- 30% hasta 9-12 m.
- 10% hasta la "barrera"

Equipo

Al respecto cabe aclarar, que no existe un equipo que se ajuste a todas las condiciones físicas de suelo por lo que se requiere el empleo de diferentes implementos. En realidad se presentan situaciones diferentes en cuanto a: 1) profundidad de exploración; 2) características físicas de los estratos a atravesar; 3) grado de humedad del suelo ; 4) necesidad de obtener muestras sin disturbar.

El equipo que comúnmente se desarrolla con tales propósitos puede clasificarse, como : 1) barrenos; 2) tubos ; 3) inyección de agua a presión. Algunos son operados a mano y otros con motor. Una interesante discusión de los distintos procedimientos ha sido realizada por Donnan (1957).

4. ESTUDIOS GEOLOGICOS

Dado el interés que revisten para la investigación el drenaje los estratos del subsuelo hasta aproximadamente 10 m. de profundidad, la geología y la geomorfología representan un valioso auxiliar a tener en cuenta.

En primer término, la acción que ha dado origen al material del suelo : glacial, eólico, aluvial, etc. tiene relación con su textura y permeabilidad. La mayor parte de los problemas de drenaje se presentan en suelos aluviales, donde los materiales depositados oscilan desde arcilla hasta grava gruesa, con toda clase de combinaciones posibles. Los mapas geológicos y las descripciones del perfil geológico, constituyen información, que, si bien no es específica de los estudios de drenaje, complementan los datos necesarios para reconocer el problema.

En ocasiones, los estratos transmisores de agua, deben buscarse a más de 10 m. de profundidad y llegar incluso hasta a más de 100 m. El empleo del procedimiento de drenaje por bombeo, requiere un conocimiento de las capas freáticas y artesianas, que, al explotarse producen el abastecimiento de los niveles de agua subterránea en toda el área. En tal caso, la información hidrogeológica que resulta de los pozos existentes, o los que puedan perforarse como parte de la investigación de drenaje o de aguas subterráneas, facilita la toma de decisiones con respecto al método a aplicar.

La descripción del perfil del pozo, que contiene las características de los estratos, señala si los mismos son confinados o no confinados y el rendimiento en función de la depresión al efectuarse la prueba de bombeo. En el caso de los acuíferos confinados, la descripción de las características de los distintos estratos, señala la posibilidad de flujos verticales o no hacia la acuífera, en respuesta a los gradientes creados mediante el bombeo. Agencias gubernamentales, generalmente registran los pozos perforados y exigen la descripción del perfil, producción del pozo y calidad del agua por profesional autorizado; acumulando una información de gran utilidad a los fines de las investigaciones de drenaje.

5. USO ACTUAL DE LA TIERRA

Comprende el inventario de la tierra desde el punto de vista de

su utilización actual y potencial y su ubicación en el mapa. Además incluye el trazado de la red vial y de la red de riego y los límites de subdivisión de las propiedades.

Las distintas formas de uso de la tierra en proyectos de riego, puede clasificarse según el siguiente esquema:

I. Tierras cultivadas

- a) con riego
- b) sin riego

II. Tierras sin cultivar

- a) con vegetación natural
- b) desmontadas y niveladas.

A su vez, en las tierras cultivadas, cabe aclarar el tipo de cultivo: estacionales o perennes y las especies y variedades correspondientes. En el caso de las tierras sin cultivar, se debe especificar las características de la vegetación natural: pasturas, sabana, selva, etc.

La delimitación en el plano de los distintos usos de la tierra, contribuye a reconocer el problema de drenaje y relacionarlo con las posibles fuentes de recarga; especialmente en el área que comprende las tierras bajo riego y los cultivos que requieren por su naturaleza un más frecuente régimen de riego. Es obvio que las áreas más intensivamente regadas están también recorridas por una más densa red de acequias prediales, que asimismo multiplican las áreas de recarga.

Contrariamente, las tierras con vegetación natural, especialmente del tipo freatófito, constituyen áreas de descarga y de abatimiento de los niveles, toda vez que existe un consumo significativo de agua por evapotranspiración. Otras veces los niveles freáticos están más bajos en el área de tierras sin cultivar y la vegetación que es

entonces consecuencia del régimen pluviométrico, ahora el agua repuesta al suelo por la lluvia ; contribuyendo igualmente a aliviar el problema, al consumir agua que ingresaría a los acuíferos subterráneos.

Mapas de uso actual de la tierra, están generalmente disponibles por vía de otros estudios, o pueden confeccionarse a partir de las fotografías aéreas. Si no se cuenta con fotografías o éstas no son recientes, el mapa puede ser el resultado de la compilación y unión de:

- 1) información cartográfica disponible; 2) plano de la red de riego ;
- 3) plano de la red vial; 4) plano catastral de las propiedades; 5) datos estadísticos sobre cultivos; 6) mapas de vegetación ; 7) recorrido del campo.

6. ESTUDIOS DE SALINIDAD

Los estudios de salinidad comprenden el relevamiento de campo y las determinaciones de laboratorio, tendientes a reconocer el grado - de afectación de las tierras por salinidad. En base a un número muy reducido de determinaciones, se pueden agrupar los suelos desde el -- punto de vista de su salinidad, de acuerdo a los siguientes standards, del U.S. Salinity Laboratory (1954), basados en la conductividad eléctrica del extracto a saturación, el porcentaje de sodio, intercambiable y el pH:

<u>Suelo</u>	<u>CE. 10^3</u> <u>(mmhos)</u>	<u>P S I</u>	<u>pH</u>
normal	< 4 mmhos	< 15%	< 8.5
salino	> 4 mmhos	< 15%	< 8.5
sódico	< 4 mmhos	> 15%	> 8.5
salino-sódico	> 4 mmhos	> 15%	> 8.5

El porcentaje de sodio intercambiable, PSI, puede estimarse su función de la relación de adsorción de sodio, R.A.S. utilizando al respecto las relaciones empíricas obtenidas por el U.S. Salinity Laboratory (1954) ; y la conductividad eléctrica, CE. 10^3 , se mide directamente en un puente para tal fin.

La delimitación en el mapa de los grupos anteriormente establecidos, permite contar con un valioso auxiliar para diagnosticar la gravedad del problema, tal como es el mapa de salinidad, e incluso formular un plan agrológico de recuperación de suelos, asociado al drenaje.

En los suelos salinos, la recuperación o rehabilitación se basa en la lixiviación de las sales por medio del lavado. Se requiere para ello agua abundante y de buena calidad, una permeabilidad satisfactoria en el suelo y drenaje asegurado. Ensayos de campo en pequeñas parcelas, permiten seguir en la realidad el proceso de lixiviación; o sea de disminución del contenido salino en función de la profundidad, por efecto de tratamientos de lavado consistentes en la aplicación de diferentes láminas de agua. La relación entre la lámina de lixiviación y la profundidad del suelo a lavar, puede representarse en una ecuación del tipo de la obtenida por Reeve (1957) para el Coachella Valley, ecuación (4.9).

En el caso de los suelos sódicos en cambio, antes de proceder al lavado se requiere reemplazar el sodio por calcio del complejo intercambiario del suelo, mediante el agregado de yeso; o simplemente movilizarlo con azufre, si el calcio se encuentra presente en el suelo. En uno u otro caso, debe estimarse las cantidades de enmienda a agregar en las diferentes áreas. Mapas complementarios de recuperación de suelos salinos en base a la conductividad eléctrica y lámina de lixiviación; y mapas de recuperación de suelos sódicos que contengan los requerimientos de yeso y de lavado, constituyen un valioso auxiliar para diagnosticar el problema de drenaje. En ambos casos, se trata de sales directamente presentes en el suelo, o sub-productos de reacciones químicas, que deben alejarse del suelo en explotación.

CAPITULO 6

ESTUDIOS DE NIVELES FREATICOS Y PIEZOMETRICOS

Los estudios de agua del subsuelo, en este caso en la profundidad vecina a la capa de raíces, constituye el aspecto central para establecer la naturaleza y extensión de los problemas de drenaje. La metodología y el equipo varía según se trate de problemas de elevación del plano freático o de presión artesiiana en capas confinadas; por lo tanto abordaremos el tema separadamente.

1. RELEVAMIENTO DE NIVELES FREATICOS

Para medir el nivel del plano freático, pueden emplearse: 1) pozos existentes para la provisión de agua; 2) superficies libres de agua; 3) pozos de observación. Los dos primeros suministran información parcial, aún cuando el tercero es el que se instala con fines específicos de investigación de drenaje.

Los pozos para provisión de agua, excavados o perforados, permiten registrar el nivel estático. La información es confiable cuando se extraen caudales reducidos para bebida y/o abrevadero. Los pozos profundos para riego, donde se bombea un caudal considerable, pueden registrar un estado transitorio del nivel, aún cuando no se encuentren en operación.

Las superficies libres de agua: lagos, lagunas, pantanos, etc. suministran información de utilidad, si están en conexión libre con el agua subterránea. Presentan interés especial atento a que pueden en realidad constituir zonas de recarga o de descarga de los acuíferos.

Muy difícilmente la información obtenida por los métodos anteriores, resulta suficiente a los fines de la investigación de drenaje, ya que es tan escasa con relación al área total, que se requiere por lo menos la inclusión de algunos perfiles de pozos de observación. Sin embargo, si ello está unido a determinadas geológicas adicionales y a la interpretación

hidrogeológica, puede obtenerse una idea bastante clara del problema.

Pozo de observación

El pozo de observación, consiste en un hueco abierto en el suelo, con el barrenado, hasta una profundidad tal que cubra el mínimo nivel esperado del plano freático. En determinados suelos, generalmente en los de fina textura, se pueden dejar sin revestir. Sin embargo, para asegurar su conservación y facilitar su localización, conviene entubar un tramo superior de 0.50 m. aproximadamente y extender el tubo 0.30 m. por sobre la superficie del terreno.

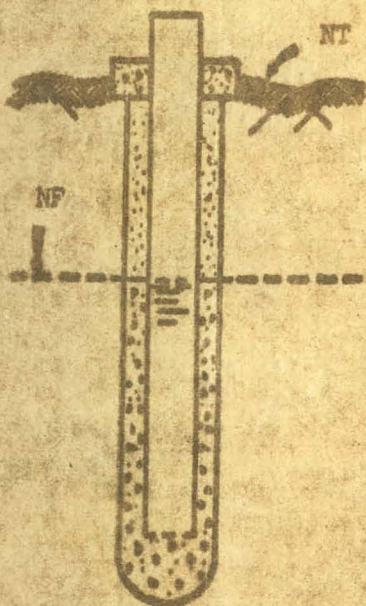


Figura 6.1.

En la generalidad de los casos, el pozo de observación se instala por un lapso de años y por lo tanto se requiere determinar grado de confiabilidad en las lecturas y reducido costo de operación y mantenimiento.

Un buen pozo de observación se logra con la instalación de un tubo, fig.6.1, menor en diámetro que el hueco y relleno parcialmente el espacio restante con grava fina. Alcanzado con el barrenado la profundidad propuesta y asegurada la limpieza del hueco, se coloca grava fina en el

fondo en un espesor de 10 cm. Se instala el tubo, apoyándolo en la grava y se completa con grava el espacio anular entre el hueco y el tubo hasta próximo el nivel superior esperado del agua freática. Se concluye de rellenar el hueco con tierra apisonada y se fija al terreno con un bloque de hormigón para evitar el robo del mismo.

En cuanto a los materiales a emplear, cabe mencionar que el tubo puede ser de plástico, chapa galvanizada, hierro, asbesto-cemento, etc., es

decir, el material que económicamente resulte más conveniente de acuerdo a su costo de adquisición y condiciones de conservación. Conviene asimismo perforar los 0.50 m. inferiores para evitar, que, al taponarse la grava en la base del tubo por la sedimentación, quede el pozo fuera de operación.

El diámetro del tubo puede ser variable. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a medida que el diámetro aumenta, su sensibilidad disminuye, por el mayor volumen de agua que debe entrar o salir para estar en equilibrio con el acuífero. Además, en tubos de reducido diámetro deben emplearse métodos especiales de lectura. Un diámetro de unos 5 cm. en un pozo de 10 cm. de diámetro parece una medida razonable.

En cuanto a los procedimientos para medir el nivel freático, cabe señalar que puede emplearse una cinta metálica con un dispositivo en la parte inferior, que suena de una forma característica al alcanzar el nivel del agua. También se puede colocar un peso en la parte inferior de la cinta, la que se pinta con tiza en el extremo inferior a fin de reconocer en la misma la altura de sumergencia. Las varillas de madera deben evitarse, ya que, de acuerdo a su diámetro, al ser sumergidas en el agua modifican sustancialmente su nivel. Otros métodos, serán discutidos en relación con la lectura de los piezómetros.

La limpieza del pozo de observación es imprescindible a fin de garantizar las lecturas. Para ello, una vez concluida su instalación se comprime el nivel bruscamente mediante la extracción de agua con una cuchara con válvula de pie, o una pequeña bomba operada manualmente; luego se continúa extrayendo agua hasta que ésta salga limpia. Para comprobar si el pozo es sensible, se llena de agua el tubo hasta enrasar con el extremo superior y se observa la velocidad de descenso del nivel: un descenso lento o nulo significa que el pozo no trabaja; contrariamente, un descenso fácilmente perceptible muestra que está en operación. La misma prueba puede realizarse con alguna frecuencia en los pozos de una red y espe-

cialmente, cuando, entre dos lecturas sucesivas no se observa variación en el nivel.

Red de pozos de observación

El espaciamiento entre los pozos de observación se densifica en los mismos, depende del nivel de estudio y del grado de variación en los gradientes hidráulicos que se desea registrar. El relieve extenso del terreno puede dar una idea del posible cambio en los niveles freáticos, ya que la configuración de la superficie de agua subterránea, se asemeja más a la del terreno que a un nivel plano. En capas aluviales profundas de material grueso, puede aproximarse a un plano; mientras que en presencia de un estrato relativamente impermeable cerca de la superficie, la configuración de la freática se parece a la del terreno.

De esta manera, las características topográficas y del perfil geológico, los accidentes geográficos (ríos, lagos, etc.) y las acciones del hombre (canales, tierras bajo riego, etc. y grado de subdivisión de la propiedad); ello unido a la severidad del problema ya evidenciado, puede orientar nuestra decisión con respecto al grado de densificación de la red y la posible ubicación de las líneas de pozos de observación. Por ejemplo: poco antes del cambio de pendiente, dado su influencia en el régimen de movimiento del agua; o donde existan evidencias claras de un cambio en la conductividad hidráulica de los estratos; o donde concluya el área irrigada.

En términos generales, puede establecerse que el espaciamiento entre pozos de observación puede oscilar entre 1/2 Km. y 2 Km. Kessler (1966) incluye una escala de densidad de puntos, basada exclusivamente en el tamaño del área:

<u>Area (ha)</u>	<u>Nº puntos</u>
100	20
1.000	40
10.000	100

La disposición de los pozos en un reticulado, en cuadrado o en rectángulo, presenta ventajas para el dibujo e interpretación de los mapas y para representar perfiles de niveles freáticos, en cuatro direcciones diferentes. Sin embargo, tiene la desventaja de la inconveniente localización de un número elevado de puntos, que resultan en el centro de los campos de cultivo, donde es difícil localizarlos, además de entorpecer las labores mecanizadas. Sin caer en una extrema regularidad geométrica, que pueda conducir a la ubicación de pozos en lugares inadecuados o que no interesen desde el punto de vista de nuestro estudio, parece recomendable instalarlos de acuerdo a una cierta regularidad. Conviene que su ubicación sea relevante de acuerdo a lo que pretendemos medir y que tengan facilidad de acceso, al mismo tiempo de posibilitar el trazado de perfiles longitudinales y transversales.

Los pozos de una red general, deben instalarse de manera de obtener una representación media del nivel freático en su área de influencia. Un pozo ubicado en un área de recarga muy localizada, no representa la situación promedio de una fracción de campo y sus datos no deben usarse, sino para investigaciones especiales. Para obtener por ejemplo una mejor representación del gradiente hidráulico, sobre una línea normal al canal, fig. 6.2 se instalan pozos con espaciamiento decreciente a medida que nos aproximamos al mismo. A título de ejemplo, las distancias de los pozos a partir del canal, podrían ser: 500 m., 250 m. 100 m. 50 m., 0 m.

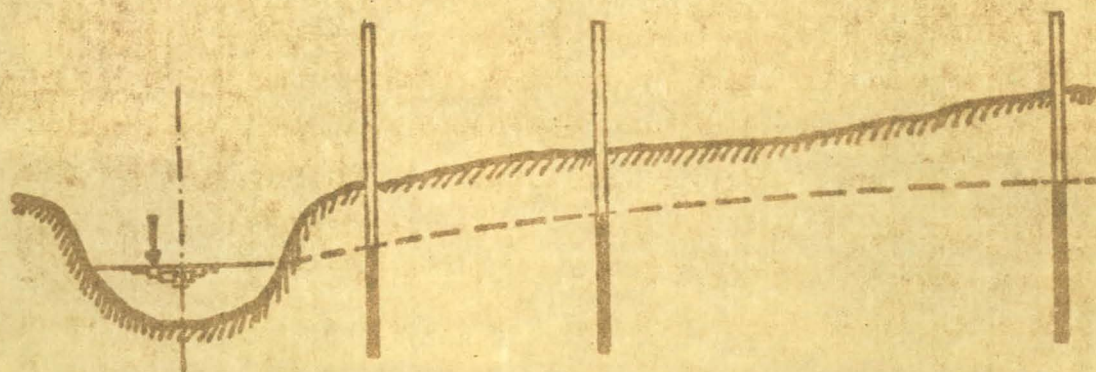


Figura 6.2.

Registros

Cada pozo debe estar registrado con toda la información necesaria para individualizarlo. Dicho registro debe incluir, su localización y elevación; cota de la cabeza del tubo y del nivel del terreno; detalles relativos a su construcción; diámetro del pozo y del tubo, materiales, engravado y perforación del filtro, etc.; características del perfil del suelo; espesor y textura de los distintos estratos atravesados. La fig. 6.3. incluye un formulario adaptado de los standards del Bureau of Reclamation (1964) - que comprende la descripción completa del pozo, y la planilla para efectuar la anotación de las lecturas del nivel de agua.

La frecuencia de las lecturas depende del grado de cambio en los niveles que se desea registrar y de la naturaleza misma del estudio. El registro de los niveles: antes, durante y después del período de recarga de acuíferos (lluvia o riego), sin duda suministra valiosa información para diagnosticar el problema; en especial, si de ello nos resultan los niveles máximos y los niveles mínimos. Sin embargo, para fines de diseño se requiere generalmente mayor número de lecturas: una por mes y en ocasiones dos por mes, durante el período de pico en los niveles máximos.

Las investigaciones especiales, destinadas a determinar posibles fuentes de recarga y la magnitud de las mismas, pueden requerir lecturas más frecuentes: diarios, o incluso registros limnimétricos continuos, durante un período breve; como podría ser el intervalo entre una y otra suministración: 10 ó 15 días, para estudiar el efecto de la aplicación de un riego, con una lámina definida.

Para registrar los pozos, se requiere establecer un sistema de numeración práctico, que contribuya al mismo tiempo a su fácil localización en el campo. Una forma puede ser sencillamente a partir de un sistema de coordenadas rectangulares, asignando letras sobre el eje X: A, B, C Z, y números 1, 2, 3, sobre el eje Y. En lo posible conviene que el eje X coincida con el límite W-E al Sud del área y el límite N-S con el eje

LECTURA DE NIVELES FREATICOS

Proyecto

Línea N°

Pozo No

[illegible]

DESCRIPCION DEL PERFIL

Proyecto

Sección

Ubicación

Fecha

Pozo revestido

Propietario

Clase

Pozo s/ revest.

Calicata

Pozo doméstico

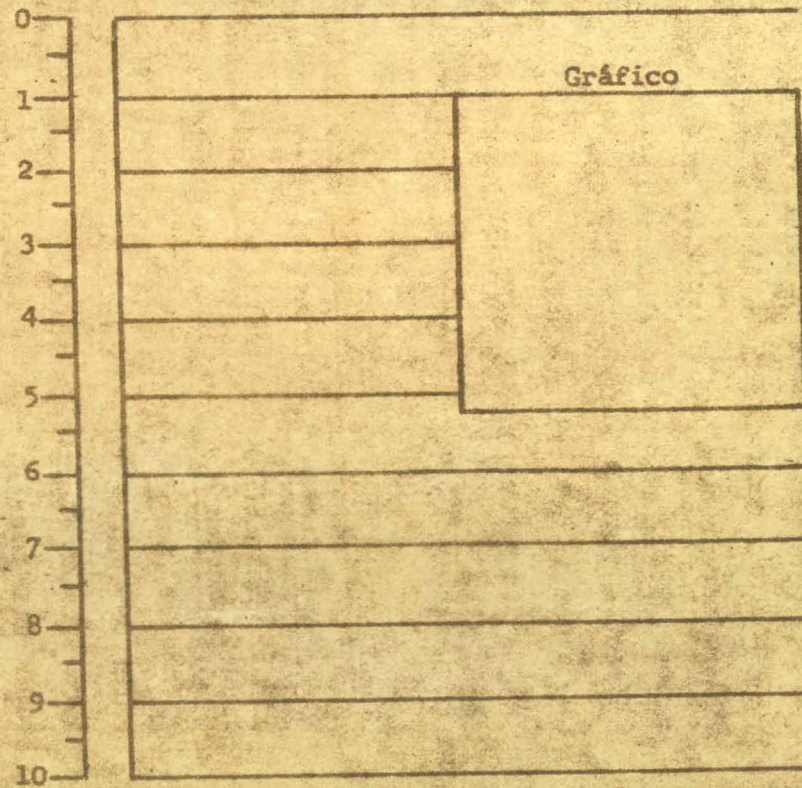
Tamaño del Pozo

Entubado

Elev. cabeza tubo

Elev. plataforma

Elev. nivel de agua



je Y al oeste. El área en estudio quedaría así íntegramente en el primer cuadrante y cada pozo se ubica con una letra y un número; por ejemplo, D-1. El método de numeración incluido en los standards del Bureau of Reclamation (1964), se basa en el mismo criterio; simplemente que los ejes son directamente N-S y W-E y el punto se ubica con las distancias al E y al N, a partir del origen del sistema; por ejemplo, 5E - 2N, significa un pozo que se encuentra a 5 Km. al E y a 2 Km. al N de la intersección de los ejes, o sea $29\frac{1}{2}$ Km. de distancia en diagonal.

2. RELEVAMIENTO DE NIVELES PIEZOMETRICOS

Para determinar la existencia de presiones variables con la profundidad del acuífero y gradientes verticales, que originan un flujo ascendente o descendente, se emplean los piezómetros. Tal como se consideró anteriormente, un piezómetro es un tubo de reducido diámetro cuya superficie exterior está en íntimo contacto con el suelo y en el cual la única abertura está en el extremo inferior. De esta manera, la elevación del agua en el tubo mide la presión con relación al extremo inferior del mismo. Dos o mas piezómetros hincados a diferente profundidad, constituyen una batería de piezómetros.

Se emplean como piezómetros tubos metálicos de reducido diámetro, $\frac{3}{8}$ " (9,6 mm) a $\frac{1}{2}$ " (12,5 mm) a fin de que se requiera un mínimo esfuerzo para enterrarlo a profundidades que pueden superar los 10 m., y disponga al mismo tiempo de un procedimiento sensible de medida. Para su instalación se emplean dos procedimientos: 1) a golpes (martinete); 2) por inyección de agua a presión.

Martinete para instalar piezómetros

Para enterrar piezómetros a golpes, se emplea una herramienta especial, que consiste en un martinete, fig. 6.4, según diseño de Christiansen (1943). Está compuesto por un tubo metálico central, relleno de plomo para darle un peso de 8 a 10 kg. al cual se le ha acoplado dos tubos de $\frac{1}{4}$ " de 0.30 y 1.20 m., respectivamente.

EQUIPO PARA LA INSTALACION DE PIEZOMETROS

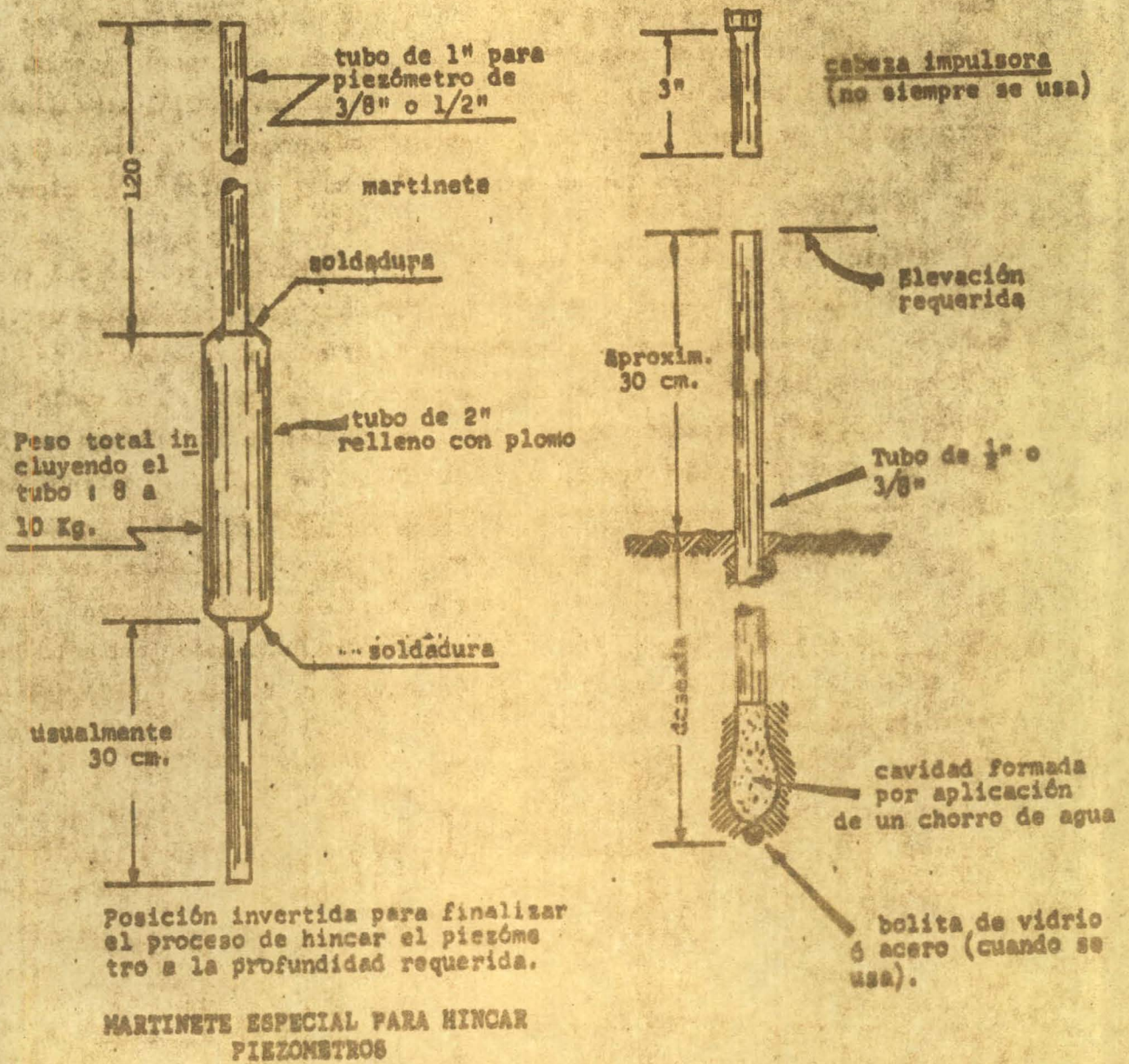
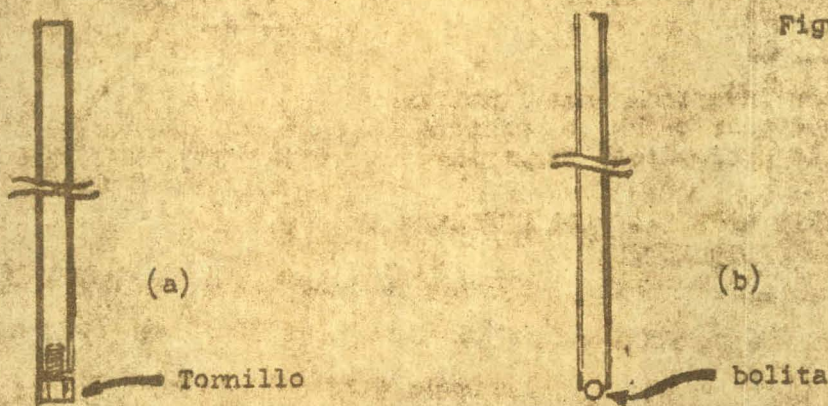


Figura 6.4.

Los tubos a utilizar como piezómetros se cortan en tramos de 2 m. aproximadamente y se les provee de rosca para asegurar su acoplamiento por medio de cuplas. El primer tramo que se entierra se protege en su extremo inferior de la entrada de tierra, colocándole un tornillo, fig. 6.5., cuya cabeza tiene el mismo diámetro que el tubo, o una esfera metálica, o de vidrio, de diámetro levemente inferior al del interior del tubo. Además, se protege el extremo superior o cabeza de los golpes del martillo, mediante otro tornillo de acero, que actúa de cabeza impulsora, o simplemente por medio de una cupla de las que se usan para los acoplamientos de secciones.

Se inicia la operación colocando el piezómetro en el interior del tramo mayor del martinete y una vez que el implemento está en posición vertical, se levanta sucesivamente el martinete un tramo aproximadamente de 10 a 50 cm. y se deja caer. El impacto hace penetrar el tubo en el suelo y la velocidad de penetración depende de la naturaleza física de los estratos. Enterrado el primer tramo, se le acopla el segundo y se continúa así hasta alcanzar la profundidad deseada. Entonces con una varilla metálica de reducido diámetro de 4 a 6 mm. compuesta de tramos acoplables, se empuja la esfera o tornillo inferior, para asegurar la entrada del agua. Una variante puede consistir en levantar el piezómetro levemente, mediante dos llaves o mejor con el equipo cuyo diseño, según Christiansen (1968), se incluyen en fig. 6.6.



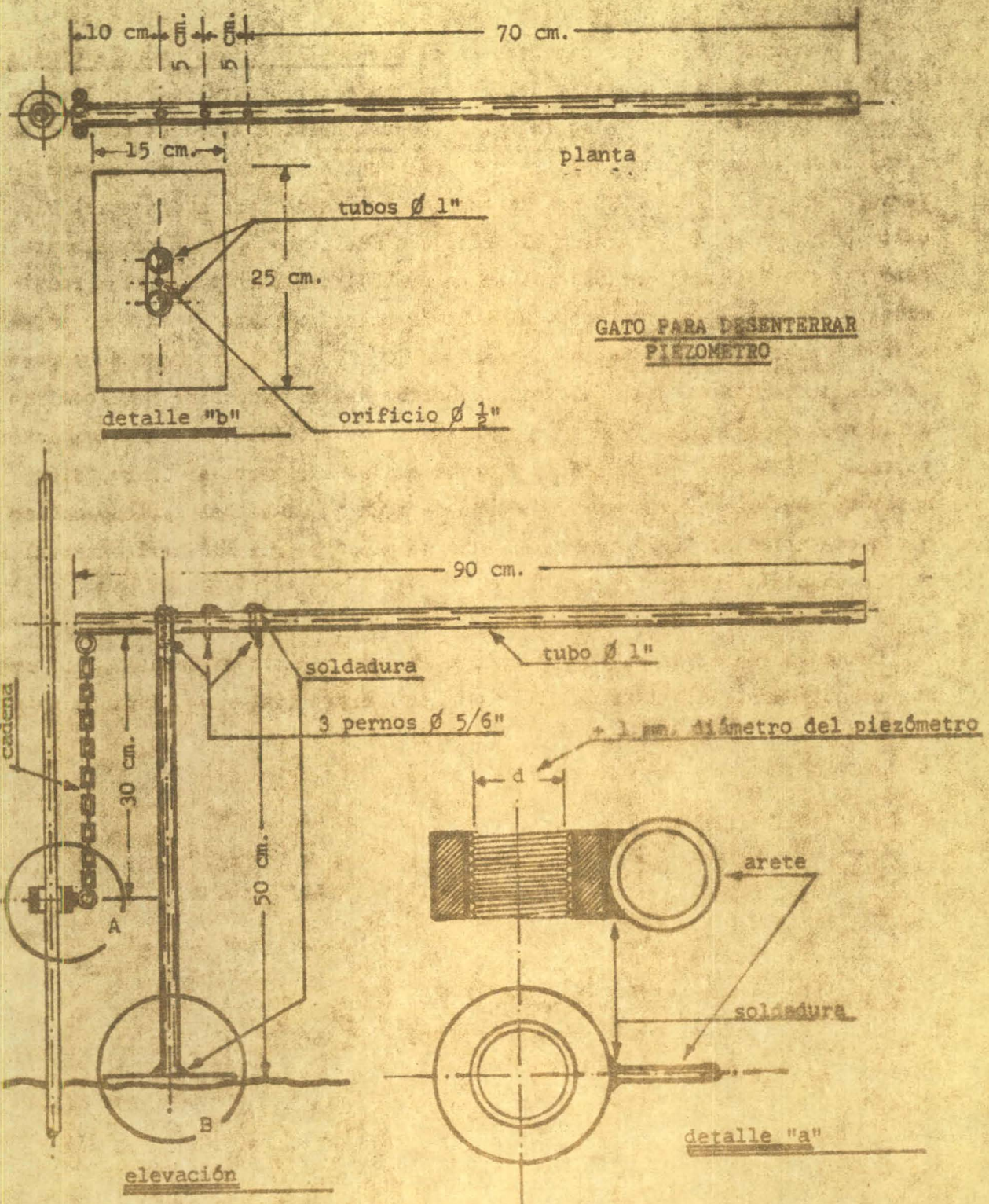


Figura 6.6.

Limpieza de piezómetros

La operación siguiente consiste en el desarrollo de una pequeña cámara de 10 cm. de longitud a partir del extremo inferior del tubo, y en la limpieza de la misma. Para ello se aplica agua a presión a través de un tubo de plástico de unos 6 mm. de diámetro, al cual se le une en el extremo inferior, un tramo de unos 20 cm. de tubo de bronce del mismo diámetro, fig. 6.7. La presión se logra sencillamente con una bomba operada manualmente como las "de mochila" que se emplean en agricultura para pulverizar fungicidas e insecticidas. Colocado el tubo de plástico hasta el extremo inferior del piezómetro, se marca un tramo de 10 cm. en la parte que sobrepasa la cabeza del piezómetro y a partir de dicho extremo superior. Se comienza luego la aplicación de agua limpia a presión, moviendo alternativamente el tubo de plástico hacia arriba y hacia abajo, para activar la remoción de la tierra. Se origina así un flujo de agua a través del espacio anular que queda entre el piezómetro y el tubo de plástico que lleva el material en suspensión a la superficie.

Cuando se ha desarrollado la cámara en una longitud de unos 10 cm. se mueve hacia arriba el tubo de plástico igual distancia, y se continúa apli

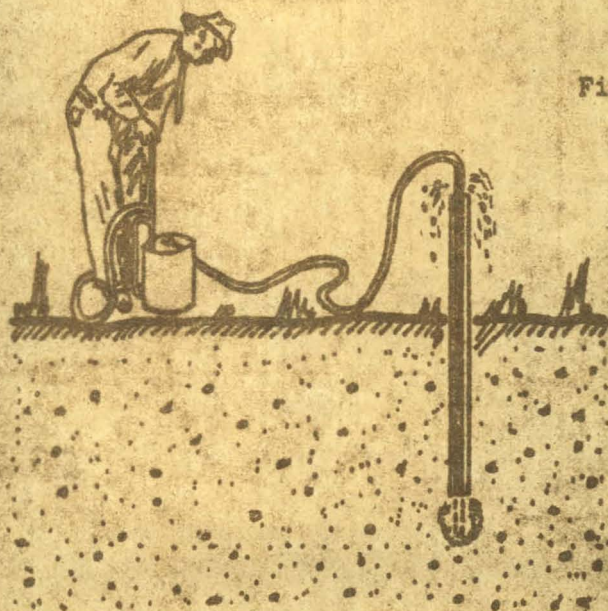


Figura 6.7.

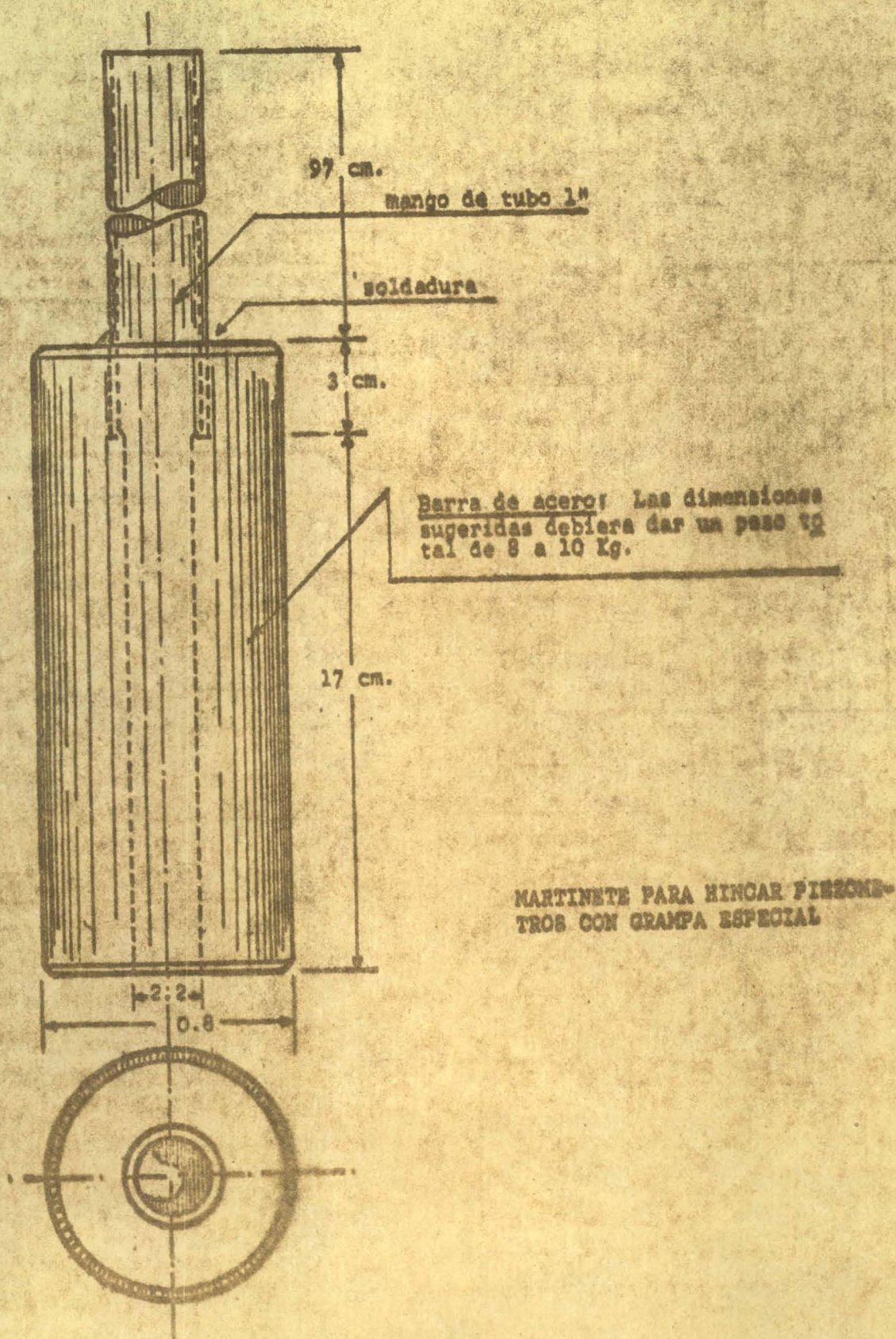


Figura 6.8.

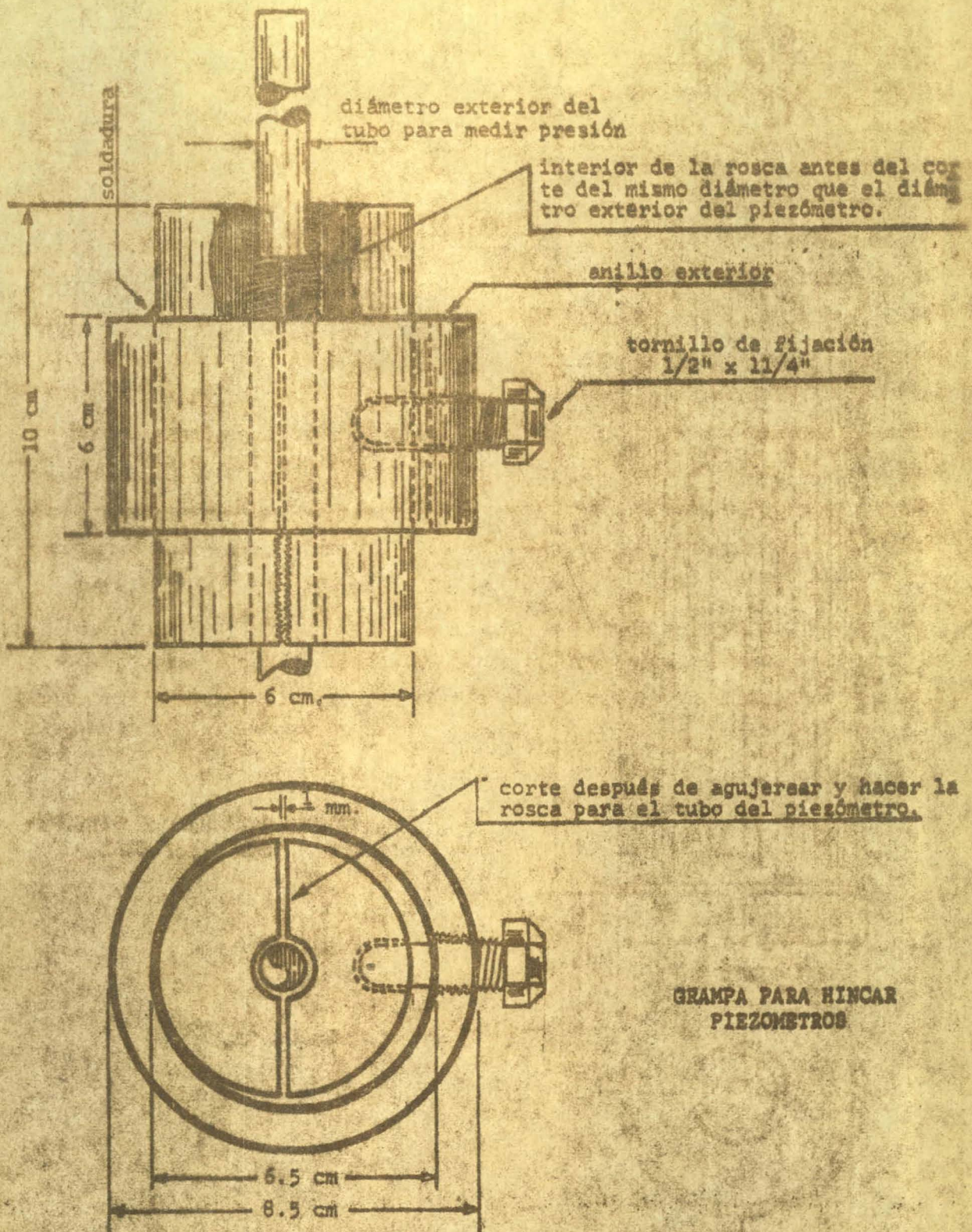


Figura 6.9.

cando agua limpia hasta que el líquido que derrama por la cabeza del piezómetro salga completamente clara. Luego se rellena el piezómetro con agua, hasta enrasar con el borde superior y se observa la velocidad de descenso del nivel como una forma de comprobar si el mismo está o no en operación.

Una variante del equipo para enterrar piezómetros consiste en el empleo de una grampa que se fija al tubo y sobre la cual actúa el martinete. La fig. 6.8 y la fig. 6.9, incluyen ambas herramientas según diseño de -- Christensen (1968). La ventaja de este equipo radica, en que, se pueden enterrar tubos de una mayor longitud, sin necesidad de acoplar tramos cortos como ocurre con el empleo del martinete anteriormente descrito.

El procedimiento de hincar piezómetros a martinete, requiere un equipo simple y en determinado tipo de suelo, se puede llegar a profundidades hasta de 10 m. Cuando se alcanzan estratos con grava gruesa y piedra, el esfuerzo a realizar es grande y el tubo se tuerce y no hay posibilidades de emplear este procedimiento.

Instalación de piezómetros asistida agua a presión

El método de hincar piezómetros en base a la aplicación de agua a presión, consiste en unir por intermedio de una manguera el extremo superior del tubo a una bomba que aplica agua entre 100 y 300 libras por pulgada de presión. Colocado el piezómetro verticalmente, se pone en marcha la bomba conectada a una fuente de abastecimiento de agua y al salir agua a presión por el extremo inferior remueve el material. Este asciende a la superficie, en suspensión en el caudal de agua que circula por el espacio que queda entre el tubo que va formando en el suelo y el tubo del piezómetro. Movimientos ascendentes y descendentes con el tubo, activan el efecto de remoción del material.

Una ventaja de este procedimiento es que permite alcanzar mayores profundidades (hasta 30 m.) que el anterior y atravesar estratos que son li-

mitantes para el martinete. Además, como remueve el material y lo lleva a la superficie, es posible hacer una descripción gráfica de la granulometría del mismo. La desventaja radica en que el equipo es complicado mecánicamente y costoso y trabaja con agua abundante, lo que puede ser una limitación en algunos casos. Además, deja un espacio anular entre el hueco y el tubo, que, si no se toman precauciones para rellenarlo, anula su función como piezómetro transformándose en un simple pozo de observación. Una forma de evitar este inconveniente, consiste en parar bruscamente el equipo una vez alcanzada la profundidad correspondiente, a fin de provocar la sedimentación del material en suspensión y asegurar un mayor contacto entre el suelo y la superficie exterior del tubo.

Medida de los niveles

La medida de los niveles de agua en el piezómetro, plantea un problema especial, atento al reducido diámetro del tubo. Dos procedimientos son los más comúnmente empleados: 1) insuflando aire a través de un tubo de plástico; 2) mediante el cierre de un circuito eléctrico.

En el primer caso, se emplea un tubo de plástico de unos 6 mm. de diámetro, un extremo del cual se baja lentamente por el interior del piezómetro, al mismo tiempo que del otro extremo se insufla aire por la boca. Al alcanzar el nivel del agua, se percibe un sonido de burbujeo fácilmente identificable. La distancia a que se encuentra el agua desde la cabeza del piezómetro se mide entonces directamente en el tubo de plástico.

El segundo procedimiento consiste en una sonda eléctrica. La energía es provista por una batería, y el contacto con el agua se evidencia por el cierre del circuito eléctrico, que se acusa en un medidor. En algunos casos, el extremo inferior de la sonda tiene los dos electrodos; en otros, un electrodo está en el extremo y el otro es directamente el tubo metálico.

El tubo empleado en el primer procedimiento de lectura, es de mínimo costo, de fácil operación y suficientemente preciso. Una limitación, sin embar-

go, la constituye la profundidad de medida, ya que cuando los niveles están muy bajos, no se alcanza a percibir el sonido correspondiente. La sonda eléctrica en cambio, requiere una inversión mayor, pero es muy precisa y opera eficientemente a diferentes profundidades del nivel del agua.

CAPITULO 7

ESTUDIOS DE PERMEABILIDAD

1. FACTORES QUE AFECTAN LA PERMEABILIDAD

El número de factores que afectan la permeabilidad es elevado y su consideración está fuera de los alcances de este Manual. Reeve (1957) agrupa dichos factores en : 1) interacción del fluido con el medio poroso (características mineralógicas de las partículas y la calidad del agua que percola a través del suelo); 2) bloqueo de los poros (debido a aire entrampado y destrucción de los agregados) ; 3) microorganismos (su multiplicación y la consiguiente descomposición de la materia orgánica puede obturar los poros); 4) rajaduras y cavidades (resultante de la actividad de las lombrices y descomposición de raíces); 5) heterogeneidad del medio poroso (variaciones en las características físicas de distintos estratos conduce a diferencias en la permeabilidad) ; 6) anisotropía del medio (resulta en notables diferencias entre la permeabilidad horizontal y vertical).

El valor de la conductividad hidráulica a su vez cambia en función del tiempo, dado que los factores que actúan son dinámicos. Reeve (1957) discute experiencias de Allison, relacionadas con la variación de k por efecto de la sumergencia prolongada, fig. 7.1. Dicha variación depende de varios procesos simultáneos, aunque las diferencias en las tres fases en que se ha dividido la curva, se explica por la predominancia en cada caso de uno de los factores. En la fase 1, disminución gradual de k por efecto de mojadura de las partículas y lixiviación de electrolitos. En la fase 2, aumento relativamente brusco de k por disolución gradual del aire entrampado y eliminación del mismo con el agua de percolación. En la fase 3, disminución gradual de k por efecto de la actividad microbiana.

2. DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD

Se emplean varios procedimientos para obtener valores confiables de la permeabilidad. Los podemos clasificar en : 1) procedimientos estimativos; 2) procedimientos de medida.

Los procedimientos estimativos se basan en la consideración de características físicas, tales como la porosidad y distribución del espacio poroso del medio, en algunos de los procedimientos; y en la textura, estructura y de otras características, en otros procedimientos.

En los relevamientos de suelos en campaña, al describir los horizontes, se acostumbra realizar una estimación cualitativa de la permeabilidad. Al respecto el U.S. Soil Conservation Service (1948) ha propuesto una escala de siete clases de permeabilidad, basados en la siguiente observación visual: 1) textura y condiciones de perfil; 2) comportamiento físico (rajaduras, expansión, contracción, etc.); 3) estructura (tipo, estabilidad de los agregados, relación entre el eje horizontal y vertical de los agregados, porosidad y rajaduras); 4) moteado y color.

Las clases de permeabilidad propuestas, tienen los intervalos que se detallan a continuación, convertidos al sistema métrico decimal y redondeadas las cifras:

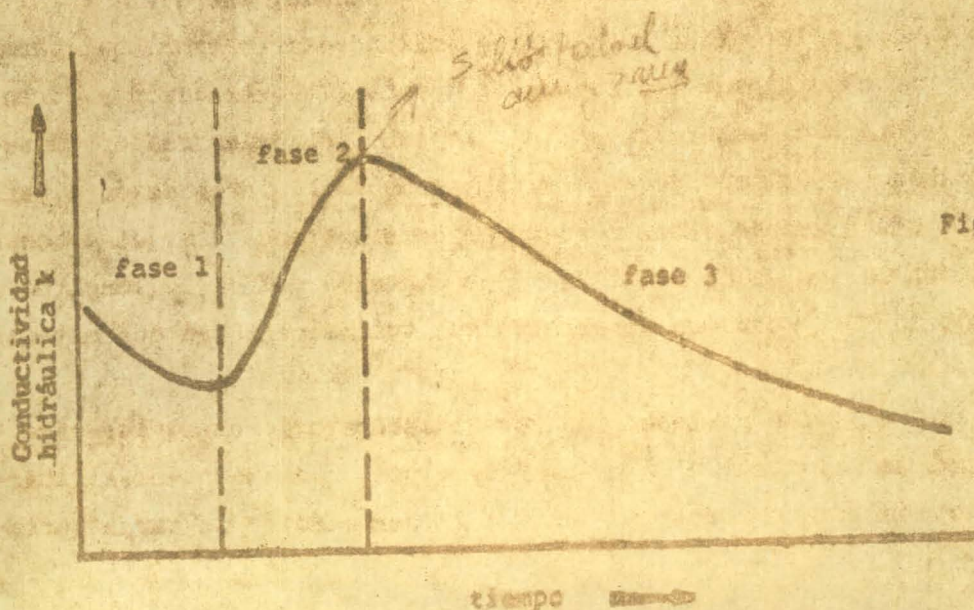


Figura 7.1.

Clase	Permeabilidad	
	cm/hr	m/día
1. Muy lenta	0,01	0,03
2. Lenta	0,01 - 0,05	0,03 - 0,12
3. Moderadamente lenta	0,05 - 2	0,12 - 0,50
4. Moderada	2 - 6	0,50 - 1,50
5. Moderadamente rápida	6 - 12	1,50 - 3,00
6. Rápida	12 - 18	3,00 - 4,50
7. Muy rápida	> 18	> 4,50

En cuanto a los procedimientos para medir la conductividad hidráulica, discutiremos a continuación los métodos de laboratorio y los métodos de campo.

3. MÉTODOS DE LABORATORIO PARA MEDIR CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

Se emplean muestras de material permeable del estrato, obtenidas: 1) sin disturbar la estructura; 2) con estructura disturbada. En el primer caso, algún cuidado debe tenerse al colocar la muestra a fin de reproducir en lo posible las características de porosidad del estrato. En el segundo caso, el empleo de un buen equipo (cilindro extractor) que permite mantener sus condiciones estructurales durante la extracción y durante el transporte hasta el laboratorio. Al respecto, el "muestreador" diseñado por Uhland (1950), es adecuado y ha tenido amplia aceptación para tal fin. Se han diseñado también muestreadores operados a máquina, capaces de extraer un núcleo de suelo de 4" de diámetro y 3 m. de longitud, por medio de un tubo metálico separable longitudinalmente en dos mitades.

El aparato que mide permeabilidad en el laboratorio es el permeámetro, del cual se han desarrollado diversos tipos, que pueden clasificarse en 1) permeámetro de carga constante; 2) permeámetro de carga variable.

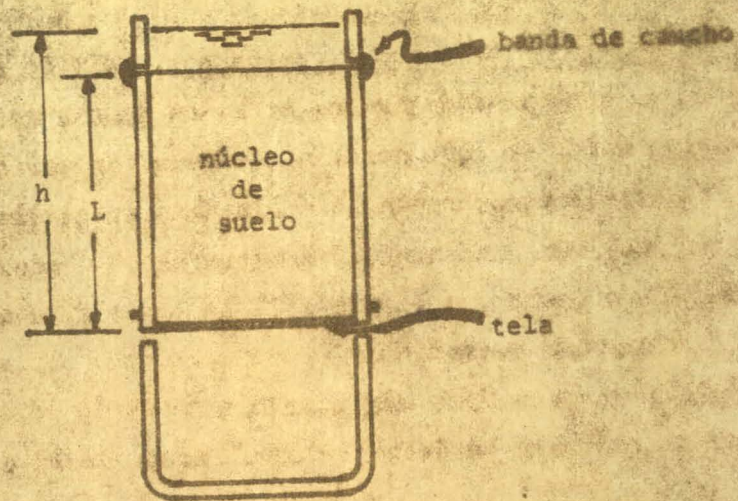


Figura 7.2.

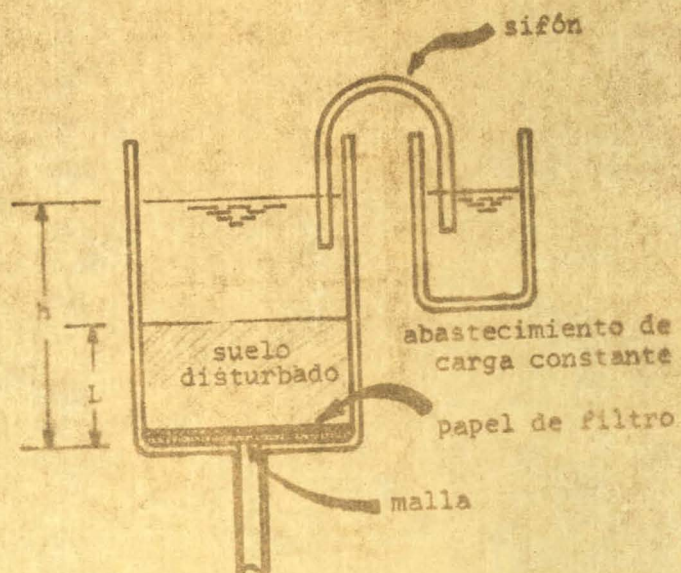


Figura 7.3.

Permeámetro de carga constante

En el permeámetro de carga constante, se mide el volumen de agua que filtra en un determinado tiempo, a través de una muestra sobre la cual se mantiene un nivel de agua constante. Resultan variantes en las características del permeámetro, según se emplean muestras disturbadas o sin disturbar. La fig. 7.2. presenta el permeámetro diseñado por Uhland (1950) para muestras sin disturbar y la fig. 7.3., el usado en el U.S. Salinity Laboratory (1954) para muestras disturbadas.

Para obtener, k , se despeja dicho factor de la ecuación de Darcy, por lo que :

$$k = \frac{Q \cdot L}{A \cdot h} \quad \text{-----} \quad (7.1)$$

En la descripción del método, se hace referencia a que, en los suelos que se expanden al mojarse, conviene un aparato de mayor ancho que alto, a fin de que exista capacidad de hinchamiento de los coloides, sin que se -

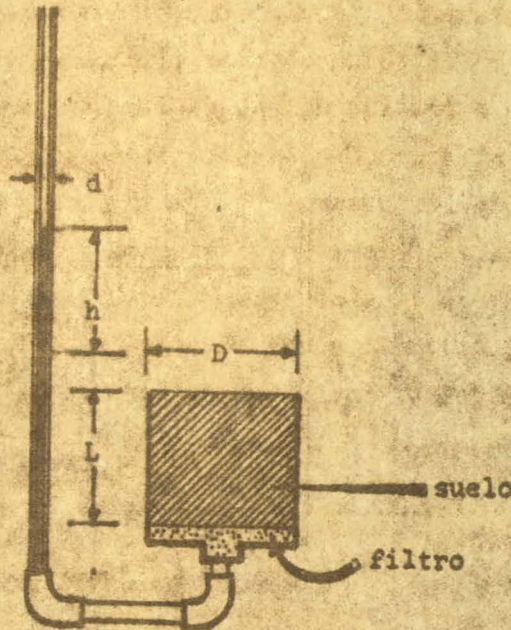


Figura 7.4.

obturan los canalículos a través de los cuales circula el agua. Al respecto se recomienda una relación de dimensiones de la muestra de aproximadamente 7.5. cm. de diámetro por 5 cm. de altura.

Permeámetro de carga variable

En el permeámetro de carga variable, fig. 7.4., el volumen de abastecimiento de agua se encuentra depositado en el tubo de diámetro menor, en el cual el nivel descenderá una distancia, h , en un tiempo t . Si llamamos a al área del tubo de abastecimiento y A el área de tubo conteniendo la muestra, puede escribirse:

$$Q = a \frac{dh}{dt}$$

Reemplazando en el primer miembro Q de la (7.1), resulta:

$$A k \frac{h}{L} = a \frac{dh}{dt}$$

Separando variables:

$$k dt = \frac{a L dh}{A h}$$

E integrando entre los límites 0 y t ; entre h_1 y h_2 :

$$k \int_0^t dt = - \frac{a L}{A} \int_{h_1}^{h_2} \frac{1}{h} dh$$

Resulta:

$$k t = \frac{a L}{A} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Entonces:

$$k = \frac{al}{At} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (7.2)$$

Algunas recomendaciones en cuanto a la operación de los permeámetros en el laboratorio se sintetizan de Christiansen (1946).

1. El material filtrante que se emplee para sostener la muestra, debe ser tal que no aumente significativamente las pérdidas de carga a través del mismo.
2. La temperatura durante el ensayo deberá mantenerse relativamente constante y se medirá para hacer las correcciones correspondientes a una temperatura standard.
3. El agua usada en el ensayo será de una concentración salina y composición tales, que no produzca dispersión del suelo. No debe estar saturada con aire y se la requiere para la prueba libre de materiales en suspensión y microorganismos.
4. Cuando se usan permeámetros de flujo ascendente, debe eliminarse la posibilidad de que el aire quede entrampado en la superficie inferior de la columna de suelo.
5. Cuando se trabaje con muestras de suelo disturbadas debe obtenerse algún patrón de la densidad aparente para que los datos sean reproducibles.

Dado que k varía con la viscosidad del agua, η , y teniendo en consideración que η es inversamente proporcional a la temperatura, puede ajustarse k , a la temperatura de 20°C, mediante:

$$k_{20^\circ} = k_{x^\circ} \cdot \frac{\eta_{x^\circ}}{\eta_{20^\circ}}$$

Los procedimientos hasta aquí expuestos lamentablemente no pueden reemplazar a las determinaciones "in situ" de la permeabilidad. El empleo de las características del perfil para estimar la permeabilidad, puede dar una buena aproximación en suelos aluviales, donde no inciden significativamente las condiciones estructurales. En cambio dará datos completamente erróneos, cuando la estructura más que la textura afecta la permeabilidad; o cuando la salinidad del suelo y/o del agua de riego imprime una sustancial modificación de las características físicas del suelo.

La determinación en muestras disturbadas, adolece de las mismas deficiencias en cuanto a la no consideración del efecto de la estructura. Sin embargo, en los suelos de las regiones áridas, sin estructuración y en algunos casos homogéneos e isotrópicos, sus resultados se acercan bastante a la realidad; y constituye a veces la única posibilidad, cuando por efecto del derrumbe en el pozo del material inestable, no pueden aplicarse los procedimientos que se tratarán más adelante.

La determinación en muestras sin disturbar, resuelve los problemas expuestos en los dos casos anteriores. Aún asumiendo que el equipo de extracción empleado asegure la no perturbación de características físicas, el error de muestras puede ser muy importante, ya que restos de raíces, piedras, etc. afectan notablemente los resultados de una muestra que es de reducido volumen. Estadísticamente puede determinarse el número de muestras necesarias para obtener una buena medida de la permeabilidad, aunque esto en suelos heterogéneos nos puede conducir a un número muy elevado de repeticiones.

4. MÉTODOS DE CAMPO PARA MEDIR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

Dado el número de variables que afectan la conductividad hidráulica y las serias limitaciones de los métodos anteriormente discutido, la determinación directa "in situ" de la conductividad hidráulica, constituye el único procedimiento confiable, que puede emplearse con fines de diseño.

En realidad, el dato que interesa es el coeficiente a la profundidad del estrato que transmite agua hacia el dren, determinado por la profundidad de los drenes, si estos están apoyados sobre la "barrera" y entre 0.50 y 1.00 m. más, si continúa un material de más gruesa granulometría, altamente efectivo en la transmisión de agua. O sea, en términos generales para sistemas de drenes laterales, interesa el valor del estrato superior del suelo, de 1.50 m. a 3.00 m. de profundidad.

Se presentan al respecto dos alternativas para determinar "in situ" el valor de k : 1) por debajo del nivel freático; 2) por sobre el nivel freático. En ambos casos, el procedimiento consiste en cavar un pozo en el suelo con el barreno, cubriendo gran parte de la profundidad del estrato transmisor de agua y luego proceder de una u otra de las dos maneras siguientes: 1) extracción de agua (por debajo del nivel freático); 2) aplicación de agua al pozo (por sobre el nivel freático). El primer caso es posible cuando los niveles están por sobre el fondo del pozo; o sea cuando se encuentran próximos a la superficie del terreno y el problema es ya bien evidente. El segundo caso corresponde a las determinaciones anteriores a la elevación del nivel freático, cuando se pronostica que los problemas se presentarán en un futuro.

La determinación por sobre el nivel freático es la más común y es la que ofrece datos más confiables, pues se realiza en las mismas condiciones en que funcionarán los drenes. Consiste en abatir bruscamente el nivel, mediante la extracción de agua del pozo y medir luego la velocidad de recuperación. En algunos casos, se reviste el pozo con un tubo tal como ocurre en el método del piezómetro y en el método del tubo debidos a Kirkham (1946); y en otros el pozo se deja sin revestir.

Se han propuesto diferentes métodos basados en el mismo principio, pero nosotros discutiremos el conocido con el nombre de método de pozo barrenado (auger hole method), debido a Hooghoudt y presentado por van Beers (1963), donde el hueco se deja sin revestir.

Método del pozo barrenado

Su empleo extensivo hasta el presente en grandes programas de investigación, en diversas condiciones en todo el Mundo, lo ubican como un procedimiento confiable con fines de diseño. Además opera con un equipo simple de reducido costo y los cálculos son sencillos.

Para derivar la fórmula, Hooghoudt ha partido de dos supuestos: (1) el flujo es horizontal a través de las paredes del pozo y vertical a través del fondo del mismo; (2) no se produce abatimiento del nivel freático en las proximidades del pozo por un lapso breve a partir de la extracción del agua.

En tal caso, la velocidad de ascenso de nivel, dy/dt , es directamente proporcional a la superficie cilíndrica a través de la cual filtra el agua hacia el pozo e inversamente proporcional a la sección transversal del mismo. O sea, fig 7.5.

$$\frac{dy}{dt} = - \frac{k \cdot 2\pi r H}{\pi r^2} \frac{y}{S} = -k \frac{2H}{r} \frac{y}{S} \quad \text{-----} \quad (7.3)$$

El valor de S depende de las características geométricas del pozo, y responde a la siguiente ecuación empírica:

$$S = \frac{r H}{0.19} \quad \text{EN METROS} \quad \text{-----} \quad (7.4)$$

La misma ecuación aplicable al agua que filtra a través del fondo del pozo, resulta:

$$\frac{dy}{dt} = -k \frac{H^2}{r^2} \frac{y}{S} = -k \cdot \frac{y}{S} \quad \text{-----} \quad (7.5)$$

Quando el fondo del pozo se encuentra entonces sobre la barrera, sumando el segundo miembro de (7.3) y la (7.5), y sacando $-k$ factor común, se obtiene:

$$\frac{dy}{dt} = -k \frac{2H + r}{r} \frac{y}{S} \quad (7.6)$$

Separando variables en la (7.6), e integrando entre los límites y_0 e y_1 , y entre cero y t :

$$\int_{y_0}^{y_1} \frac{y}{y} dy = -k \frac{2H + r}{rS} \int_0^t dt$$

De donde:

$$k = \frac{S \cdot r}{(2H + r) t} \ln \frac{y_0}{y_1} \quad (7.7)$$

Si el pozo concluye en la barrera, integrando la (7.3) se obtiene:

$$k = \frac{S r}{2H \cdot t} \ln \frac{y_0}{y_1} \quad (7.8)$$

Maasland y Haskew (1957) realizaron gran número de determinaciones por la fórmula de Hooghoudt, comprobando la bondad de la misma. Posteriormente Ernst citado por Luthin (1957) confeccionó dos gráficos que permiten el cálculo rápido con este método, para lo cual:

$$k = C \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (7.9)$$

Donde Δy , y Δt representan los incrementos de nivel y de tiempo, correspondientes, fig. 7.5 y C se obtiene de los gráficos, fig 7.6 y fig.7.7 según la posición de la barrera, en función de H/r y y/r . Dado que el valor de C, está afectado por los segundos de un día (86.400), k se obtiene con el gráfico expresado en la unidad de tiempo día, o sea: cm/día, m/día, según que Δy se exprese en cm. o en m., respectivamente y para Δt en segundos.

En un ensayo se miden varios incrementos Δy para determinados incrementos de tiempo, Δt . Al principio los valores son mayores, y a medida que el pozo se va llenando de agua y se acerca más al nivel estático, la velocidad de ascenso $\Delta y / \Delta t$ disminuye.

La relación comunmente es lineal al iniciar el ensayo, hasta determinado rango en el cual deja de serlo. Los datos más confiables son los que corresponden al 20% de recuperación de la depresión provocada al sacra un volumen de agua. La ecuación (7.9) puede entonces aplicarse con el promedio de los valores de incrementos de y , o sea $\bar{\Delta y}$; y con el promedio de los valores de t sea $\bar{\Delta t}$. La tabla 7.1, incluye un ejemplo de cálculo de k por este procedimiento.

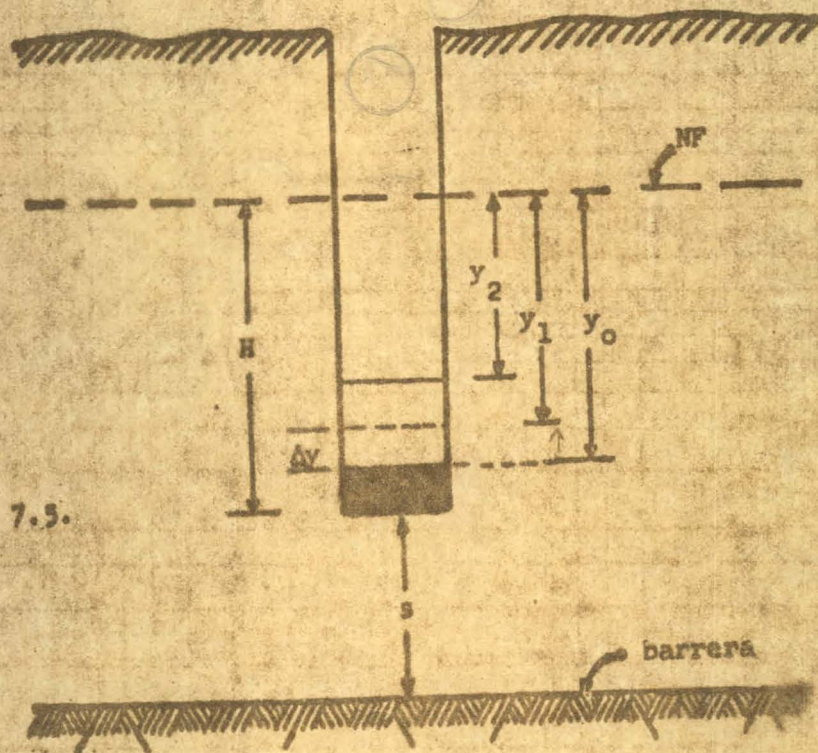


Figura 7.5.

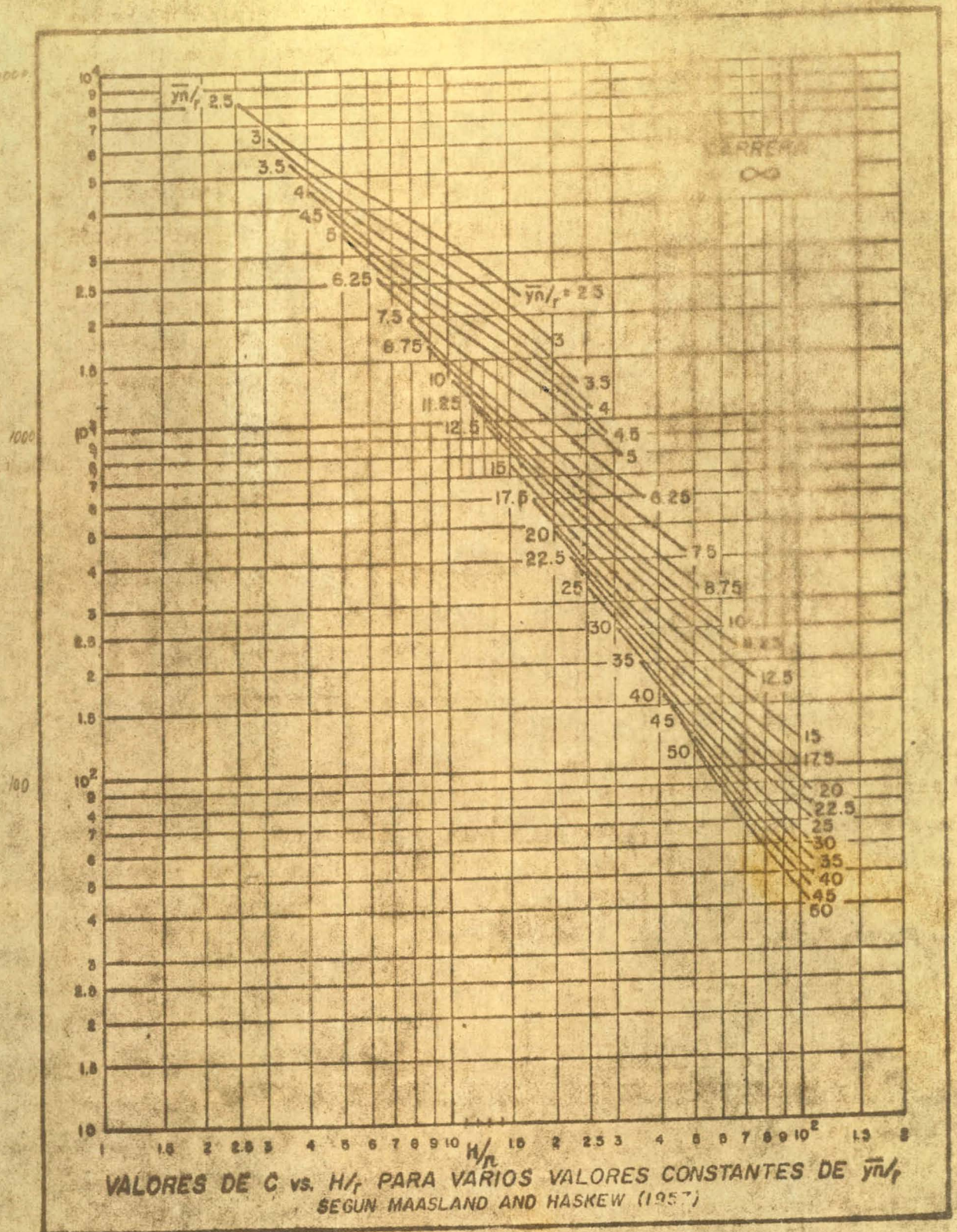
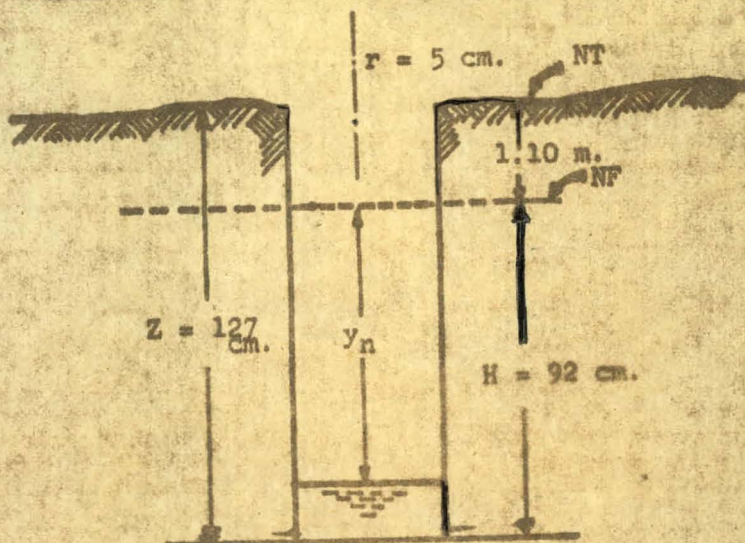


Figura 7.6.

TABLA 7.1.

EJEMPLO DE DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA EN EL CAMPO
METODO : POZO BARRENADO

Proyecto: Sur del Lago Maracaibo. Localidad: Santa Bárbara.
Pozo: N°: D-4. Diámetro 10 cm. Barrera a ∞ . Nivel freático Z-H
= 1,10 m. Observador: J. Ortiz. Fecha: 10/11/67.



Δt (seg)	y_n		Δy (cm)
	Inicial (cm)	Final (cm)	
11	0	27.1	-
20	27.1	26.2	0.9
20	26.2	25.2	1.0
20	25.2	24.5	0.7
20	24.5	23.6	0.9
20	23.6	22.8	0.8
20	22.8	22.1	0.7
0.8 y_e 20	22.1	21.4	0.7
20	21.4	20.4	0.7
20	20.7	20.0	0.7
20	20.0	19.3	0.7

$$0.8 y_e = 0.8 \times 27.1 = 21.7$$

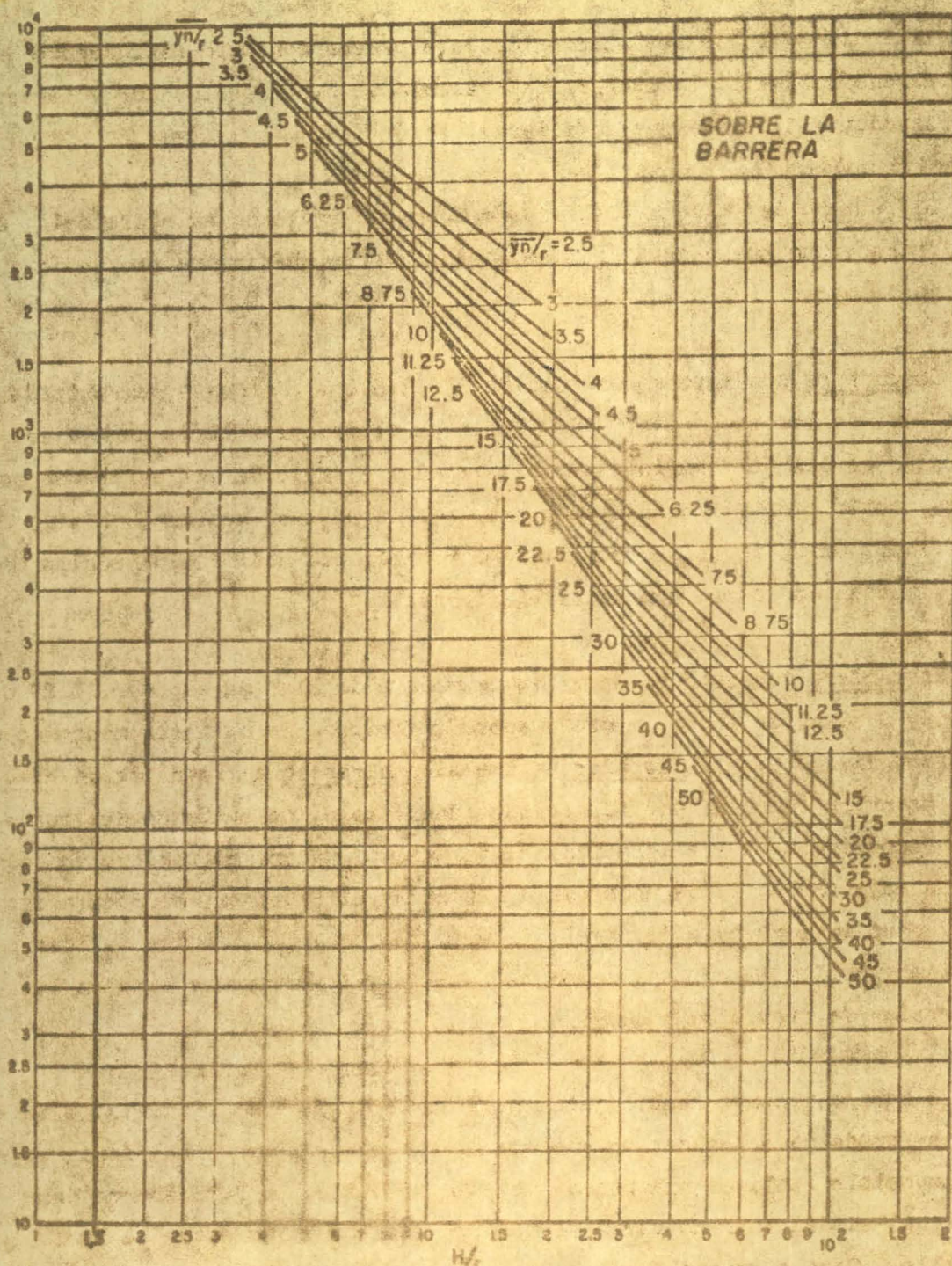
$$\bar{y}_n = \frac{27.1 + 21.4}{2} = 24.3 \text{ cm.}$$

$$\bar{\Delta t} = 20 \text{ seg.}$$

$$\bar{\Delta y} = \frac{5.7}{7} = 0.81 \quad r = 5 \text{ cm.} \quad H/r = 92/5 = 18.4$$

$$\bar{y}_n/r = 24.3/5 = 4.86 \quad C = 1.350$$

$$k = C \cdot \frac{\bar{\Delta y}}{\bar{\Delta t}} = 1.350 \cdot \frac{0.81}{20} = 54.70 \text{ cm/día} = 0.55 \text{ m/día}$$



VALORES DE Q vs. H/L PARA VARIOS VALORES CONSTANTES
DE y_n/r - SEGUN HASLAND AND HASKEW (1957)

Figura 7.7.

Equipo

El equipo para la realización de esta prueba consiste básicamente en:

- 1) barreno de suelo; 2) cuchara con válvula de pie; 3) flotador y tablero registrador; 4) elementos auxiliares.

El barreno de suelo es del tipo comúnmente empleado en edafología, capaz de hacer un hueco de 4" (10 cm.) de diámetro, hasta una profundidad que puede alcanzar a 3 m.

La cuchara consiste en un tubo de 3" (7.5 cm.) de chapa galvanizada y unos 2 m. de longitud, fig. 7.8. En la parte inferior lleva un agujero circular de diámetro suficiente para impedir el paso de una esfera de goma que actúa como válvula de pie, y solidaria al tubo mediante un hilo de plástico. Otros tipos de cuchara y el bombeo por medio de un equipo manual, pueden emplearse con igual eficiencia.

El tablero consiste en un trozo de madera de $3/4$ " de espesor, 1.20 de largo y 0.30 m. de ancho, montada sobre el trípode de un instrumento topográfico, fig. 7.9. El flotador se une al contrapeso a través de un hilo fino de nylon que pasa por dos poleas adheridas a los extremos del tablero y recorriendo el eje longitudinal del mismo. Sobre el tablero se coloca una faja de papel, de modo que al ascender el flotador, el contrapeso en el otro extremo baja de nivel, el hilo se mueve y un índice solidario al mismo permite inscribir una marca en el papel, cuando se cumplen los intervalos de tiempo adoptados.

El equipo incluye también elementos auxiliares, como un filtro o malla perforada para emplear en suelos inestables de arena fina, donde sería imposible realizar una prueba de esta naturaleza. Su diámetro debe ser igual al del barreno para asegurar un buen contacto entre el suelo y la malla. Otro elemento auxiliar consiste en un cepillo para activar la pared del pozo, cuando se produce un sellado de la misma al operar con el barreno. Además, incluye calibres interiores para determinar el diámetro real del pozo, cuando se sospecha aumento de su tamaño por efecto del ba-

Manija metálica.

Tubo de aluminio liviano
o de chapa galvanizada.

10 cms.

180 cm

Esfera de goma esponjosa para
obturar el orificio.

Cuerda para amarrar la
esfera a la sonda.

Cierre de madera o metal, con
orificio de 5 cm de diámetro.

CUCHARA PARA DETERMINAR CONDUCTIVIDAD
HIDRAULICA POR EL METODO DEL BARRENO

Figura 7.9.

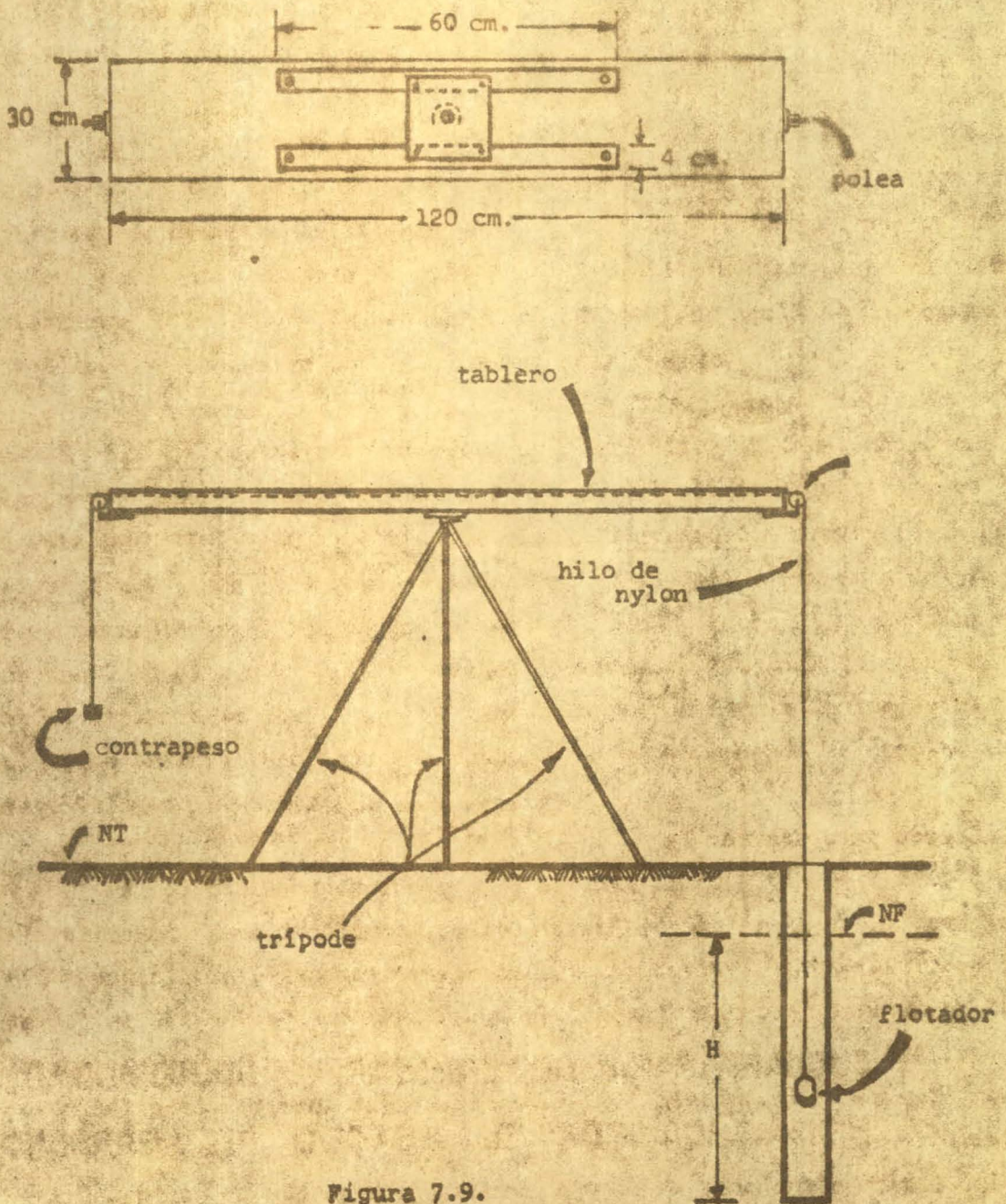


Figura 7.9.

llenado en determinados tipos de suelo.

Operación

Una determinación de permeabilidad se realiza con tres operadores: uno extrae el agua con la cuchara; otro instala el flotador y controla el cronómetro; y el tercero inscribe las marcas correspondientes en el tablero.

El volumen de agua que se extrae y el intervalo de tiempo Δt , adoptado, depende en buena parte de las características físicas del suelo: en arenoso, conviene extraer poca agua y elegir intervalos reducidos (5" a 10"); mientras que en suelos pesados conviene extraer más agua y elegir intervalos mayores (15" a 30"). En realidad, para fines prácticos conviene adoptar un Δt , de manera que Δy sea de aproximadamente un cm.

La operación de extraer agua debe ser rápida y en lo posible en una sola maniobra, tratando de deprimir el nivel de 20 cm. a 40 cm. Registrado el nivel estático inicial, debe anotarse el tiempo que se emplea en la extracción del agua. Luego se continúa inscribiendo en el papel, un trazo cada vez que transcurre el intervalo Δt adoptado y observando la variación de las relaciones $\Delta y / \Delta t$; hasta que resulte evidente que la relación ha dejado de ser constante.

En suelos heterogéneos, conviene conocer la permeabilidad de diferentes estratos, para tener idea de la distribución relativa de cada uno. Por ejemplo, un estrato arenoso, de reducido espesor, podría contribuir con el 80% al 90% del caudal que fluye al pozo. Ernst citado por Luthin (1957) propone un método para eso, en que dos estratos tengan gran diferencia en la permeabilidad. Esto se consigue en la realización de dos pruebas en sendos pozos: una en el estrato superficial, terminando el pozo unos 10 cm. por sobre el límite del mismo; y otra en un pozo más profundo comprendiendo los dos estratos. El método se basa en dos supuestos: 1) flujo horizontal, y 2) el caudal que fluye en cada estrato, depende sólo de la permeabilidad. La ecuación establece:

$$k_1 H_1 + k_2 (H - H_1) = k H \quad (7.10)$$

Dado que k_1 y k son las permeabilidades medidas en el primer y en el segundo pozo, la permeabilidad k_2 del segundo estrato puede ser calculada a partir de la ecuación (7.10).

Medida de la permeabilidad sobre el nivel freático

La determinación por sobre el nivel freático, se hace en aplicar agua a un hueco abierto en el suelo con el barreno, manteniendo una carga constante. Mediante el control de un flotador dicha aplicación se realiza durante el lapso necesario hasta alcanzar las condiciones de equilibrio.

Dado que se necesita una gran cantidad de agua y en lo posible de las mismas características químicas de las que se espera tenga la freática en un futuro, el equipo y su operación es mucho más complicado y costoso que en el caso anterior. El alcanzar las condiciones de equilibrio puede demandar entre 2 y 5 días, y el procedimiento requiere continuar el ensayo por 24 horas más.

El método opera entonces en condiciones bastante artificiales, de modo

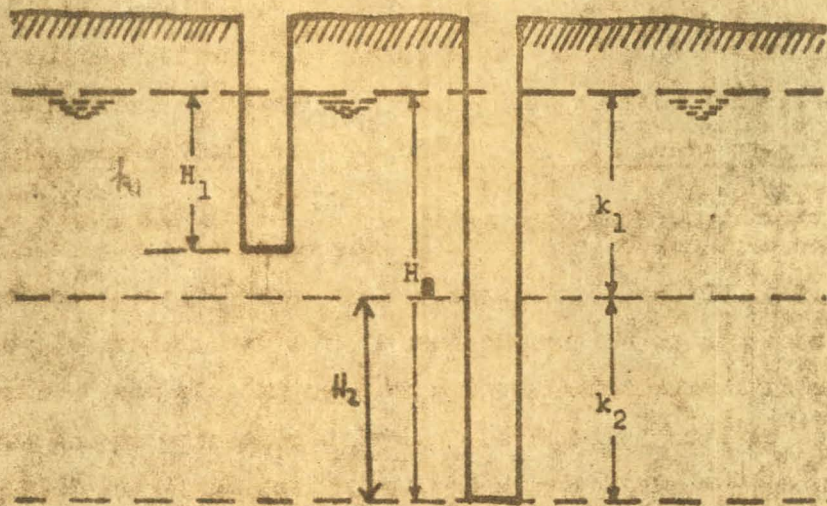


Figura 7.10.

do que su elevado costo, raramente justifica la realización de estas pruebas. Los standards del Bureau of Reclamation (1964), describen ampliamente el equipo y los procedimientos simplificados de cálculo.

CAPITULO 8

DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA DE DRENAJE

Los datos colectados en los estudios a que se refieren el capítulo anterior, deben ser elaborados y presentados de una manera gráfica, a fin de que resulten un verdadero auxiliar al formular el diagnóstico del problema. Dicha elaboración, comprende la confección de mapas, perfiles, hidrogramas, etc., los cuales serán considerados en el presente capítulo.

Algunos de los mapas generalmente no son específicos de las investigaciones de drenaje y nos vienen de otros estudios del proyecto, tal como ocurre con el de topografía, suelo geología, uso actual de la tierra y salinidad. Mientras que otros mapas, son parte fundamental de estas investigaciones y por ello los discutimos seguidamente con mayor extensión.

1. MAPA DE NIVELES FREATICOS

Se confecciona interpolando los datos de elevación o cota del nivel freático, obtenidos al relacionar las lecturas de los pozos de observación a un plano de comparación. Se presentan en la escala en la cual está disponible la documentación cartográfica; aunque tratándose de estudios a nivel de proyecto, puede oscilar entre 1:5.000 y 1:25.000. Las isolíneas del nivel freático, "isohypsas" pueden estar a una equidistancia que varía entre 0.20 m. y 0.50 m. según los gradientes hidráulicos disponibles. Una regla práctica para decidir la equidistancia, consiste en dividir el desnive máximo (dado por la diferencia entre el valor más alto y el más bajo), por el número de curvas que desearíamos tener en un determinado espacio.

Del mapa de "isohypsas" pueden obtenerse varias conclusiones: 1) dirección del flujo; 2) gradiente hidráulico; 3) área de recarga y/o de descarga; 4) valor relativo de la conductividad hidráulica. Las "isohypsas" referidas a un determinado plano de comparación, representan a su vez líneas de igual potencia, o equipotenciales. Dado que las líneas de flujo en condiciones de isotropía son normales a las equipotenciales y se orientan en la dirección a los potenciales decrecientes, el mapa define clara-

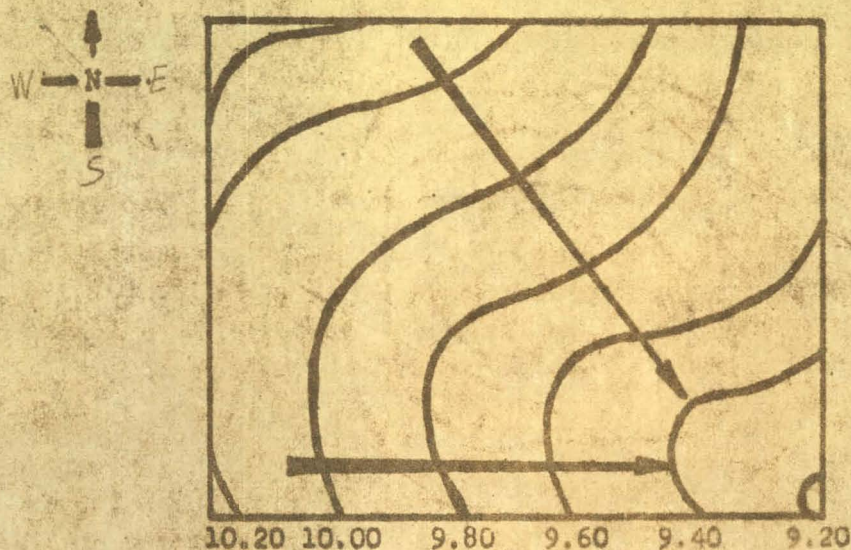


Figura 8.1.

mente la dirección del flujo, en general o parcialmente. Por ejemplo, en fig. 8.1, el flujo es de NW a SE y una convergencia hacia el SE. La fig. 8.2 muestra contrariamente una divergencia a la dirección del flujo.

Asimismo, las "isohypsas" permiten localizar áreas de recarga. Por ejemplo, líneas concéntricas y de valores crecientes, fig. 8.3 individualizan una "montaña de agua" y un área de recarga, digamos por efecto del riego. Otras veces, un cambio de dirección en las isohypsas, fig. 8.4 señala un área de recarga, por ejemplo, en un tramo de terreno muy permeable de un canal de riego.

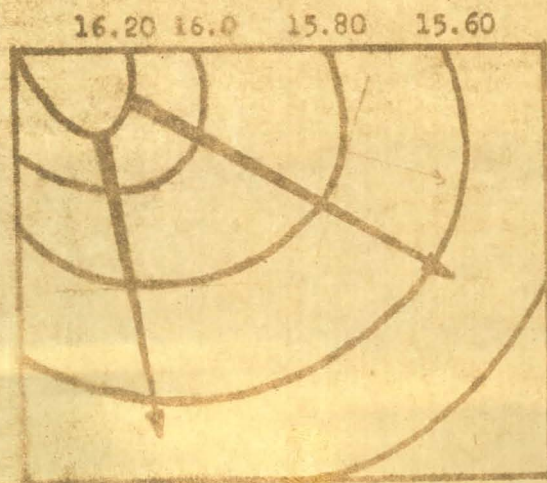


Figura 8.2.

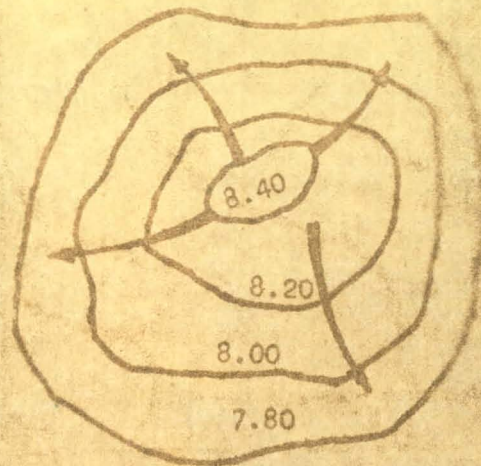


Figura 8.3

Un cambio en el gradiente hidráulico puede estar relacionado con la conductividad hidráulica o transmisibilidad del estrato. En tal caso la ecuación de Darcy permite sacar conclusiones con respecto a las características relativas del estrato. Si por ejemplo, tenemos evidencias claras de que Q se mantiene constante, pero en cambio varía el gradiente, podemos escribir:

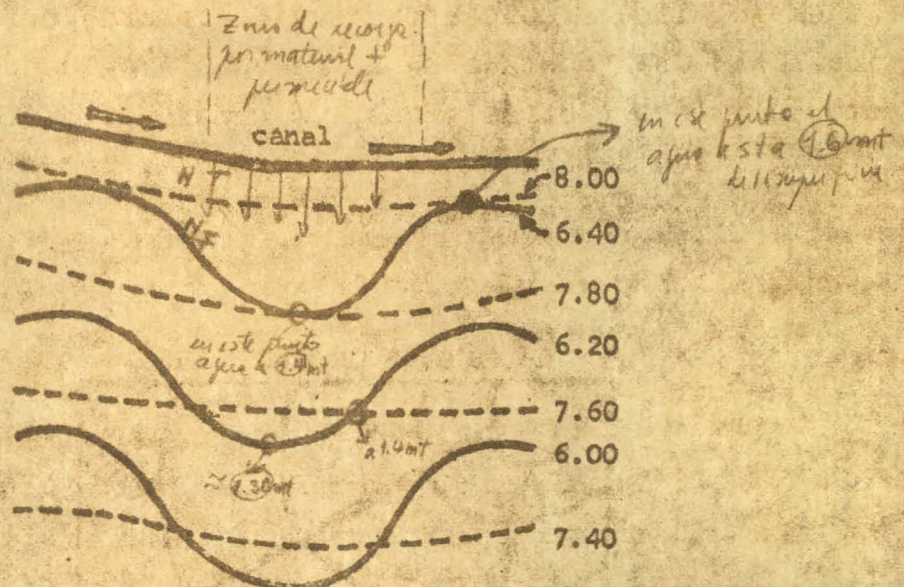


Figura 8.4.

$$Q = T_1 i_1 = T_2 i_2$$

O sea que los gradientes son inversamente proporcionales a las transmisibilidades; de manera que i varía con T . Si contrariamente sabemos que T es la misma, entonces el gradiente varía al variar Q :

$$Q_1 = T i_1 ; Q_2 = T i_2$$

Dado que los niveles freáticos son dinámicos, o sea que cambian en función del tiempo, cada lectura correspondiente a una fecha determinada permite la confección de un mapa. Conforme se explicó anteriormente al tratar la frecuencia de las lecturas, un registro mensual produce doce mapas en un año. Si durante un año se ha pasado por un período completo de riego y/o lluvia, se dispone de la información suficiente con fines de diseño; aunque ello no signifique que deban suspenderse las observaciones.

El mapa que corresponde al nivel máximo y el que corresponde al nivel mínimo tiene particular importancia; en especial por las diferencias de cota entre los dos, que señala el ascenso con el régimen de recarga existente y la capacidad de descenso vinculada al drenaje natural.

2. MAPA DE PROFUNDIDAD A LA SUPERFICIE FREÁTICA

Como en cada pozo de observación, en el cual se mide el nivel freático se conoce también el nivel del terreno, la diferencia representa la profundidad a la cual se encuentra la freática. Si trazamos por interpolación las isobatas correspondientes, "isobatas", se obtiene un mapa que permite delimitar las áreas con diferente grado de severidad del problema.

Si se fija una escala de las profundidades del plano freático: 0 m. a 0.30 m., 0.30 m. a 1.00 m., 1 m. a 1.30 m., etc., y se planimetrizan las áreas correspondientes, se obtienen las superficies absolutas y relativas que corresponden a cada categoría. Es éste el mapa más importante para justificar o no la realización de una obra de drenaje, ya que es el que -

permite realizar un análisis agro-económico y determinar la necesidad y factibilidad de una obra; y es por lo tanto el "trabajo" de mayor relevancia práctica.

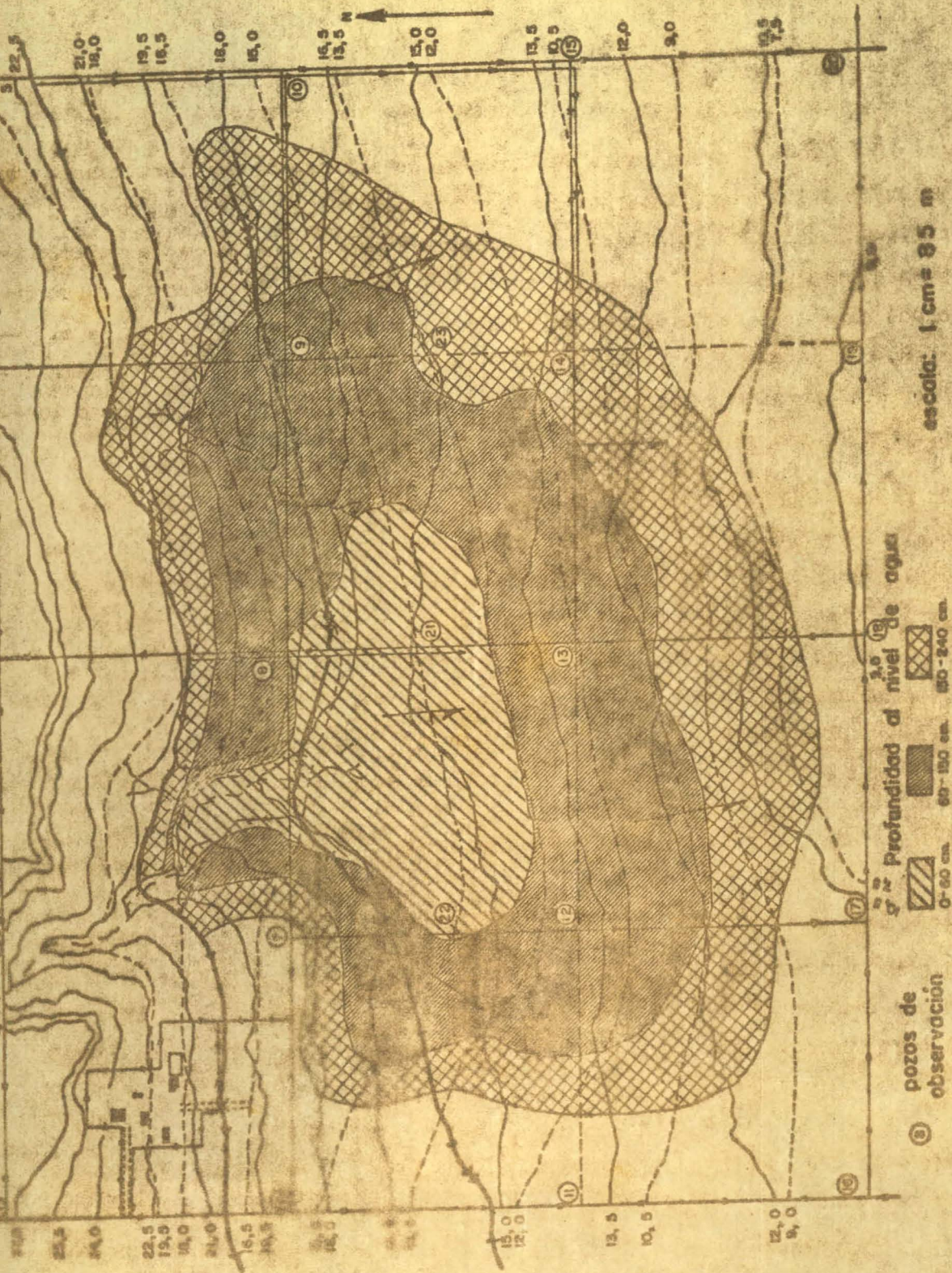
Pueden usarse para confeccionar este mapa, los datos obtenidos directamente en los pozos de observación, o por diferencias obtenidas al superponer el mapa de curvas de nivel del terreno con el de curvas del nivel freático. En los puntos de cruce de ambas curvas, se anota directamente el valor de la diferencia. Luego trabajando sólo con estas diferencias, por interpolación, se obtiene el mapa de "isobatas".

En realidad para dar un cuadro más completo de la severidad del problema, conviene trazar las "isobatas" no para una fecha determinada, sino seleccionando para cada pozo, el valor mínimo de un período crítico, por ejemplo de 4 a 6 meses. Este empleo de colores para las diferentes sub-áreas o de un rayado especial, fig. 8.5, permite visualizar el problema y la relativa importancia del mismo.

3. MAPA DE PROFUNDIDAD A LA "BARRERA"

Tal como se expresó anteriormente, la "barrera" o estrato limitante del movimiento gravitacional del agua, se encuentra a veces a escasa profundidad, fácilmente reconocible incluso en los mapas de suelo. En ocasiones, el edafólogo distingue fácilmente una capa aperchada o colgada, sobre un "duripan" o una capa de calcáreo.

Sin embargo, dado la relatividad del concepto de capa impermeable, ya expuesto, conviene adoptar criterios para definir la "barrera". Luthin (1965) considera al respecto, que, cuando la permeabilidad del sub-suelo, es aproximadamente $1/10$ la del suelo superficial, se puede considerar como impermeable. El criterio que sigue el Bureau of Reclamation (1964), es sin embargo más elaborado; en cuyo caso un estrato determinado se considera "la barrera" si la conductividad hidráulica es menor que $1/5$ de la conductividad hidráulica ponderada de los estratos por sobre el mismo:



(National Engineering Handbook Drainage Chapter 3.- Soil Conservation Service 1959)

Figura 8.5.

$$k_3 < \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2}{5 (H_1 + H_2)} : \text{"Barrera"}$$

El mapa de profundidad a la barrera, se prepara de la misma manera que en el caso anterior, interpolando para trazar las isólinas en base a los puntos ubicados en el mapa. Si la "barrera" está próxima a la superficie y en general ha sido alcanzada en la mayor parte de los pozos de observación, el número de datos disponibles para confeccionar este mapa es el mismo que para los anteriores. Perfiles longitudinales y transversales, fig. 8.6. permiten visualizar la ubicación de la "barrera", tal como lo muestra Domnan et al. (1954)

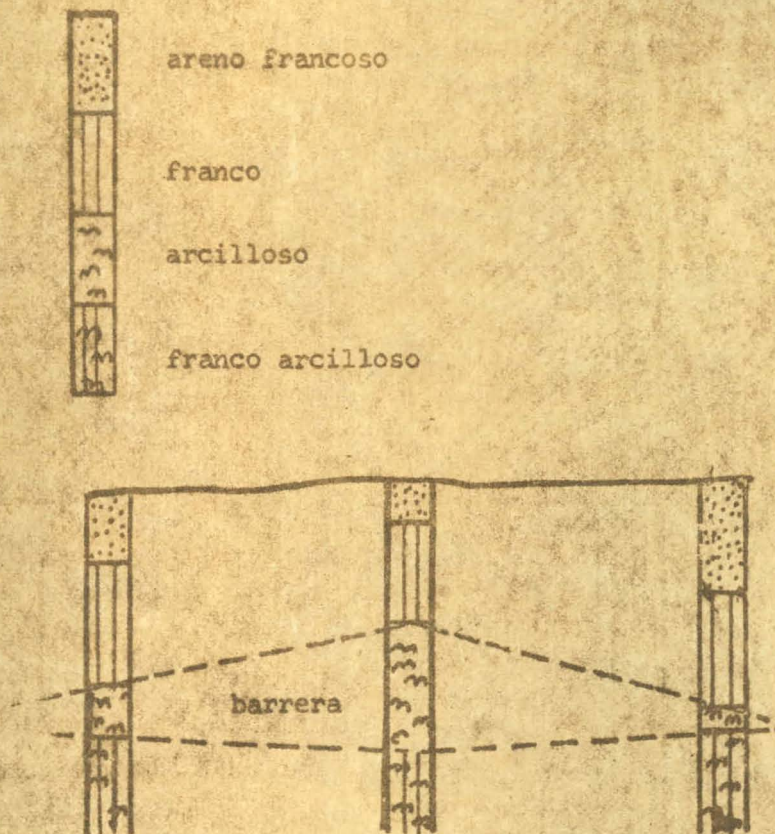


Figura 8.6.

Quando la "barrera" está más profunda y sólo un 10% de los pozos han permitido reconocerla, los datos disponibles son entonces mínimos y difícilmente puedan trazarse isolíneas en la misma escala del mapa. En tal caso, los perfiles geológicos existentes y los perfiles de las perforaciones de pozos para abastecimiento de agua, son un excelente auxiliar a los fines de su ubicación y vinculación con el problema de drenaje.

Si se dispone de la información correspondiente, se puede confeccionar asimismo un mapa de isolíneas o de curvas de nivel de la "barrera", el que permite obtener varias conclusiones.

En primer término, con relación a cada pozo, la diferencia entre la cota del nivel freático y del nivel de la "barrera", representa el espesor del estrato transmisor de agua; y de la misma manera como se obtuvo el mapa de "isobatas", se puede confeccionar un mapa del espesor del estrato transmisor de agua, que tiene gran utilidad práctica. Por ejemplo, si se conoce el k del estrato, el valor de T resulta definido; entonces los gradientes se obtienen del mapa de "isohypsas" y como consecuencia se puede calcular el caudal que entra y/o que sale del área.

4. MAPAS DE PERMEABILIDAD

Si se dispone de suficiente información, en el estrato de suelos que aproximadamente abarca el sistema de drenaje, es posible delimitar subáreas de diferente permeabilidad. La escala de k debe elegirse con alguna amplitud en cada clase, de modo de evitar una excesiva subdivisión en sub-áreas, cuya superficie no justifique un tratamiento separado de diseño.

Generalmente, no se dispone de suficientes ensayos de campo como para ubicar precisamente las líneas divisorias. Sin embargo, información adicional disponible como el mapa de suelo y el geológico, la descripción de los perfiles de los pozos de observación, e incluso determinaciones de laboratorio de muestras disturbadas y sin disturbar, ayudan a la tarea del establecimiento de sub-áreas.

A veces este mapa se usa como "información de retorno" para clasificar los suelos desde el punto de vista agrológico por su aptitud para el riego atento a que la "drenabilidad", definida aquí por un valor numérico de k , es un factor de evaluación en la clasificación del Bureau of Reclamation, que ciertamente recién se conoce cuando se mide.

El mapa de permeabilidad sirve asimismo conjuntamente con el de profundidad al nivel freático y el de uso actual de la tierra, para presentar el grado de severidad del problema en relación a la capacidad de transmisión de agua de los estratos.

Finalmente el valor de k desde que interviene en la ecuación básica - del movimiento de agua en medios permeables, permite adoptar criterios con respecto a los métodos de drenaje más adecuados y constituye un dato básico para el diseño. Su relación con áreas, mediante el mapa correspondiente, resulta imprescindible para definir profundidad y espaciamiento de drenes, cuando se conoce la distancia a la "barrera".

5. PERFILES DEL NIVEL FREÁTICO

Los perfiles del nivel freático, se confeccionan en la dirección del flujo, con el objeto de tener una más clara idea de los gradientes disponibles y sus cambios a lo largo del mismo. También sirven para reconocer más claramente la zona de recarga y la de descarga, y determinar la localización topográfica más adecuada para los drenes interceptantes.

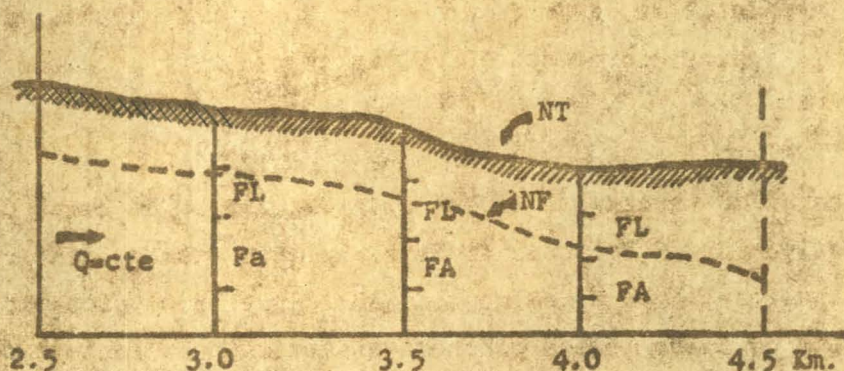


Figura 8.7.

Para interceptar un perfil, se requiere incluir otros datos, de los que igualmente están disponibles con relación a cada pozo de observación: descripción del perfil del suelo, cota terreno y cota de la "barrera". Cambios en el gradiente hidráulico, pueden así explicarse por cambios en el espesor de los estratos transmisores de agua o en las características físicas de los mismos, fig. 8.7.

6. PERFILES PIEZOMETRICOS

La lectura de niveles en una batería de piezómetros, instalados a diferente profundidad, permite definir dirección y gradiente del flujo. Se emplean comúnmente para investigaciones especiales a fin de ubicar áreas de recarga y de descarga.

La fig. 8.8. contiene la lectura de piezómetros instalados a diferente profundidad. Las isolíneas de igual presión, señalan que ésta disminuye hacia el dren, y que en consecuencia hay un flujo radial que muestra la efectividad de funcionamiento del mismo. Este procedimiento se emplea igualmente en el caso de un dren artificial o de un cauce natural: río o arroyo que pueda actuar como tal.

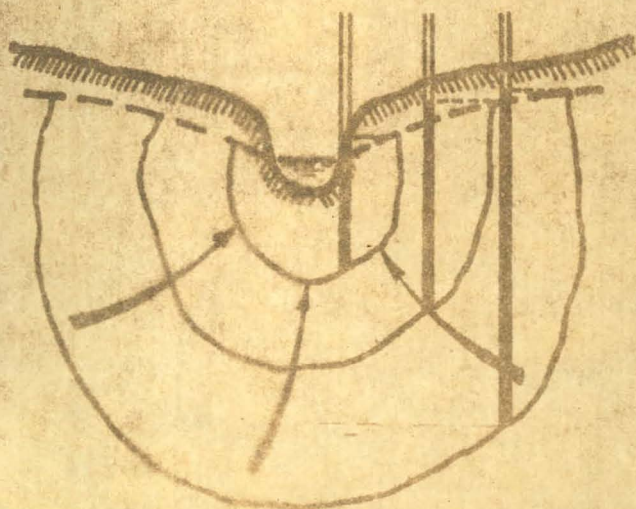
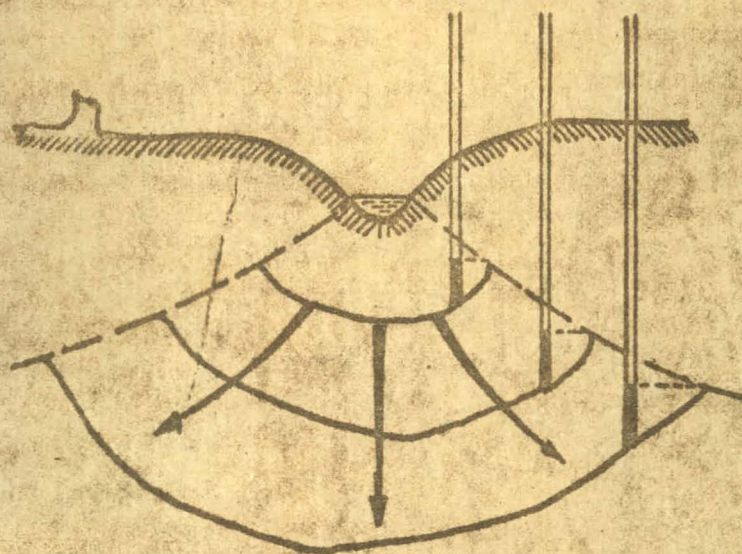


Figura 8.8.

Contrariamente, la fig. 8.9, muestra un flujo en dirección contraria al cauce, lo que señala que el mismo está actuando como una área de recarga de acuíferos. Pueden en tal caso tratarse de un cauce natural: río ó arroyo, de un canal de riego, de un desagüe superficial, e incluso de un dren que conduce agua de excedentes superficiales, y que en el período de nivel freático bajo, recarga los acuíferos.

Otra conclusión que puede obtenerse de la lectura de una batería de piezómetros, es la existencia de capas confinadas, fig. 8.10, que conducen a la existencia de presión artesiana, originando problemas de drenaje en el suelo superficial. Si se conoce la pérdida de carga entre dos piezómetros a diferentes profundidades, fig. 8.11, se puede ubicar el nivel freático, gráficamente como lo señala la figura, o analíticamente: en cuyo caso, si asumimos que el plano de comparación pasa por el extremo inferior del piezómetro más profundo, resulta:

$$\frac{P_1}{\gamma} = L + \frac{P_2}{\gamma} + h_L \quad \text{---} \quad (8.1)$$



piezómetros en dren
si regaje o drenaje
caso tal

Figura 8.9.

Como $h_L = i \cdot L$, reemplazando en la (8.1)

$$\frac{p_1}{\gamma} = L + \frac{p_2}{\gamma} + i \cdot L$$

Por lo tanto :

$$\frac{p_1}{\gamma} = L (1 + i) + \frac{p_2}{\gamma}$$

En el nivel freático :

$$\frac{p_2}{\gamma} = 0$$

Por lo tanto :

$$L = p_1 / (1 + i) \gamma \quad \text{--- (8.2)}$$

Figura 8.10.

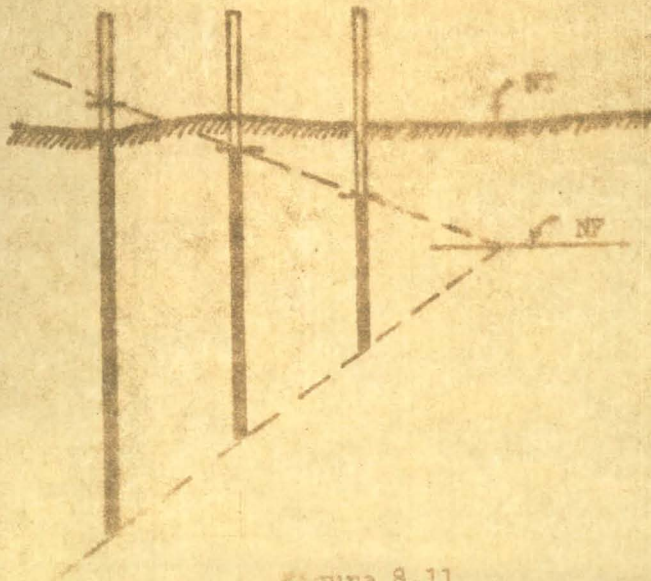


Figura 8.11

Si los gradientes $i = h_1/L$, varían para piezómetros ubicados a diferente profundidad, significa que cambian los valores de k del estrato. La fig. 8.12 señala al respecto, una permeabilidad menor entre el primero y el segundo piezómetro (mayor pérdida de carga) que entre el segundo y el tercero. De esta manera, piezómetros a diferente profundidad, permiten establecer valores relativos de la permeabilidad de los estratos y una indicación cualitativa del comportamiento dinámico de los mismos.

Piezómetros que alcanzan el mismo estrato y establecidos sobre una línea, permiten confeccionar un perfil piezométrico, fig. 8.13. Cuando se dispone de por lo menos dos piezómetros en baterías localizadas a determinada distancia, entonces en cada batería puede localizarse el nivel freático, por el procedimiento ya considerado anteriormente; y como consecuencia, el gradiente del plano freático y la dirección del flujo.

No obstante que aquí nos hemos referido a los piezómetros para realizar investigaciones especiales, localizadas, existen casos en los cuales pueden ser empleados en una red, de la manera descrita para los pozos de observación y en lugar de los mismos. Cuando no existen gradientes verticales y piezómetros a diferente profundidad registran el mismo nivel, sig-

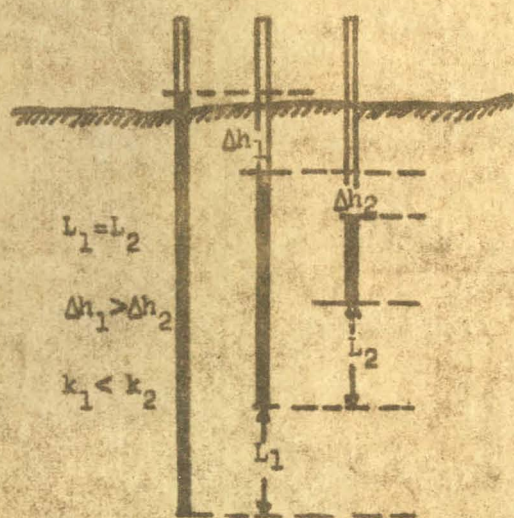


Figura 8.12.

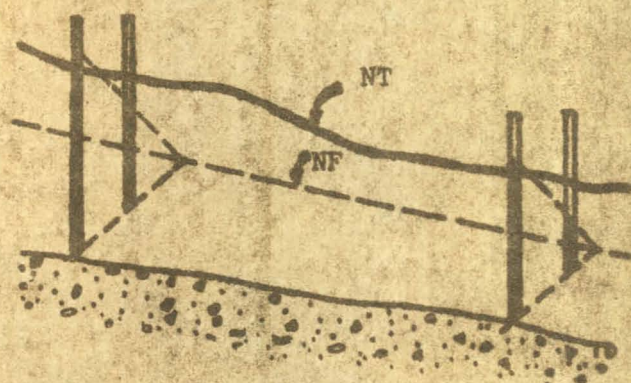


Figura 8.13.

nifica que no hay diferencias de presión y en tal caso el piezómetro y el pozo de observación miden lo mismo, fig. 8.14. Las ventajas entonces del piezómetro sobre el pozo de observación para la instalación de una red son según Christiansen (1966): 1) bajo costo de los materiales; 2) comodidad de instalación; 3) precisión en las mediciones; 4) velocidad en las determinaciones.

7. HIDROGRAMAS

Los hidrogramas son representaciones de los niveles del agua en función del tiempo. Desde nuestro punto de vista para diagnóstico del drenaje, interesa el hidrograma de variación de los niveles freáticos y de las posibles fuentes de exceso de agua: río, riego, lluvia, etc. y el análisis de la posible relación entre los mismos. El acuerdo o no entre hidrogramas de pozos de observación y de la supuesta fuente de recarga, sirve para confirmar o descartar el efecto de las mismas en el problema en consideración.

Los hidrogramas de pozos de observación corresponden a determinados puntos que tienen importancia mayor en los aspectos que nos interesa inves-

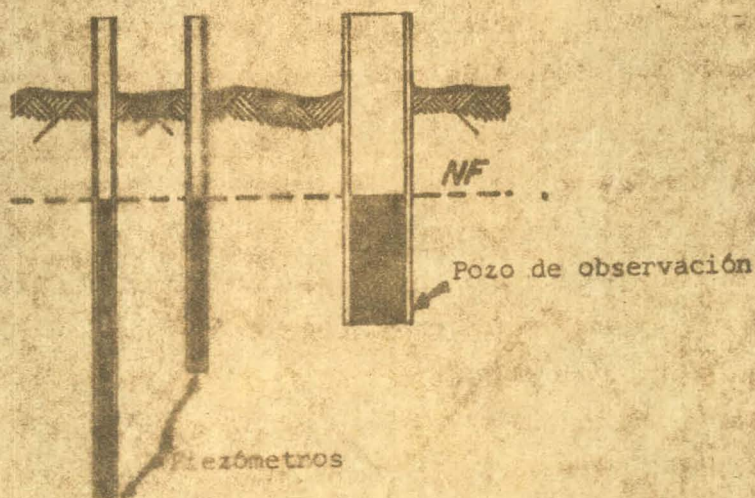


Figura 8.14.

tigar, y se confeccionan con registros de tiempo: mensuales, quincenales, semanales o diarios. El hidrograma mensual o quincenal, nos da una clara idea de la marcha periódica de los niveles y su relación con los períodos de carga: estación de riego, o de lluvias, fig. 8.15. Los hidrogramas se manuales y diarios, sirven para analizar más precisamente el efecto de una determinada fuente de recarga, por ejemplo un riego en determinada lámina de agua.

A su vez, los hidrogramas comparativos de los diferentes pozos, permiten establecer si obedecen o no a la misma ley de variación. Dos hidrogramas de pozos vecinos que correlacionan adecuadamente, señala que puede eliminarse uno y estimar los niveles por medio del otro. Esto podría conducir a una menor densificación de la red de observación, resultante de la experiencia obtenida en las mismas condiciones.

La inclusión en un sólo gráfico de los hidrogramas del pozo y de las posibles fuentes de recarga, como una forma de visualizar el origen del problema, es sin duda un procedimiento recomendable.

Cuando un río o arroyo, actúa como área de descarga, durante el período de aguas altas, el río puede no sólo ser ineficiente al respecto, sino también actuar a la inversa recargando los acuíferos en áreas vecinas y sobreelevando los niveles de toda el área como consecuencia. En tal caso,

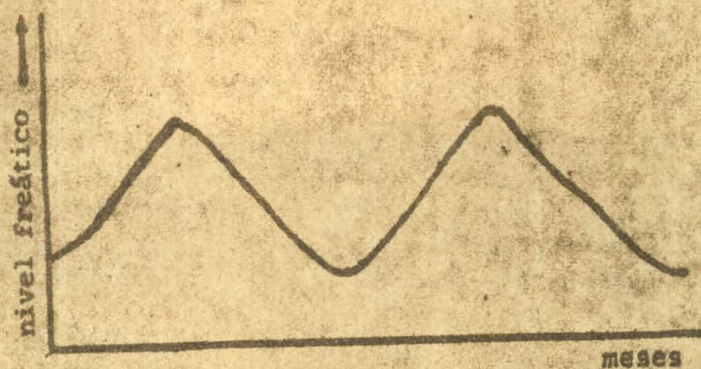


Figura 8.15.

el estudio de los hidrogramas del río con relación al de los pozos, puede ayudar a definir la necesidad de un colector interno paralelo al río y con puertas que aseguren la evacuación durante el período de aguas bajas, pero que impide la entrada de agua en el período de aguas altas; en cuyo caso, la única posibilidad de drenaje es por elevación mecánica.

8. PROGRAMA DE ACCION

El análisis cuidadoso de la documentación obtenida y en especial la superposición de los mapas a que hemos hecho referencia anteriormente, permite establecer la naturaleza y extensión del problema de drenaje y adoptar un programa de acción, el que puede consistir en : 1) medidas de tipo preventivo para reducir la recarga; 2) obras generales a nivel de distrito ; 3) obras de drenaje y rehabilitación integrales.

Las medidas de tipo preventivo, consisten en reducir la recarga artificial de agua, debidas a las acciones del hombre. Una eficiencia de riego muy baja, unida a ascenso de los niveles freáticos, señala la necesidad de mejorar las prácticas de riego y/o la administración del sistema. La distribución del agua de acuerdo a las exigencias de los cultivos, estimadas por los procedimientos convencionales y la adecuada sistematización de los terrenos para el riego, puede conducir a una sustancial reducción del aporte de las fuentes de recarga de los acuíferos.

Las obras generales a nivel de distrito, comprenden la instalación de una red general de colectores, que puede consistir en la rectificación y profundización de cauces existentes, por una parte y construcción de otros, a fin de garantizar el funcionamiento de una red principal, que consta de un colector matriz, colectores secundarios y colectores terciarios. La principal red de colectores permite la instalación de terciarios a distancias que pueden variar entre 1/2 Km. y 2 Km. y que en determinadas condiciones resuelve en su integridad el problema de drenaje. En otros casos, las obras generales consisten en el revestimiento de canales, total o parcialmente, cuando radica en las mismas áreas de recarga.

Las obras de drenaje y rehabilitación integral, consisten en la instalación de drenes destinados a interceptar el flujo lateral y/o a crear -
gradientes destinados a proveer la salida a las aguas, que naturalmente no
 podrían ser evacuadas sin la elevación de los niveles freáticos. Comprende
 principalmente la realización de obras a nivel de predio, con drenes que
 demandan considerables inversiones. En caso de existir suelos ya salini-
 zados, se incluyen aquí los procedimientos de rehabilitación en base a la
 vados con o sin aplicación previa de enmiendas.

No obstante que los estudios básicos, suministran al técnico experimen-
 tado la información necesaria para tomar decisiones sobre el particular, -
 conviene en drenaje avanzar parcialmente por etapas, adquiriendo experien-
 cia que nos sirve para mejorar la etapa siguiente. La instalación de dre-
 nes o pozos experimentales, según el caso, y la observación de su funciona-
 miento, realizando las determinaciones pertinentes, permite comprobar nue-
 tras conclusiones y ajustar el procedimiento en la etapa siguiente.

En términos generales, los datos obtenidos en un colector primario, per-
 mite ajustar nuestra justificación y diseño de los secundarios. Medidas
 realizadas en los secundarios, permite seguir igual procedimiento con los
 terciarios; y finalmente, el funcionamiento de los colectores terciarios
 ayuda a definir la necesidad de drenaje a nivel de predio, su método más
 conveniente y detalles de diseño de los mismos.

CAPITULO 9

FLUJO DEL AGUA HACIA EL DREN

El conocer las características del movimiento del agua hacia el dren, constituye un aspecto básico para diseñar un sistema de drenaje, ya que dicho análisis nos ofrece elementos de juicio para determinar la naturaleza y magnitud de las obras a realizar y la estimación de sus costos. Datos de gran interés práctico como la profundidad y espaciamiento de los drenes, resultan de la consideración de lo que se denominan ecuaciones de drenaje.

En base al régimen de recarga de los acuíferos por los excesos de agua, podemos considerar dos casos: 1) flujo permanente (o establecido) ; 2) flujo no permanente (o no establecido).

El caso de flujo permanente o sea con caudal constante, corresponde en drenaje al régimen de recarga uniforme, y que por lo tanto no varía sustancialmente con el tiempo. Este es el clásico caso de tratamiento de problemas de drenaje en las zonas húmedas, donde se considera que el exceso de agua por lluvia ocurre en un número elevado de días y por lo tanto se reparte más o menos uniformemente durante el mes o la estación de lluvias.

En condiciones de flujo permanente, se alcanza un equilibrio dinámico; simultáneamente sale por el sistema, la misma cantidad de agua que ingresa al mismo y por lo tanto, la curva que separa la zona de aersación de la saturación permanece estacionaria. Esto no es rigurosamente exacto, por la falta de una completa regularidad en las precipitaciones, pero el supuesto ha demostrado ser aceptable en la práctica y permite una simplificación en el análisis.

En el caso de flujo no permanente, la recarga se produce en un lapso breve y luego transurre un largo periodo hasta que ocurre otra. Este es el caso típico de las tierras áridas bajo riego, donde la fuente de exceso de agua depende sólo de la aplicación de agua al cultivo en cada turno, variable entre 5 y 30 días. El suelo se considera entonces como un recipiente

te que se llena en pocas horas y se vacía en varias días. En consecuencia el nivel del plano freático varía con el tiempo. Tiene un valor alto, algunas horas después de concluido un riego, hasta bajar bastante más bajo, antes del riego siguiente, dejando así lugar en el suelo para una nueva recarga.

A su vez cabe dividir los dos casos anteriores de acuerdo a las características del flujo: horizontal o radial; y que depende tal como se consideró en el Capítulo 3 de la profundidad de la capa impermeable con respecto al dren. Sobre el particular, recordamos que los supuestos de Dupuit permiten analizar como flujo horizontal muchos problemas de drenaje, con barrera impermeable próximo al dren, aún cuando ello no sea rigurosamente exacto.

La teoría del drenaje, ha sido magistralmente tratada por Van Schilf-gaarde, Egelund, Kirkham, Peterson y Maasland en la monografía editada por Luthin (1957). La teoría se basa en situaciones ideales que se dan muy pocas veces en la Naturaleza, por ello es que sólo las soluciones aproximadas se han usado con resultados satisfactorios para resolver los problemas prácticos.

Un dren crea un centro de baja presión que origina un flujo hacia el mismo, por lo que la curva que separa el suelo saturado del no saturado, denominada curva de abatimiento, tiene forma elíptica y presenta las características de la fig. 9.1. En tal caso, si el exceso de agua se localiza en la capa superficial, primero se produce un flujo vertical hacia abajo, luego horizontal en dirección a la línea vertical que pasa por el eje del dren, y finalmente un flujo radial hacia el dren ya en las proximidades del mismo.

Las ecuaciones de drenaje, intentan para determinado coeficiente de drenaje, C_d , conductividad hidráulica, k , y profundidad de los drenes, H , resolver:

$$C_d \rightarrow a$$

$$k \rightarrow \text{COND. HÍDR.} \Rightarrow \text{PERMEAB.}$$

- 1) El espaciamiento de los drenes, para mantener la curva de abatimiento a una profundidad preestablecida (flujo permanente); o para lograr en la misma un determinado descenso en un tiempo dado (flujo no permanente).
- 2) La posición de la curva de abatimiento (flujo permanente), o la magnitud de su descenso en un tiempo dado (flujo no permanente), cuando los drenes están instalados con determinado espaciamiento.

El valor de C_d y de k son datos fijos del problema. En cambio, H , es la máxima profundidad posible, de acuerdo a las características del perfil del suelo y aspectos constructivos. Tal como se ha expuesto en el Capítulo 3, los drenes deben estar a no menos de dos metros, pero también constructiva y económicamente resulta difícil instalar drenes a una profundidad mayor.

1. CAUDAL PERMANENTE

Teniendo en cuenta que la carga en la distancia media entre dos drenes, con relación a la superficie libre de agua en el dren, fig. 9.2, se invierte en las pérdidas de carga por flujo vertical, h_v , por flujo horizontal h_h y por flujo radial h_r , entonces:

$$H = h_v + h_h + h_r$$

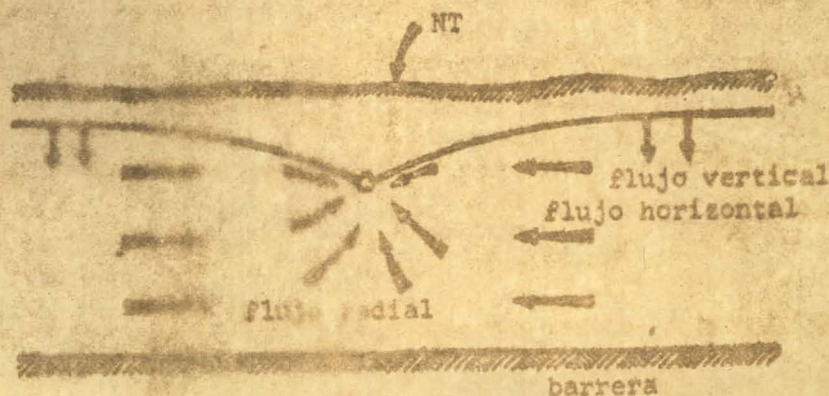


Figura 9.1.

La predominancia del flujo horizontal o del radial, depende de la profundidad de la barrera con relación a la línea de los drenes. Al respecto analizaremos tres casos: 1) el dren está apoyado en la barrera; 2) la barrera se encuentra a distancia infinita por debajo del dren; 3) la barrera se encuentra a una distancia intermedia por debajo del dren. Los holandeses consideran como caso intermedio, cuando la barrera está a distancia menor de $1/4$ el espaciamiento entre los drenes.

La ecuación de la elipse ha sido empleada como una solución aproximada al problema de espaciamiento y profundidad de drenes. Aún cuando según Van Schilfgaarde (1957) las primeras referencias de empleo de dichos procedimientos se remonta a 1872, más recientemente ha sido empleada por Hooghoudt en Holanda en 1940 y por Aranovici y Donnan en Estados Unidos en 1946.

Para derivar la ecuación, se debe partir de algunos supuestos:

- 1) El suelo es homogéneo e isotrópico.
- 2) La superficie del suelo y de la freática están prácticamente a nivel.
- 3) El gradiente hidráulico en un punto es la pendiente de la freática por sobre sí mismo.
- 4) El exceso de agua se produce a una velocidad constante.

Predominio Flujo horizontal

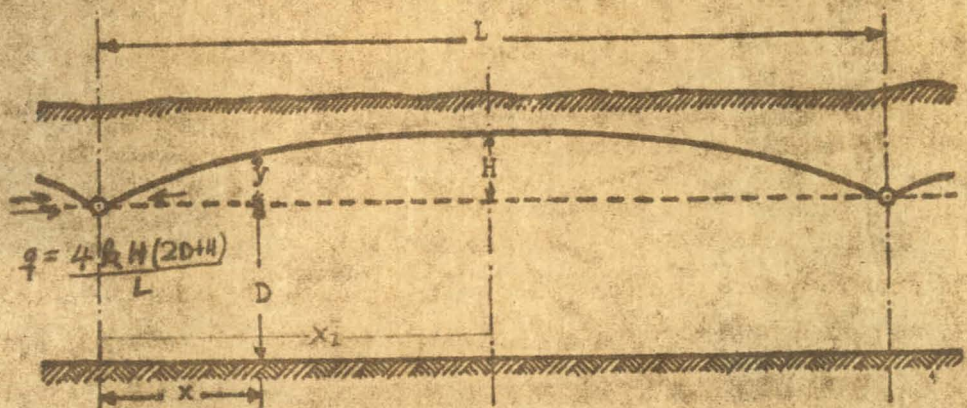


Figura 9.2.

Caso I. Predomina el flujo horizontal

Para derivar la ecuación se parte de que, el caudal q_x pasa a través de un plano vertical imaginario, ubicado a una distancia x a partir del eje del dren, es el exceso de agua producido a la derecha de dicho plano hasta la distancia media entre los drenes, fig. 9.2.

Por lo tanto, si Q es el caudal de drenaje colectado en la longitud L de espaciamiento entre los drenes, entonces:

$$q_x = \frac{Q}{L} \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad \checkmark \quad \text{---} \quad (9.1)$$

También de acuerdo a la ecuación de Darcy:

$$q_x = k (D + y) \frac{dy}{dx} \quad \checkmark \quad \text{---} \quad (9.2)$$

Igualando la (9.1) y la (9.2) :

$$Q \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) = k (D + y) \frac{dy}{dx} \quad \checkmark$$

Separando variables e integrando entre los límites : $x_1, x_2 ; y_1, y_2$:

$$\int_{x_1}^{x_2} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) dx = k \int_{y_1}^{y_2} (D + y) dy \quad \checkmark$$

De donde:

$$\frac{Q (x_2 - x_1)}{2} - \frac{Q (x_1^2 - x_2^2)}{2L} = D (y_2 - y_1) + \frac{k (y_2^2 - y_1^2)}{2}$$

Y también:

$$Q \left[(x_2 - x_1) - \frac{(x_2^2 - x_1^2)}{L} \right] = k \left[2D (y_2 - y_1) + (y_2^2 - y_1^2) \right] \quad (9.3)$$

De acuerdo a la fig. 9.2: $x_1 = 0$ $x_2 = L/2$ $y_1 = 0$ $y_2 = H$.

Resulta:

$$Q \left(\frac{L}{2} - \frac{L}{4} \right) = k (2D H + H^2)$$

Por lo tanto :

$$Q = \frac{4 k H (2D + H)}{L} \quad \text{--- de por unidad de longitud ---} \quad (9.4)$$

De donde:

$$L = \frac{4 k H (2D + H)}{Q} \quad (9.5)$$

Si recordamos que el coeficiente de drenaje C_d tiene dimensión de velocidad (L/T), y que Q se expresa por unidad de longitud del dren, entonces:

$$Q = C_d \cdot L \quad (9.6)$$

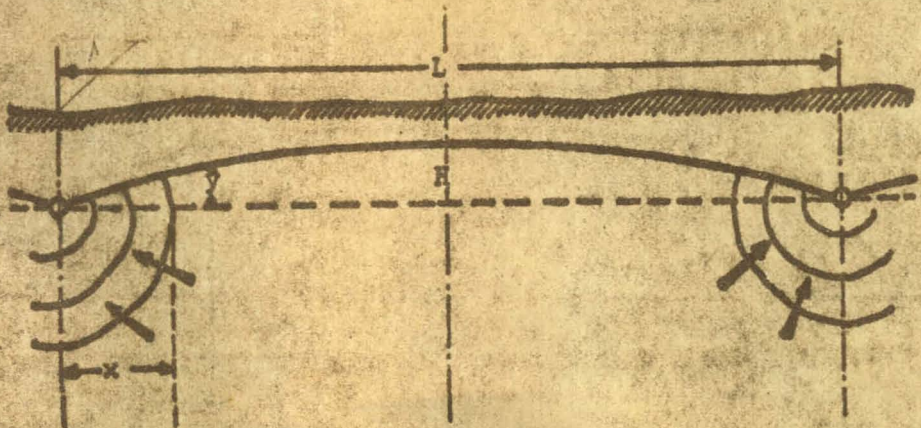


Figura 9.3.

Por lo tanto, reemplazando Q de la (9.6) en la (9.4) y operando resulta:

$$L = \sqrt{\frac{4 k H (2D + H)}{Cd}} \quad \text{-----} \quad (9.7)$$

Caso II. Predomina el flujo radial

Se parte igualmente de la ecuación (9.1), con la diferencia de que en lugar de un plano vertical, en este caso se considera un área de un cuarto de cilindro, Fig. 9.3., si se descarta el valor de y por su escasa significación.

La ecuación (9.2), se escribe entonces:

$$q_x = \frac{k \pi x}{2} \frac{dy}{dx} \quad \checkmark \quad \text{-----} \quad (9.2')$$

Iguando la (9.1) y la (9.2') :

$$Q \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) = \frac{k \pi x}{2} \frac{dy}{dx}$$

Separando variables e integrando entre los límites $x_1, x_2 ; y_1, y_2$:

$$\frac{Q}{2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{1 - \frac{x}{L}} dx = \frac{k \pi}{2} \int_{y_1}^{y_2} dy$$

Area flujo $\frac{1}{4}$ cilindro

De donde:

$$\frac{Q}{2} \ln \frac{L - x_2}{L - x_1} = \frac{k \pi}{2} (y_2 - y_1)$$

y también:

$$Q \left[\ln \frac{x_2}{x_1} - \frac{2(x_2 - x_1)}{L} \right] = k \pi H (y_2 - y_1) \quad (9.8)$$

Reemplazando, de acuerdo a la fig. 9.3 :

$$x_1 = r, \quad x_2 = L/2; \quad y_1 = 0, \quad y_2 = H$$

$$Q \left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right) = k \pi H$$

Entonces:

$$Q = \frac{k \pi H}{\left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right)} \quad (9.9)$$

Reemplazando Q de la (9.6), en la (9.9) y operando, se tiene:

$$L = \frac{k \pi H}{\left(\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L} \right) C_d} \quad (9.10)$$

Caso III. Flujo radial y horizontal

Es este el caso que se presenta cuando la barrera se encuentra a menos de $1/4 L$, y el más frecuente en la práctica. Si la barrera se localiza a poca profundidad, digamos a menos de 5 m. de la superficie, el error que se comete no es importante si se trata el caso como flujo horizontal. Este es el criterio seguido por los investigadores del Valle Imperial, en California, con la aplicación de la conocida como "fórmula de Donnan". Sin embargo con la "barrera" a profundidad mayor, el flujo radial no puede despreciarse, y ésta es la mayor contribución de Hooghoudt al proponer su método.

Fórmula de Hooghoudt

Hooghoudt ha desarrollado procedimientos basados en la ecuación de

elipse, para los dos casos anteriores. En el caso de suelo heterogéneo, Fig. 9.4, y para un dren que desde el punto de vista práctico, se considera sin agua, Hooghoudt presenta la ecuación para flujo horizontal de la siguiente forma:

$$L^2 = \frac{8 k_1 D H}{C_d} + \frac{4 k_2 H^2}{C_d} \quad (9.11)$$

El primer término comprende al flujo a través del estrato transmisor de conductividad hidráulica k_1 , por debajo del dren; el segundo término al estrato de conductividad hidráulica k_2 , por encima del dren. Para su derivación se sigue el procedimiento expuesto para el caso I, pero tratando separadamente el espesor del estrato debajo del dren, de la capa por sobre el mismo.

De la ecuación (9.11) pueden obtenerse varias conclusiones:

1) Si el suelo es homogéneo, o sea si $k_1 = k_2$, entonces la ecuación (9.11) es la misma que la (9.7).

2) Si el valor de H es mínimo con respecto a D , el segundo término de la ecuación puede despreciarse.

3) Si, contrariamente $D = 0$, o sea si los drenes apoyan sobre la barrera, el primer término no interviene.

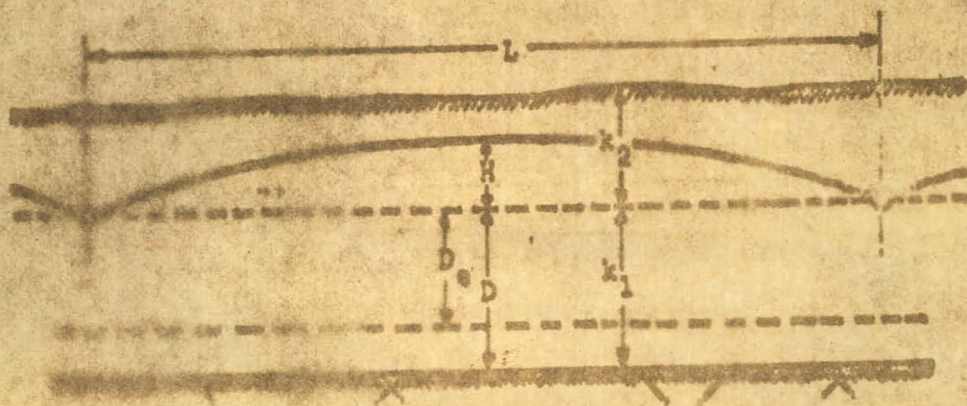


Figura 9.4.

La más importante contribución de Hooghoudt, es haber dado solución a este caso como flujo horizontal y radial a la vez. Para ello considera que el flujo radial se produce en una distancia de $0.7 D$ (siendo D la distancia desde el eje horizontal del dren a la barrera); y el flujo horizontal desde la línea media entre los drenes hasta el límite anterior.

Después de comparar los resultados de la ecuación de flujo horizontal con los que resultan de su tratamiento como flujo radial, Hooghoudt desarrolló un procedimiento simplificado, que consiste en el empleo de la ecuación (9.11), pero con la "profundidad equivalente", D_e en lugar de la D . Estas se obtienen directamente de tablas, una de las cuales se incluye con el número de tabla 9.1. Como los valores de D_e están dados también en función de L , cuando se calcula el espaciamiento con esta fórmula debe procederse "por tanteo".

El valor de D_e puede a su vez calcularse, mediante la siguiente ecuación aproximada:

$$D_e = \frac{D}{2.5 \frac{D}{L} \cdot \ln \left(\frac{D}{\pi r} \right) + 1} \quad (9.12)$$

2. CAUDAL NO PERMANENTE

Para la solución de este caso, los datos requeridos difieren algo con relación al de caudal permanente. En lugar del coeficiente de drenaje, C_d , se necesita el intervalo de tiempo, t , para bajar el nivel freático desde H a H_t , en un estrato que tiene una porosidad drenable ϕ . Además, se requiere conocer el valor de $k D_o$ del estrato; o sea la conductividad hidráulica, k , y el espesor promedio del estrato transmisor de agua hacia el dren, D_o .

Dado que en este procedimiento intervienen k y ϕ , Dumm (1962), ha obtenido empíricamente la curva que representa la relación entre ambos pa-

Tabla 9.1

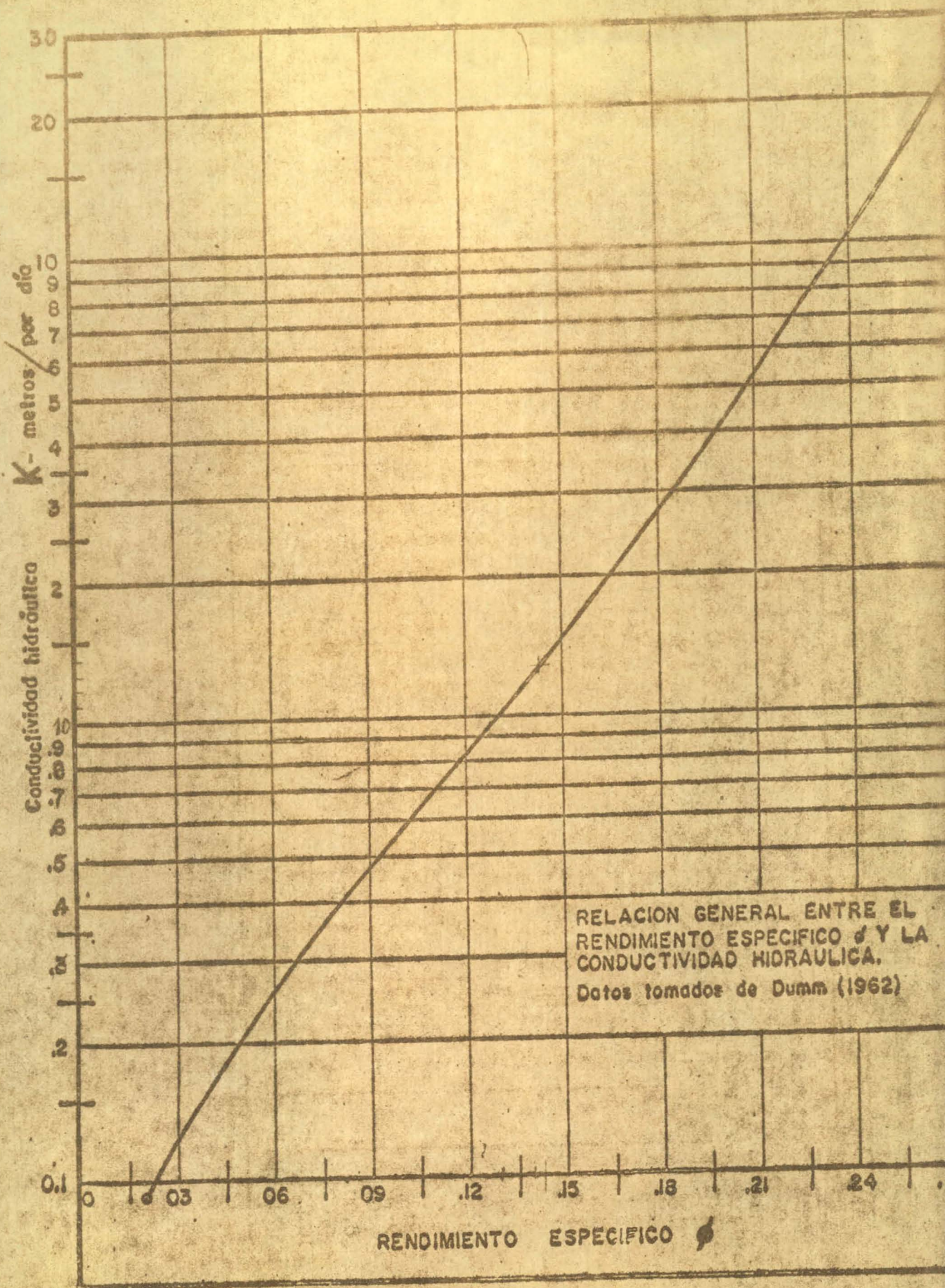
PROFUNDIDADES EQUIVALENTES D_e PARA DIFERENTES VALORES DE D, según HOOGHOUT (1940)

nota: gran diferencia

D	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	L	50	75	100	150	200	250
D	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	L	50	75	100	150	200	250
0.5 m	0.47	0.48	0.49	0.49	0.49	0.50	0.50					0.50					
0.75	0.60	0.65	0.69	0.71	0.73	0.74	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76						
1.00	0.67	0.75	0.80	0.86	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.96						
1.25	0.70	0.82	0.89	1.01	1.03	1.03	1.12	1.23	1.14	1.14	1.15						
1.50		0.91	1.03	1.18	1.20	1.20	1.31	1.31	1.34	1.35	1.36						
1.75			1.08	1.28	1.41	1.50	1.57	1.62	1.66	1.70	1.72						
2.00				1.23	1.41	1.50	1.69	1.69	1.76	1.81	1.84	1.86					
2.25					1.45	1.63	1.76	1.88	1.98	2.05	2.12	2.18					
2.50						1.45	1.67	1.83	1.97	2.08	2.16	2.23	2.29				
2.75							1.18	1.71	1.88	2.04	2.16	2.26	2.35	2.42			
3.00								1.50	1.75	1.93	2.11	2.24	2.35	2.45	2.54		
3.25									1.52	1.78	1.97	2.17	2.31	2.44	2.54	2.64	
3.50										1.81	2.02	2.22	2.37	2.51	2.62	2.71	
3.75											1.85	2.08	2.31	2.50	2.63	2.76	2.87
4.00												1.88	2.15	2.38	2.58	2.75	2.89
4.25													2.20	2.43	2.65	2.84	3.00
4.50														2.48	2.70	2.92	3.09
4.75															2.54	2.81	3.03
5.00																2.57	2.85
5.25																	2.89
5.50																	
5.75																	
6.00																	
6.25																	
6.50																	
6.75																	
7.00																	
7.25																	
7.50																	
7.75																	
8.00																	
8.25																	
8.50																	
8.75																	
9.00																	
9.25																	
9.50																	
9.75																	
10.00																	
~	0.71	0.93	1.14	1.53	1.89	2.24	2.58	2.91	3.24	3.56	3.88						

362 m





rámetros. Christiansen (1967) ha representado dicha relación en escala semi-logarítmica para k en m/día, obteniendo una relación casi lineal, fig. 9.5.

Discutiremos dos procedimientos que han sido desarrollados en base a caudal no permanente, el de Glover y Dumm (1954) y el de Christiansen (1967).

Fórmula de Glover y Dumm

El procedimiento de Glover y Dumm (1954) desarrollado en el U.S. Bureau of Reclamation, permite calcular la altura del nivel freático en la distancia media entre los drenes: $L/2$, partiendo de una curva parabólica de cuarto grado, en base a la siguiente ecuación:

$$H_t = \frac{192}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} = 1,3,5 \dots (-1)^{(n-1)/2} \frac{n^2 - 8/\pi^2}{n^5} \exp \frac{(-\pi^2 n^2 k D t)}{SL^2} \quad (9.14)$$

Una solución aproximada de dicha ecuación puede lograrse según Evers (1965), tomando en consideración sólo el primer término de la serie ($n = 1$):

$$H_t = H \cdot 1,16 e^{-t/j} \quad (9.15)$$

Donde:

$$j = \frac{\phi L^2}{10 k D} \quad (9.16)$$

Y por lo tanto:

$$L^2 = \frac{10 k D t}{\phi \ln \left(1,16 \frac{H}{H_t} \right)} \quad (9.17)$$

Es decir, que, en tal caso lo que se obtiene es el espaciamiento necesario para que, con un estrato transmisor de agua de determinado espesor,

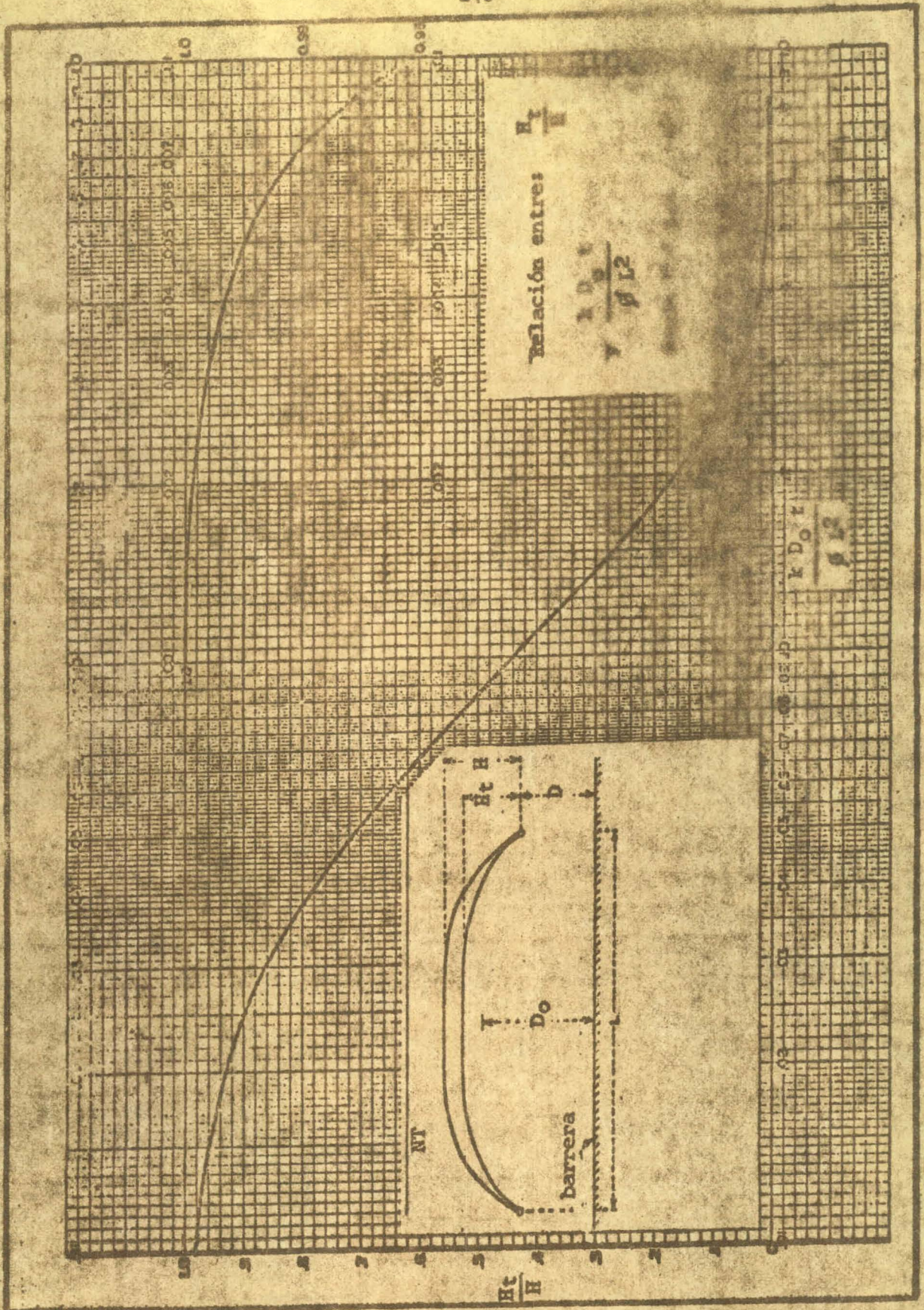


Figura 9.6.

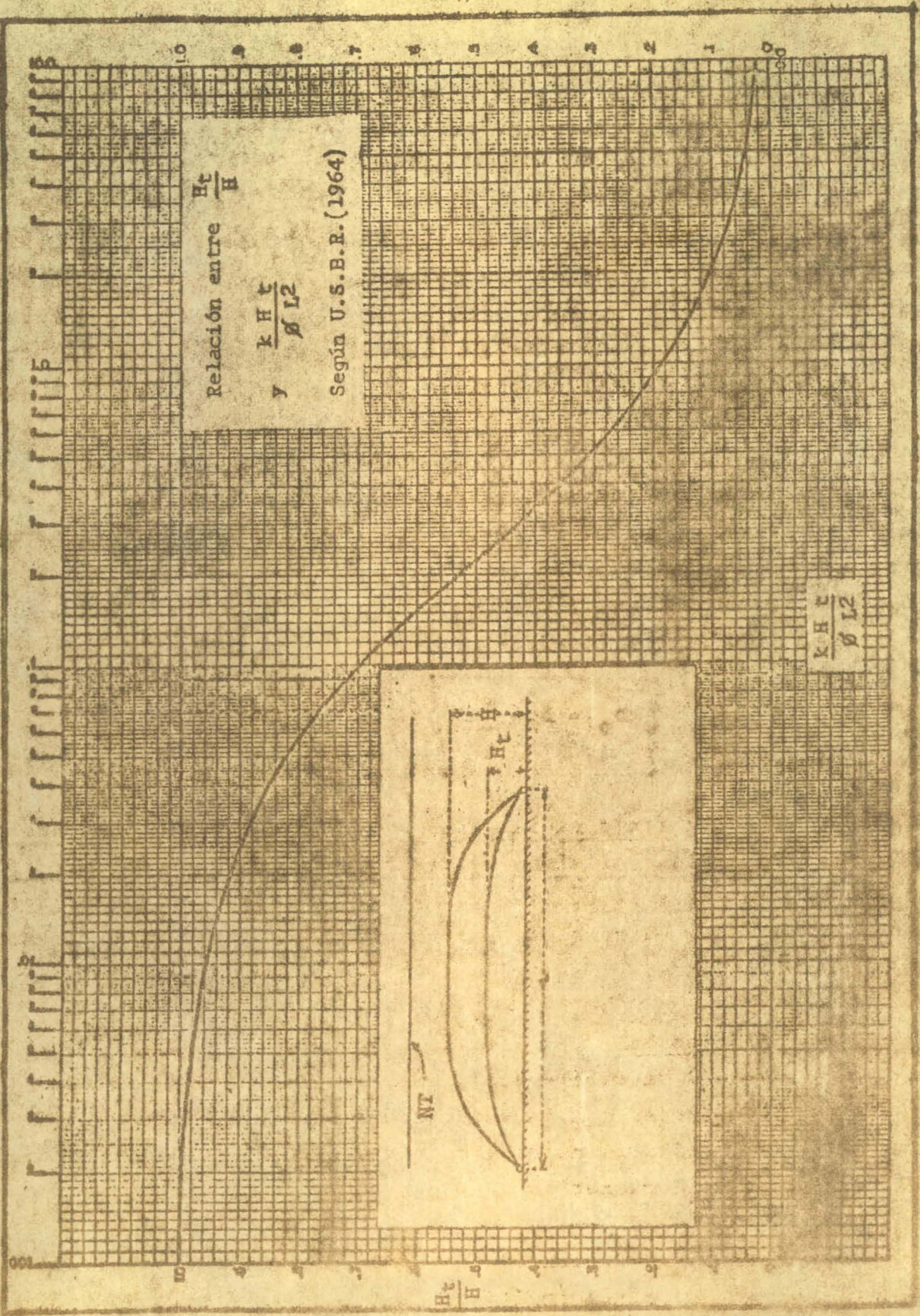


Figura 9.7.

son y características, el nivel freático descenderá en un intervalo de t días, que comprende el lapso entre las mediciones de recarga.

El U.S. Bureau of Reclamation (1964), ha desarrollado un procedimiento mediante la representación de dos relaciones gráficas: la fig. 8 para el caso cuando la barrera está por debajo del dren, y la fig. 9 para el dren apoyado en la barrera. Para el primer caso, por ejemplo, definida la relación H_t/H , se obtiene la relación $H_t/H = 1 - L^2/L^2$, de donde se despeja el valor L .

La determinación del espesor del estrato transisor de agua D_0 , constituye en este caso un problema mayor que en condiciones de flujo permanente, pues cambia en función del tiempo con el nivel de la freática. El U.S. Bureau of Reclamation recomienda para la aplicación del procedimiento el siguiente criterio:

$$D_0 = D + \frac{H}{2}$$

D reemplazado por D_0 (Hooghoudt) cuando D es alto
----- (9.17)

Dado el efecto del flujo radial en las proximidades del dren, Luthin (1965) sugiere emplear el mismo criterio de la profundidad efectiva de Hooghoudt en lugar de D. Dado que en la ecuación (9.12), D_e , está en función de L , el problema se resuelve "por tanteo", tal como se explicó anteriormente.

Fórmula de Christiansen

Christiansen (1967) ha desarrollado un procedimiento que relaciona el espaciamiento de drenes con la velocidad de descenso del nivel freático, en base a un análisis matemático más elemental que el procedimiento del U.S. Bureau of Reclamation.

El caudal Q por unidad de longitud de dren, que corresponde a la velocidad del descenso del nivel freático, dH/dt , en la distancia media entre los drenes, pueden expresarse:

$$Q = -F L \phi \frac{dH}{dt} \quad (9.18)$$

En tal caso, F es un factor que resulta de la relación entre la caída promedio del nivel freático en el espaciamiento L y el descenso en la distancia media $L/2$. Para flujo horizontal: $F \approx 0,67$, y para flujo radial: $F \approx 0,83$.

Para el caso de flujo horizontal, igualando la (9.4) con la (9.18), se tiene:

$$\frac{4 k H (2D + H)}{L} = -F L \phi \frac{dH}{dt}$$

Separando variables e integrando entre límites: H y H_t ; 0 y t .

$$\int_H^{H_t} \frac{dH}{(2HD + H^2)} = \frac{-4k}{F L^2 \phi} \int_0^t dt$$

De donde

$$\left[\frac{1}{2D} \ln \left(\frac{H_t}{H_t + 2D} \right) - \frac{1}{2D} \ln \left(\frac{H}{H + 2D} \right) \right] = \frac{-4k}{F L^2 \phi}$$

Sacando factor común $1/2D$ en el primer miembro y operando resulta:

$$\frac{1}{2D} \left[\ln \left(\frac{H}{H + 2D} \right) / \left(\frac{H_t}{H_t + 2D} \right) \right] = \frac{4kt}{F L^2 \phi}$$

Por lo tanto:

$$\ln \left(\frac{H \cdot H_t + 2DH}{H \cdot H_t + 2DH_t} \right) = \frac{8Dkt}{F L^2 \phi} \quad (9.19)$$

Si consideramos que:

$$\left(\frac{H \cdot H_t + 2DH}{H \cdot H_t + 2DH_t} \right) = \theta \quad \text{-----} \quad (9.20)$$

Entonces despejando L de la (9.19):

$$L = \sqrt{\frac{8 D k t}{r \theta \ln \theta}} \quad \text{-----} \quad (9.21)$$

Para el caso de flujo radial, igualando la (9.19) con la (9.18), se tiene:

$$\frac{k \pi H}{\ln \frac{L}{2r} - 1 + \frac{2r}{L}} = -r L \theta \frac{dH}{dt}$$

Separando variable, e integrando entre límites: H y H_t ; 0 y t:

$$\int_0^t \frac{k \pi dt}{\left[\ln \left(\frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} = -r L \theta \int_H^{H_t} \frac{1}{H} dH$$

Por lo tanto:

$$\frac{k \pi t}{\left[\ln \left(\frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} = r L \theta \ln \left(\frac{H}{H_t} \right)$$

De donde:

$$L = \frac{k \pi t}{r \theta \ln \left(\frac{H}{H_t} \right) \left[\ln \left(\frac{L}{2r} \right) - 1 + \frac{2r}{L} \right]} \quad \text{-----} \quad (9.22)$$

3. DREN INTERCEPTOR

En el caso del drenaje interceptor, la recarga no se produce en la misma área sino que se trata de aguas foráneas provenientes de zonas adyacentes.

Un dren normal a la dirección del flujo, intersecta al aporte del estrato transmisor de agua. El caudal a derivar así como su radio de influencia, resulta del análisis realizado por Glover, presentado por Donnan, fig. 9.8.

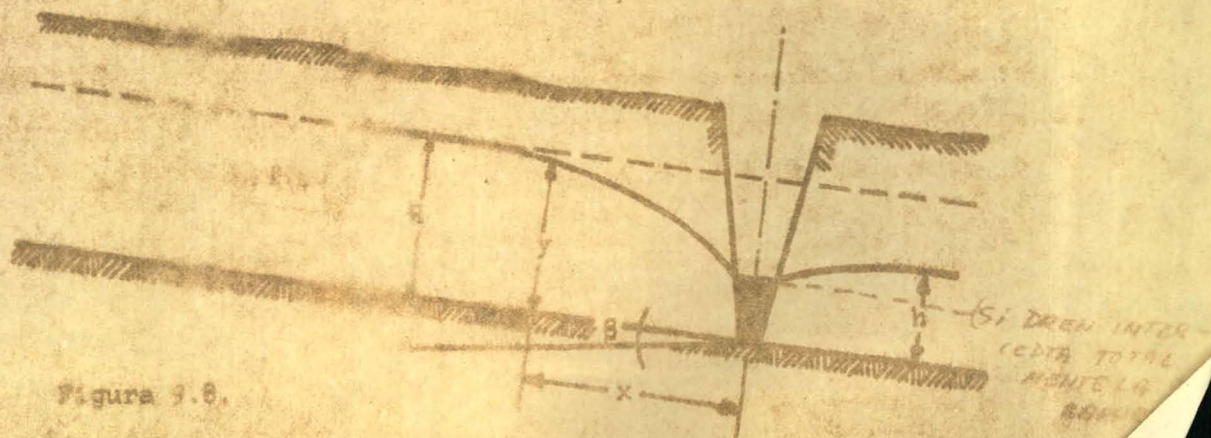
El estrato conduce un caudal permanente, Q , por unidad de longitud del dren:

$$Q = k H S \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (9.23)$$

En cuyo caso : $S = \text{tg } \theta$

En condiciones de funcionamiento del dren y en estado de régimen permanente, a una distancia x , a partir del eje del dren, el tirante de agua será, y , de modo que el gradiente hidráulico ($S = dy/dx$)

Por lo tanto:



$$Q = k y \left(S + \frac{dy}{dx} \right) \quad (9.24)$$

Igualando la (9.23) y la (9.24), se tiene:

$$H - S = y \left(S + \frac{dy}{dx} \right)$$

Por lo tanto:

$$S (H - y) = y \frac{dy}{dx}$$

Separando variables e integrando, entre límites: $x = 0$, $x = x$;
 $y = h$, $y = y$

$$S \int_0^x dx = \int_h^y \frac{y}{(H - y)} dy$$

$$S x = (h - y) + H \ln \left(\frac{H - h}{H - y} \right)$$

Por lo tanto:

$$x = \frac{1}{S} \left[(h - y) + H \ln \left(\frac{H - h}{H - y} \right) \right] \quad (9.25)$$

La ecuación (9.25) permite presentar la curva de abatimiento aguas arriba y por lo tanto hasta donde tendrá influencia el dren interceptante. Se observa claramente, que para una pendiente S considerable, el efecto es mínimo. Aguas abajo, es donde en realidad se logra el efecto del dren, al descender el nivel freático paralelamente a la línea original del mismo, -
Fig. 9.8.

*el efecto de abatimiento
 aguas arriba
 el efecto que produce el dren
 aguas abajo
 el nivel comienza a bajar
 de nuevo, aguas abajo*

CAPITULO 10

FLUJO DEL AGUA HACIA EL POZO

Si en lugar de un dren natural hacia el cual el agua fluye por gravedad, se extrae agua del acuífero por bombeo, se crean igualmente gradientes que inducen el movimiento hacia el pozo.

De la misma manera en el caso de los drenes laterales, en razón de la relación entre el régimen de recarga y de descarga se presentan dos casos: caudal permanente y caudal no permanente.

Si bien los problemas de drenaje por bombeo, se ajustan más al caso de caudal variable, los cambios son tan lentos, que el error no es importante si se analiza como flujo permanente, tal como procedemos a continuación.

De acuerdo a las características de los acuíferos, tratadas en el Capítulo 3, cabe distinguir las capas no confinadas o freáticas y las confinadas o artesianas.

1. ACUÍFERO NO CONFINADO

Es este el caso que más interesa en drenaje ya que tiene un efecto inmediato sobre el nivel freático. Pozos más bien profundos, en un acuífero con alto rendimiento específico, resultan efectivos como método de drenaje.

De acuerdo con los supuestos de Dupuit, se puede asumir que el caudal que extrae la bomba, es el que fluye en dirección horizontal a través de una superficie cilíndrica concéntrica al pozo, de radio r y de altura h , por efecto del gradiente dh/dr .

Entonces, de acuerdo a la ecuación de Darcy, fig. 10.1:

$$Q = 2 \pi r h k \frac{dh}{dr} \quad \text{---} \quad (10.1)$$

Separando variables e integrando entre los límites h_1, h_2 y r_1, r_2

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{1}{r} dr = 2 \pi k \int_{h_1}^{h_2} h dh$$

Por lo tanto:

$$Q \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} = \pi k (h_2^2 - h_1^2)$$

De donde:

$$Q = \frac{\pi k (h_2^2 - h_1^2)}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (10.2)$$

Si recordamos que, transmisibilidad : $T = Hk$, y teniendo en cuenta - que en lugar de medir las diferencias de altura de agua, h , con respecto a un plano de comparación, se puede medir la depresión de nivel D_1 y D_2 - con respecto a un plano ubicado en la superficie: fig. 10.1, y si conside

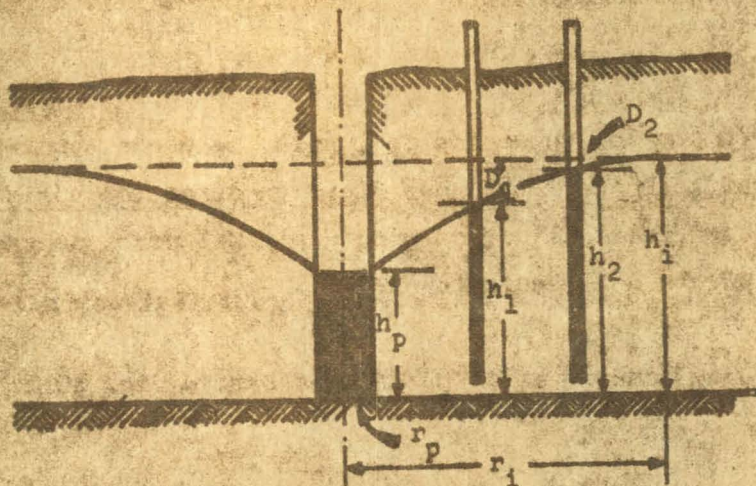


Figura 10.1

ramos que el espesor medio del estrato : $H = (H_1 + H_2)/2$, entonces la ecuación (10.2) se puede escribir:

$$Q = \frac{2\pi T (D_1 - D_2)}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad \text{-----} \quad (10,3)$$

En la fig. 10.1, puede reconocerse el nivel estático, el nivel dinámico de bombeo, la depresión en el bombeo y el cono de depresión, y el radio de influencia del cono de depresión.

Si se integra la ecuación (10.1) fijando como límites de r el radio del pozo, r_p , y el radio de influencia r_i ; y como límites de h , el tirante h_p y h_i respectivamente, resulta:

$$Q = \frac{\pi k (h_i^2 - h_p^2)}{\ln \frac{r_i}{r_p}} \quad \text{-----} \quad (10.4)$$

Integrando nuevamente la (10.1) pero entre límites r_p, r ; y h_p, h :

$$Q = \frac{\pi k (h^2 - h_p^2)}{\ln \frac{r}{r_p}} \quad \text{-----} \quad (10,5)$$

Igualando la (10.4) y la (10.5) y despejando, h^2 , se obtiene una ecuación para representar la curva de abatimiento:

$$h^2 = \frac{h_i^2 - h_p^2}{P} \ln \left(\frac{r}{r_p} \right) + h_p^2 \quad \text{-----} \quad (10.6)$$

En los problemas de drenaje que son comunes en los proyectos de riego, parte del agua se incorpora al acuífero no confinado por percolación desde la capa superficial. Expondremos un caso que combine los dos aspectos: vertical y horizontal, tal como lo resuelve Einstein (1905).

Si Q es el caudal total que llega al pozo y Q_p es la parte del total que percola en un área de radio r , con la lámina que representa el coeficiente de drenaje, Cd , entonces:

$$Q_p = Q - Cd \pi r^2 \quad (10.7)$$

De acuerdo con la ley de Darcy, también se puede escribir:

$$Q_p = 2 \pi r h k \frac{dh}{dr} \quad (10.8)$$

Iguando la (10.7) y la (10.8):

$$Q - Cd \pi r^2 = 2 \pi r h k \frac{dh}{dr}$$

Separando variables e integrando entre los límites: $r_p, r_1; h_p, h_1$.

$$\frac{Q}{2 \pi k} \int_{r_p}^{r_1} \frac{1}{r} dr - \frac{Cd}{2k} \int_{r_p}^{r_1} r \cdot dr = \int_{h_p}^{h_1} h dh$$

Por lo tanto:

$$\frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r_1}{r_p} - \frac{Cd}{2k} (r_1^2 - r_p^2) = h_1^2 - h_p^2$$

Despreciando por su poca incidencia r_p^2 , y dividiendo ambos miembros por $Q/\pi k$:

$$\ln \frac{r_1}{r_p} = \frac{Cd r_1^2 \pi}{2Q} = (h_1^2 - h_p^2) \frac{\pi k}{Q} \quad \text{-----} \quad (10.9)$$

Llamando N a la relación entre la percolación vertical y la descarga total del pozo:

$$N = \frac{\pi r_1^2 Cd}{Q} \quad \text{-----} \quad (10.10)$$

Reemplazando la (10.10) en la (10.9) y despejando Q :

$$Q = \frac{\pi k (h_1^2 - h_p^2)}{\ln r_1/r_p - N/2} \quad \text{-----} \quad (10.11)$$

Acuífero confinado

Si el estrato superior confinante, se presenta como una capa de baja conductividad hidráulica vertical pero no completamente impermeable, el bombeo de aguas desde la artesisiana puede aliviar significativamente los problemas de drenaje.

En este caso, fig. 10.2, el estrato tiene una profundidad definida m , a través de la cual el flujo es horizontal, y se mueve a través de una superficie cilíndrica de radio r , y altura m , por efecto del gradiente hidráulico dh/dr .

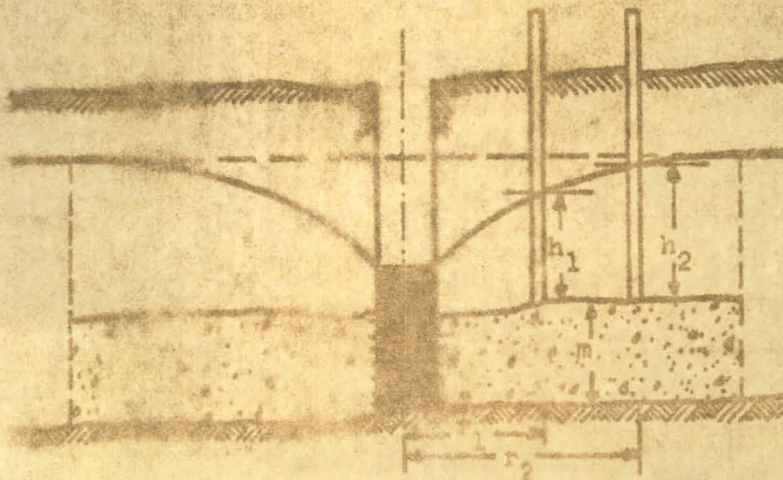


Figura 10.2.

Partiendo de la ecuación de Darcy:

$$Q = 2 \pi r m k \frac{dh}{dr} \quad (10.12)$$

Separando variables e integrando entre los límites r_1, r_2, h_1, h_2 :

$$Q \int_{r_1}^{r_2} \frac{1}{r} dr = 2 \pi m k \int_{h_1}^{h_2} dh$$

Por lo tanto:

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

De donde:

$$Q = \frac{2 \pi m k (h_2 - h_1)}{\ln r_2 / r_1} \quad (10.13)$$

La fórmula muestra que puede reemplazarse la diferencia $(h_2 - h_1)$ por la depresión, D , a partir del nivel estático.

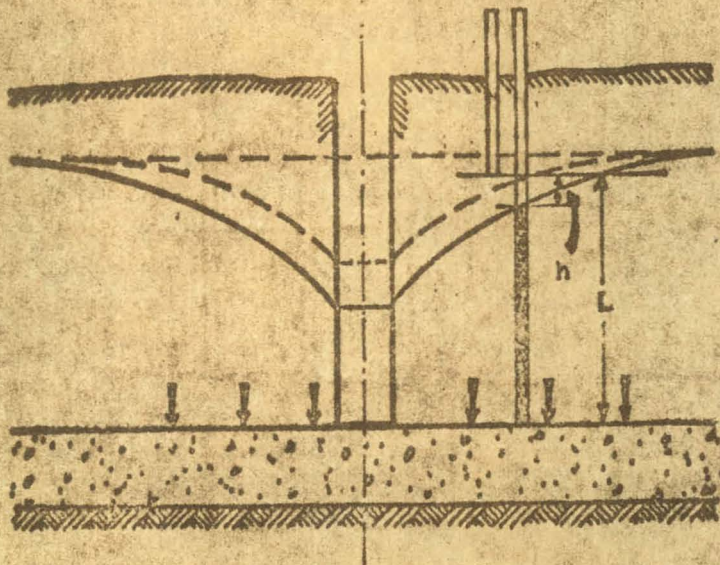


Figura 10.3.

Christiansen (1966), se refiere al empleo del bombeo de capas confinadas como una forma de abatir los niveles freáticos. El bombeo de la artesisiana, crea un gradiente vertical, h/L , que se evidencia claramente por medio de piezómetros a diferente profundidad, fig. 10.3, que fuerza el movimiento de agua en dirección vertical, en el área de influencia del pozo.

Por lo tanto:

$$Q_v = k_v A \frac{h}{L} \quad \text{---} \quad (10.14)$$

Y también:

$$A = \pi r_1^2$$

Si asumimos que, el caudal Q_v , representa el 50% del caudal total bombeado Q , se puede igualar la ecuación (10.13) y la (10.14), para $Q_v = Q/2$:

$$k_v \pi r_1^2 \frac{h}{L} = \frac{\pi m k (h_2 - h_1)}{\ln r_2/r_1}$$

Y la relación k_v/k :

$$\frac{k_v}{k} = \frac{L \cdot m (h_2 - h_1)}{h \cdot r_1^2 \ln r_2/r_1} \quad \text{---} \quad (10.15)$$

La ecuación muestra que, aún con una muy baja relación, k_v/k , este método de drenaje resulta viable. Ocurre que, una baja conductividad hidráulica vertical, se compensa con un gradiente hidráulico elevado y una amplia área de permeación del agua desde la freática.

Limitaciones en el empleo de las ecuaciones

Las ecuaciones (10.2) y (10.13) tienen limitaciones que dependen del supuesto de flujo horizontal. Ello representa una simplificación, pero conduce a errores de alguna importancia en el caso de acuíferos no confinados. Un área de filtración se produce en una superficie cilíndrica por sobre el nivel del agua en el pozo que modifica el valor de h_p considerado anteriormente. Peterson (1961) ha estudiado el error que se comete por tal concepto y ha provisto un gráfico con relaciones adimensionales, fig. 10.4 que permite corregir h_p en función de la descarga de algunos parámetros geométricos del pozo. Entrando a dicho gráfico con la relación $Q/k r_p^2$, y la relación h_p/r_p , se obtiene h_f/r_p . El valor de h_f reemplaza en la ecuación (10.2) a h_p .

Otra limitación consiste en la adopción del valor del radio de influencia, r_i , cuando se intenta aplicar la ecuación (10.4) dado las di-

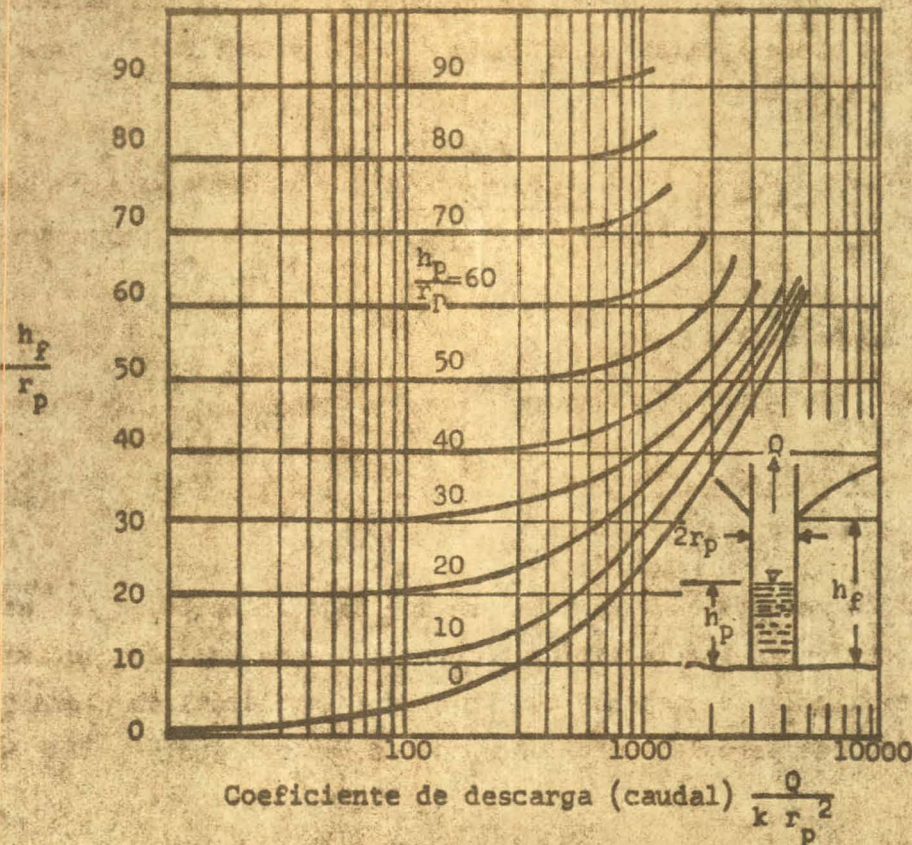


Figura 10.4.

facultades prácticas de una medida directa. Se aprovecha para ello, la circunstancia de que en la representación en escala doble logarítmica, se obtiene una recta de la curva de abatimiento que permite ubicar r_1 — por extrapolación. En el caso de un estrato confinado, se representan los valores de h en función del $\log. r$, fig. 10.5; y en el caso de un estrato no confinado, se representan los valores de h^2 en función del $\log. r$.

De todos modos, como la fórmula incluye relaciones del logaritmo de los radios, un error importante en r_1 , resulta en un error mínimo al es timar el caudal. Según Israelsen y Hansen (1962), para reducidos períodos de tiempo de bombeo y acuíferos de escasa producción, r_1 pueden ser de unos 150 m.; mientras que en largos períodos de bombeo y acuíferos al tamente productores, r_1 pueden alcanzar a 600 m.

Relaciones entre el caudal y la depresión del pozo

Si mediante la prueba de bombeo con régimen variable de extracción de agua, en una formación artesiana o en acuíferos de gran espesor, se representa la depresión en función del caudal Q , se obtiene una rela —

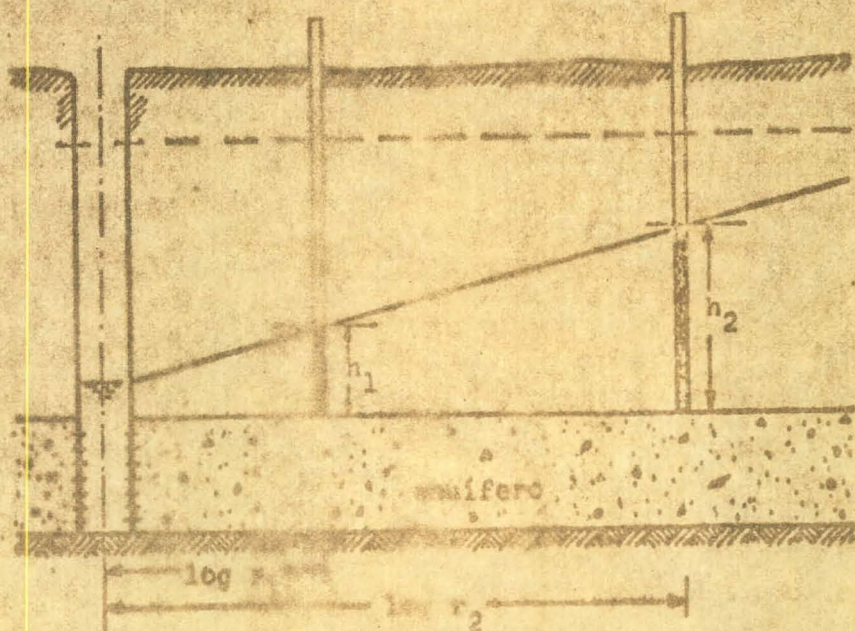


Figura 10.5.

ción lineal, que señala el mismo incremento de la depresión por igual incremento del caudal. Cuando en cambio, se trata de acuíferas de reducido espesor, la relación es exponencial y señala un creciente incremento de la depresión por igual incremento del caudal extraído.

CAPITULO 11

METODOS DE DRENAJE

Formulado un programa de acción en drenaje y disponiendo de un adecuado conocimiento de las condiciones del subsuelo y de la dinámica del agua a través del mismo, estamos en condiciones de definir el método o sistema de drenaje.

Los métodos de drenaje se clasifican de diversas maneras. En primer término : 1) drenaje superficial; 2) drenaje sub-superficial o profundo. El drenaje superficial, tiene como objetivo eliminar los excesos de agua libre en la superficie del terreno, proveniente de lluvias o por aplicación de agua durante el riego. El drenaje sub-superficial tiene como objetivo, eliminar el exceso de agua que satura el suelo y que proviene del riego y/o de la lluvia.

Los métodos de drenaje pueden asimismo clasificarse en : 1) drenes laterales; 2) drenaje por bombeo. En ambos casos, los procedimientos conducen a la creación de gradientes, para aumentar el flujo y abatir los niveles; y es éste el único factor de la ecuación de Darcy, sobre el cual el hombre tiene realmente control.

Para que los drenes laterales puedan ser empleados, se requiere que el suelo transmisor de agua tenga una conductividad hidráulica tal, que el espaciamiento entre los drenes, no sea muy reducido y la obra resulte económicamente factible.

Se presentan sin embargo, casos de suelos de baja drenabilidad que hacen que el agua muy lentamente, por los gradientes existentes, o que puedan ser drenados; y que tal vez no debieran haber sido incluidos en un programa de riego. Antes de considerar la obra como no factible y abandonar la idea de drenar los suelos por los procedimientos convencionales de drenes laterales, se debe considerar la posibilidad de bombear agua por estratos más profundos.

1. DRENES LATERALES

A su vez los drenes laterales pueden clasificarse en : 1) interceptantes; 2) paralelos.

Drenes interceptantes

Los drenes interceptantes tienen como misión interceptar el flujo que viene en una determinada dirección y desviarlo de la misma. Se emplean para reducir o anular la recarga al área problema proveniente de aportes laterales de zonas adyacentes; es decir para independizar el problema de la zona baja, de la fuente de recarga que está en zona alta, reduciéndolo a la dependencia de sus propias fuentes de recarga. En áreas irrigadas resulta efectivo en desviar el flujo creciente, medida que el desarrollo de las tierras va avanzando de la parte más baja a la más elevada del valle.

En ocasiones, un dren interceptor resuelve íntegramente el problema de un área, cuando la totalidad o una elevada proporción del flujo, es colectado y desviado y esto constituye la única obra de drenaje a realizar. Al respecto, la fig. 11.1 muestra la reducción de los niveles freáticos en un área afectada por exceso de humedad, simplemente por la introducción de un dren.

Se requieren determinadas condiciones para lograr efectividad con un dren interceptante: 1) terreno con pendiente; 2) barrera impermeable próxima a la superficie.

Una pendiente mínima de $1/2\%$ se requiere para la instalación de drenes interceptantes; o por lo menos un perfil que presente una pendiente decreciente, fig. 11.1. El lugar próximo al cambio de la pendiente, resulta entonces el más adecuado para la instalación de un dren interceptante; éste debe correr en dirección normal a la máxima pendiente, aunque manteniendo a lo largo del mismo el desnivel mínimo que asegure el normal escurrimiento del agua.

Otra condición importante es la proximidad de la barrera impermeable. Un dren que alcance la barrera, prácticamente intercepta todo el caudal. Si el tirante de agua es considerable puede percolar a través del talud inferior un caudal que obligue a la construcción de un segundo interceptor más abajo. Profundizando el canal en la barrera, puede lograrse una casi total interceptación del flujo. Si la barrera se encuentra a más de 5 m., se hace difícil constructiva y económicamente una interceptación total del flujo, debiendo en tal caso recurrirse a la instalación de dos ó más canales a determinada distancia uno de otro, y siempre que las favorables condiciones topográficas continúen.

El caudal interceptado, Q_1 , con relación al total, Q , que conduce el estrato, es directamente proporcional a las relaciones de espesor del mismo, desde el nivel freático al fondo del dren, H , y desde el nivel freático a la barrera impermeable, $H + D$, fig. 11.2. Por lo tanto:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{H}{H + D} \quad ; \quad Q_1 = Q \frac{H}{H + D}$$

Un canal de riego, construido en material permeable y con una altura superior al nivel de los terrenos, es un caso frecuente de encontrar en

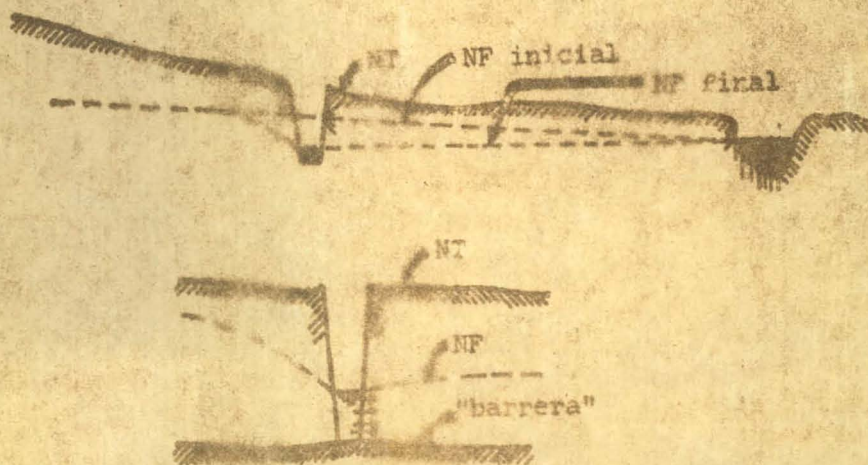


Figura 11.1.

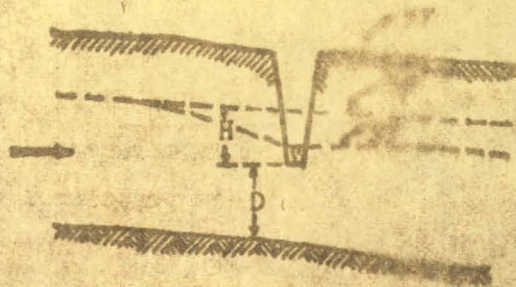


Figura 11.2.

los proyectos de riego y constituye una fuente de contaminación del nivel freático y de consiguiente aparición de problemas de salinidad. Si bien existen en tal caso otras formas de solucionar el problema, que conducen a un mejor uso del recurso hidráulico al mismo tiempo, como ocurre con el revestimiento de los canales; una alternativa puede consistir en la construcción de un dren interceptante paralelo al canal de riego, fig. 11.3, a una profundidad tal que garantice el abatimiento de los niveles freáticos en los terrenos adyacentes.

Drenes paralelos o "de alivio"

En terrenos llanos, con o sin la barrera impermeable próxima a la superficie y con su fuente de recarga en la misma área, tal como ocurre frecuentemente en las tierras sometidas a riego, la interceptación del flujo tiene un efecto muy limitado. Por lo tanto se requiere instalar una sucesión

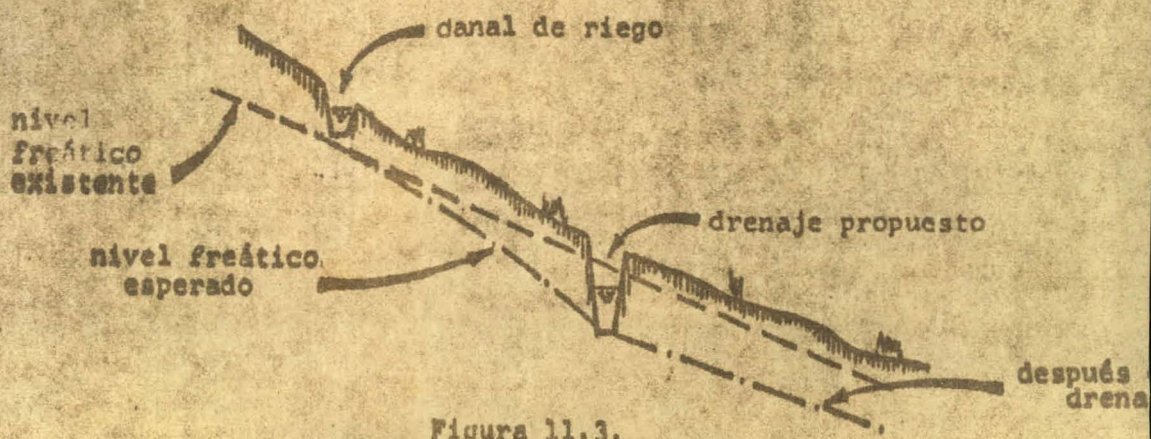
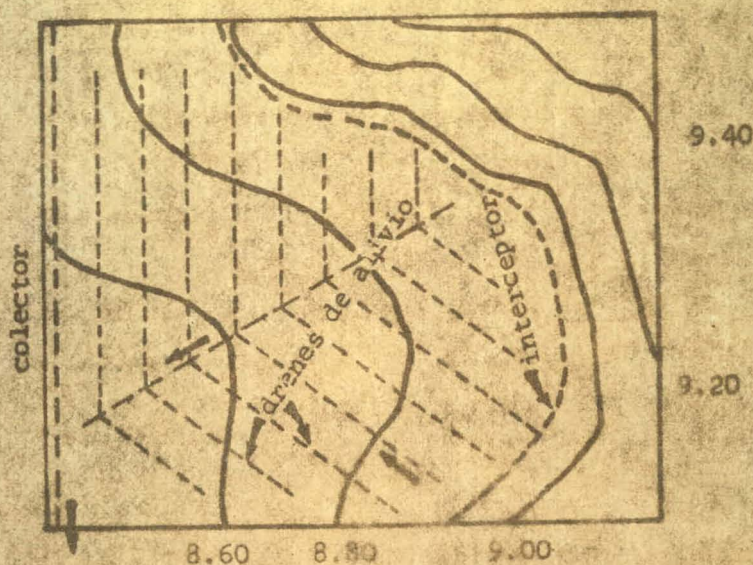


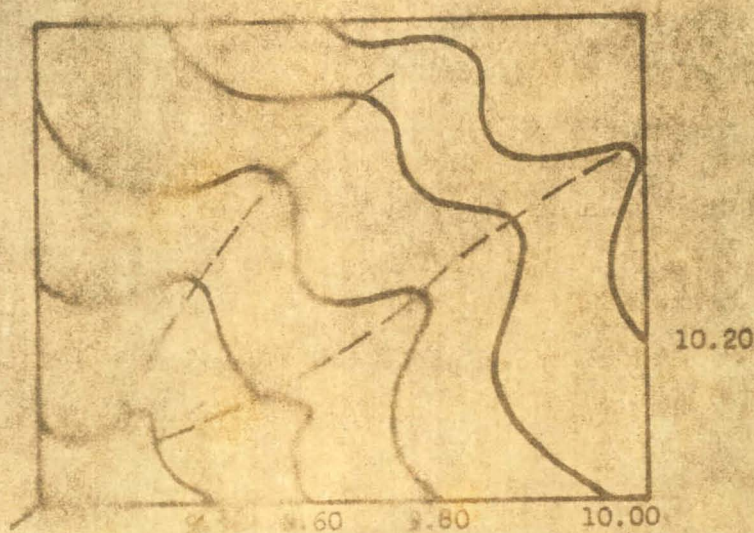
Figura 11.3.

Figura 11.4.



drenes paralelos destinados a crear gradientes y proveer salida a los excedentes de agua. La distancia a que se instalarán los drenes tal como resulta de las ecuaciones consideradas en el capítulo 9, depende del coeficiente de drenaje, conductividad hidráulica, espesor de los estratos transmisivos de agua y profundidad del dren. En general, de acuerdo a los factores ^(R) _K mencionados, el espaciamiento entre los drenes resulta de 50 m. a 200 m.

Figura 11.5.



La instalación de drenes "de alivio" a veces combina con la intercepción del flujo de aguas forradas: así se eliminan el excedente que resulta en la propia área y ~~de~~ desvía los aportes de áreas adyacentes, fig. 11.4. Se distinguen tres tipos de drenes de alivio: 1) natural; 2) "espinazo de pez"; 3) parrilla.

El tipo natural consiste en tomar ventaja de la topografía, ubicando los drenes en depresiones, fig. 11.5 que permiten el aprovechamiento de los gradientes naturalmente disponibles.

El tipo llamado de "espinazo de pez", se instala en terrenos muy llanos, de manera de aprovechar al máximo la poca pendiente disponible para la circulación del agua en los drenes; o sea el colector normal y los drenes también normales a las curvas de nivel, fig. 11.6. Presenta algunas desventajas, tal como es la variable longitud de los drenes que muestra la figura.

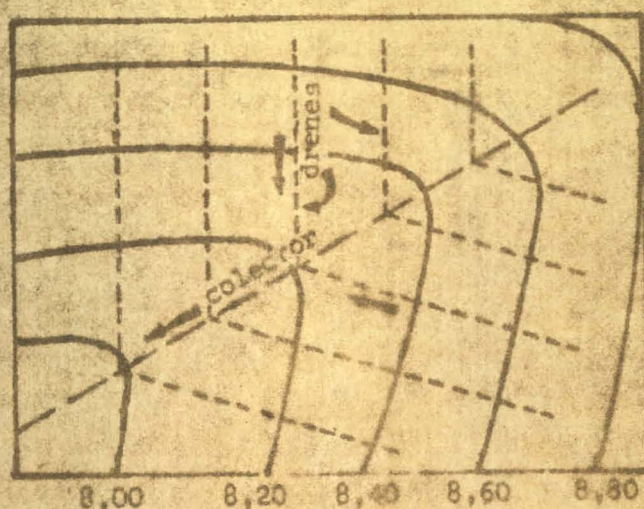
En el tipo parrilla en cambio, el sistema de drenes y colectores se dispone en cuadrado o rectángulo, aprovechando la pendiente, aunque no al máximo, fig. 11.7. Presenta la ventaja de la regularidad en la disposición y longitud de los drenes. Es éste generalmente el sistema más empleado para sistemas de drenaje a nivel de predio.

Drenes abiertos y drenes cerrados

Hemos anteriormente clasificado los drenes por su función. Existen sin embargo variantes desde el punto de vista constructivo, que surgen bien claramente de las figuras presentadas en este Manual. Un dren hidráulicamente se comporta de la misma manera, según que se trate de una zanja abierta, un tubo conductor de agua, o un material altamente permeable; de allí su clasificación en : 1) drenes abiertos; 2) drenes cerrados.

Un dren abierto es un canal, de por lo menos 2.00 a 2.50 m de profundidad. De acuerdo a esta profundidad y a las exigencias de estabilidad de

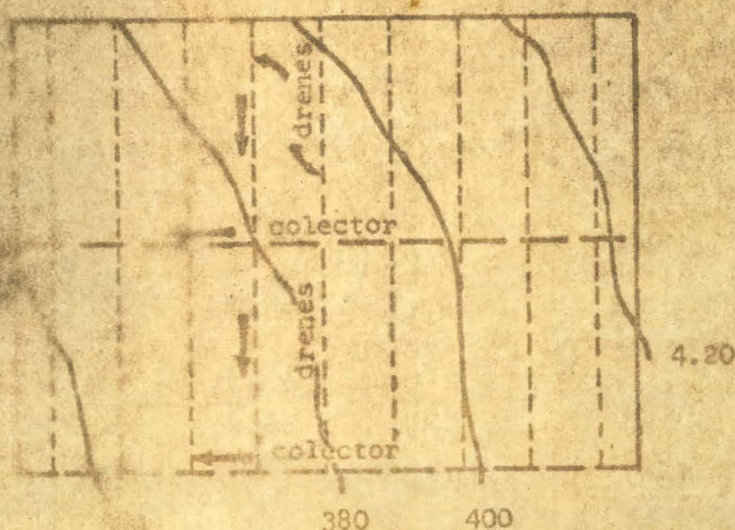
Figura 11.6.



los taludes, su sección transversal es muy grande para un canal que funciona con un mínimo tirante de agua; en consecuencia su sección hidráulica queda sub-utilizada.) El desperdicio de tierra cultivable es asimismo evidente y las obras de arte: puentes y alcantarillas, son numerosas y costosas por las características de la sección.³ Los costos de conservación también son elevados y su limpieza requiere a veces maquinaria especial. La vegetación de los taludes, constituye un foco permanente de refugio de ratas y de diseminación de malezas.

Los drenes cerrados, resuelven los problemas enumerados para los drenes

Figura 11.7.



Los drenes cerrados, resuelven los problemas enumerados para los drenes abiertos. Sin embargo, sus costos de instalación son altos, tanto que resultan prohibitivos en muchos proyectos, si se tiene en cuenta el elevado costo de los materiales: tubos, filtro, estructura, etc. Sin embargo, un sistema de drenaje entubado puede diseñarse de acuerdo a los recursos que la técnica ofrece; y si se cuidan algunos detalles de construcción, su duración resulta prácticamente ilimitada con un mínimo costo de mantenimiento.

3. DRENAJE POR BOMBEO

El bombeo de agua de estratos acuíferos próximos a la superficie o profundos, representa una posibilidad para resolver problemas que no pueden ser resueltos económicamente por drenes laterales, y que consiste en crear gradientes mediante la elevación mecánica de agua del subsuelo. En algunos casos puede bombearse agua de la freática y en otros de acuíferos confinados.

El bombeo de agua de un estrato confinado, crea gradientes verticales, fig. 10.3, que produce el movimiento del agua hacia el acuífero. Por otra parte, si un determinado número de pozos en una zona, extrae más agua del acuífero que el que ingresa al mismo, se origina un desequilibrio en el balance hídrico y el consiguiente abatimiento de los niveles en toda el área.

* Este método de drenaje es aplicable donde las características hidrogeológicas son tales, que pueda bombearse un caudal de significación para reforzar el suministro de agua, digamos de por lo menos $100 \text{ m}^3/\text{hora}$ y la acuífera se encuentra a no más de 50 m. de la superficie. En tal caso, el método es satisfactorio y económico y puede en determinadas condiciones competir ventajosamente con los otros procedimientos. Otra condición es que no se presente un estrato absolutamente impermeable, entre el suelo superficial y la acuífera.

** En suelos pesados, constituye a veces el bombeo la única forma de drenaje en condiciones económicas. Una baja conductividad hidráulica puede ser suficiente con los gradientes verticales y áreas de influencia de cada pozo, para bombear un caudal considerable de la acuífera y provocar un flujo vertical

con gran pérdida.

hacia la misma proveniente de los estratos superiores. De esta manera se abate el nivel freático, a profundidades mayores de las que puede lograrse con los otros métodos.

xx Cuando el problema se debe a la existencia de presión artesiana, el drenaje por medio de los procedimientos convencionales es generalmente antieconómico, por el reducido espaciamiento que resulta entre los drenes. En tal caso, la única forma de abatir los niveles, consiste en la instalación de "pozos de alivio", cuando existe suficiente presión para ello o mediante la instalación de equipos de bombeo para alcanzar dicho fin.

Un muy bien conocido problema de drenaje debido a la presión artesiana es el del Cache Valley en Utah. En tal caso suelos de fina textura, de baja permeabilidad, forman una barrera de alta resistencia al movimiento vertical ascendente del agua, que circula por estratos acuíferos de grava gruesa comenzando entre 10 m. y 20 m. de profundidad.

Ventajas del drenaje por bombeo

Se discuten a continuación, según Christiansen et al. (1968) algunas ventajas del drenaje por bombeo, comparativamente a un sistema de drenes laterales, con elevada proporción de colectores de cielo abierto:

1) Asegura un sistema más efectivo de drenaje que por los otros medios, ya que el nivel freático se puede mantener a una profundidad entre 3 m. y 4 m.

2) Reduce el desperdicio de tierra por concepto de construcción de drenes y el mantenimiento de las servidumbres de paso.

3) Reduce el costo y los inconvenientes que se derivan de la instalación de pozos de agua sobre los colectores.

4) Reduce los costos de mantenimiento que se requiere para que un productor agrícola pueda aprovecharlos.

5) Donde el agua es un factor limitante y el recurso hídrico del sub-suelo es de buena calidad, resulta una fuente adicional de recursos para riego.

Ejemplos de éxitos logrados por medio de drenaje por bombeo, parecen abundar según las referencias bibliográficas. Paraelsen y Hansen (1962), comentan el caso de Salt River Valley, en Arizona, donde ante la amenaza de elevación de niveles freáticos, como consecuencia de la habilitación de la presa de Roosevelt, se incorporaron pozos de bombeo de agua subterránea. En 1960 el número de pozos en operación era de 250 y bombeaban a proximadamente la mitad de los recursos hídricos usados para riego, con la consiguiente solución de los problemas de drenaje.

Otro caso, comentado por Christiansen (1966), se refiere al distrito de riego Turlok, en California, donde la red de drenajes abiertos, fué resultando paulatinamente innecesaria, al desarrollar el agua subterránea a fin de aumentar los recursos hídricos para riego. En la actualidad, 200 bombas extraen una tercera parte del agua que se usa para riego, ofreciendo un excelente ejemplo de integral utilización de los recursos para la solución de los problemas de riego y drenaje a la vez.

En términos generales y de la experiencia recogida hasta el presente, los problemas de drenaje no existen cuando se riega con agua de bombeo; y se alivian substancialmente cuando se extrae del sub-suelo una parte de los recursos hídricos usados para riego. Dado que, en tal caso, se bombea parte del agua perdida por percolación, finalmente lo que resulta es una mayor eficiencia en el uso del recurso hídrico en general.

Queda sin embargo un interrogante, que es el balance salino. A medida que el agua "se recircula" a través del suelo y baja el volumen de agua almacenada en el subsuelo, aumenta su concentración salina. Esta es la tendencia que se observa en el área intensamente bombeada del Sur de California; donde la recarga de acuíferos con aguas superficiales, foráneas, es una inminente etapa a cumplir.

Procedimientos

4. RED DE DRENAJE DE UN PROYECTO

La red de drenaje del distrito o del sistema de riego, corresponde a obras provistas generalmente por el proyecto, para asegurar la evacuación de los excesos de agua. Se diferencia de la red de riego en que recorre las partes más bajas del campo; además porque su caudal y magnitud de obra, va en aumento por unión de los colectores de áreas parciales, a medida que avanza hacia las partes más bajas del campo.

Una red de drenaje comienza por colectores generalmente terciarios - que constituyen algún límite de los predios; estos vuelcan sus aguas a colectores secundarios y finalmente los secundarios desagüan a un colector principal que saca las aguas fuera del valle.

En lo posible, en el trazado de la red de colectores de distrito, se aprovechan ventajas topográficas, utilizando cauces naturales que pueden ser rectificadas y/o profundizadas y ubicando los colectores artificiales en las depresiones. Sin que ello sea una regla, lo común es utilizar los cauces que constituyen el sistema natural de drenaje del área para la instalación del colector principal y de algunos secundarios. Los terciarios, dado la relación que su trazado debe guardar con la subdivisión y límites de las propiedades y con la red vial y de riego, por lo común son canales artificiales. Según el grado de subdivisión de la propiedad predominante, los colectores terciarios resultan a distancias entre 1/2 Km. y 2 Km.

De acuerdo a lo expuesto, la red general del distrito está constituida por cauces naturales y canales abiertos. Dado el considerable espaciamiento entre uno y otro el deterioro de la tierra de cultivo se torna despreciable y la conservación es atendida con el equipo disponible para operación y mantenimiento del proyecto de riego. Además, la red cumple generalmente otras funciones, si se tiene en cuenta su excesiva capacidad; esto permite su empleo como desagüe superficial de los sobrantes y desperdicios de riego y para evacuar los excedentes de lluvias y de las aguas de crecidas que seieran para el proyecto.

Para garantizar el funcionamiento de un sistema general de drenaje, cuando se instalan drenes en el suelo a una profundidad de 2 m., se necesita una profundidad mayor de 5 m. en los colectores terciarios. Luego, las pendientes necesarias para mantener el normal escurrimiento en la red, hace que se requiera contar con una depresión natural, río o arroyo, de características adecuadas para asegurar la salida del agua, sin afectar la eficiencia del sistema de drenaje. Ello en ocasiones no es posible por gravitación y debe recurrirse a la elevación mecánica.

CAPITULO 12

ALGUNOS ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

De lo expuesto en el capítulo anterior, aparece claramente la gran división que interesa desde el punto de vista constructivo: 1) drenes abiertos; 2) drenes cerrados; 3) drenes por bombeo.

1. DRENES ABIERTOS

Los drenes abiertos son zanjias o canales profundos de sección trapezoidal. El caudal, Q , que conducen, resulta de :

$$Q = A \cdot V \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (12.1)$$

La velocidad, V , en un canal según la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (12.2)$$

Donde:

n es el coeficiente de aspereza

R es el radio hidráulico (sección sobre perímetro mojado)

S es la pendiente

La sección A , en canales de forma trapezoidal, fig. 12.1, resulta:

$$A = \frac{b + \frac{1}{2} m h^2}{2} \quad \text{--- -- -- -- --} \quad (12.3)$$

Velocidad del agua

Tal como enseña la hidráulica, para canales en general, la velocidad tiene que ser tal que no produzca erosión ni embanque. Con tal criterio, las velocidades permitidas, según la textura del suelo son las siguientes:

<u>Suelo</u>	<u>Velocidad, V</u> m/s
arcilloso	1,20
frío y arenoso	0,75
arenoso	0,45

En las áreas con problemas de drenaje, la pendiente es siempre escasa, por lo tanto el problema no es la máxima velocidad no erosiva, sino la mínima velocidad que no origine estancamiento. Quiere decir que la pendiente muy baja es el factor crítico en el diseño, aunque en general se recomienda que ésta no sea menor de $S = 4\%$. A los fines de diseño debe partirse de que, dado las deficientes condiciones de conservación que caracterizan a los drenes abiertos, el valor de "n" de Manning, debe ser alto: entre $n = 0.030$ y $n = 0.040$.

Sección

La sección trapecial es sin duda la más adecuada en el caso de drenes excavados en tierra. El talud debe tener una inclinación de $1\frac{1}{2} : 1$ en suelos de características medias, pudiendo emplearse $1 : 1$ en suelos más bien pesados y $2 : 1$, y hasta $3 : 1$ en suelos sueltos. En todos los casos, la pendiente del talud deberá ser mayor que el ángulo de reposo del material saturado.

Dado que es necesario prever el espacio para depósito del material extraído en las limpiezas anuales del canal, para operar las máquinas de conservación y para mantener los derechos de vía sobre la margen, se requiere entonces considerar una franja de un ancho mucho mayor. La fig 12.2, incluye una sección típica. Algunos diseños comprenden también el lugar para la berma entre el talud y el terraplén, lo que tiene ventajas para asegurar la estabilidad de los taludes en suelos poco estables.

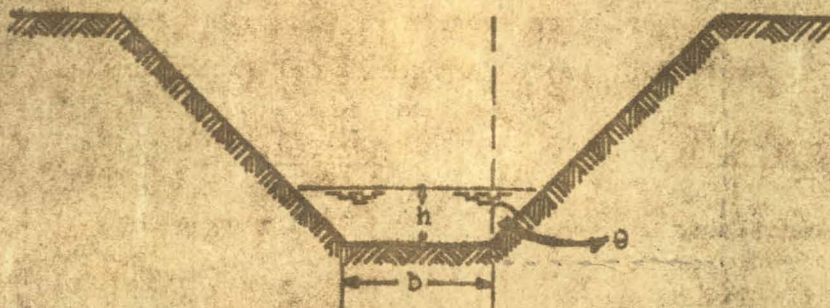


Figura 12.1.

Contrucción y mantenimiento

La construcción de drenes y colectores abiertos, se realiza por medio de máquinas excavadoras de gran volumen de operación de las cuales la industria provee varios modelos. Posiblemente el tipo más común es el "drag line" que consiste en una excavadora que consta de una larga pluma con balde de arrastre.

Dado el peso de la máquina y las condiciones de suelo en las cuales debe trabajar, están montadas sobre orugas. Comienza a operar desde el

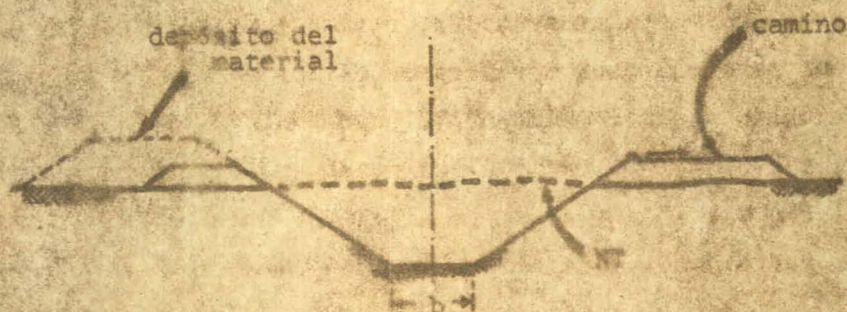


Figura 12.2.

extremo inferior del dren que se construya y va avanzando hacia arriba desplazándose por el eje desde el extremo del dren. En tierras pantanosas, se requiere formar una plataforma de "esteras" de madera, que la misma máquina va desplegando a medida que avanza, formando siempre su base de sustentación.

El problema principal de los drenes abiertos es su conservación. La sección se va parcialmente colmatando con la vegetación, el material en suspensión se deposita, los bordes se erosionan por efecto de lluvia y se convierten en refugio de animales. De esta manera, la profundidad se reduce parcialmente y el drenaje deja de funcionar como dren o como colector. Sin embargo, el principal problema radica en el general descuido con respecto a la conservación por parte de los usuarios y administradores del sistema en su conjunto.

Los medios disponibles para construir canales de drenaje se clasifican en: 1) mecánicos; 2) químicos. Entre los métodos mecánicos, en primer término las excavadoras del tipo catino para la construcción. Además, el uso de una cadena pesada a través del cauce, tirada por dos tractores, cada uno operando desde una margen del canal. Finalmente cabe mencionar el empleo de lanzallamas para destruir las malezas. Los métodos químicos, por medio de los herbicidas, han resultado efectivos para algunas malezas acuáticas.

2. DRENES CERRADOS

Los drenes cerrados están compuestos de diversos materiales que pueden actuar como drenantes: grava, residuos de vegetación, etc., aunque lo más común para una obra duradera es el empleo de drenes entubados. Un dren entubado está formado por la yuxtaposición de secciones de tubo de 0.30 m. a 1.00 m. de longitud, colocados en el fondo de zanjas abiertas con tal fin y rellenas la parte alrededor del tubo con material filtrante y el resto con tierra.

Los tubos comúnmente empleados son los de arcilla y los de concreto. Ambos tienen ventajas e inconvenientes y sólo un análisis cuidadoso, técnico-económico, podrá definir cuál es el más recomendable para determinadas condiciones. Los tubos de concreto presentan inconvenientes relacionados con la calidad del cemento, ya que algunos tipos son atacados por ácidos y sulfatos.

Velocidad del agua

La velocidad del agua en un dren, tiene que ser la necesaria para -- que no erosione el suelo a través de la junta, ni tampoco producir sedimentación en la línea, ya que esto constituye un difícil problema de conservación. En general, la velocidad debe estar entre 0.30 m/s a 0.45 m/s, para lo cual se requiere una pendiente de aproximadamente 1,5% en drenes de 4" de diámetro.

Sección

Si se dimensionan las tuberías, la sección de los drenes resulta muy reducida y en muchos casos inferior a los 5 cm. de diámetro. La experiencia nortamericana ha señalado que, en las condiciones en que se desenvuelve el drenaje en zonas irrigadas del oeste, es más conveniente el empleo de tubos de mayor diámetro, de no menos de 4", para la instalación de drenes.

Penetración de agua a los drenes

El agua entra al dren a través de las juntas que se dejan sin tomar al yuxtaponer los tubos. En suelos estables, pueden separarse incluso algu-

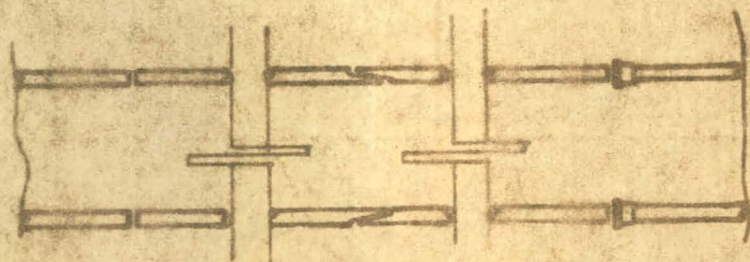


Figura 12.3.

nos milímetros sin peligro de entrada de material. En suelos inestables, en cambio, se colocan los filtros próximos a las juntas. En la fig. 12.3, se muestra al respecto tres tipos de juntas, y cómo se emplean en la construcción de tubos de drenaje.

Filtro

El tubo de drenaje rodeado de un material filtrante, que impide la entrada de sedimento de arena al dren. Esto no es común en las zonas húmedas con suelos bien saturados, pero es necesario en el caso de los suelos inestables de las zonas áridas. Dicho filtro está formado por arena bien graduada y gruesa.

A igual que en el caso de los pozos para la provisión de agua el filtro se diseña en base a los resultados del análisis granulométrico del material.

que constituye el suelo y el filtro. La fig. 12.4 incluye la representación gráfica del análisis del filtro y del material base, cuyos diámetros según los criterios establecidos por el Bureau of Reclamation deben estar relacionados de la siguiente forma:

$$\text{Material uniforme : } \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ base}} = 5 \text{ a } 10$$

$$\text{Material graduado : } \frac{D_{50} \text{ filtro}}{D_{50} \text{ base}} = 2 \text{ a } 58$$

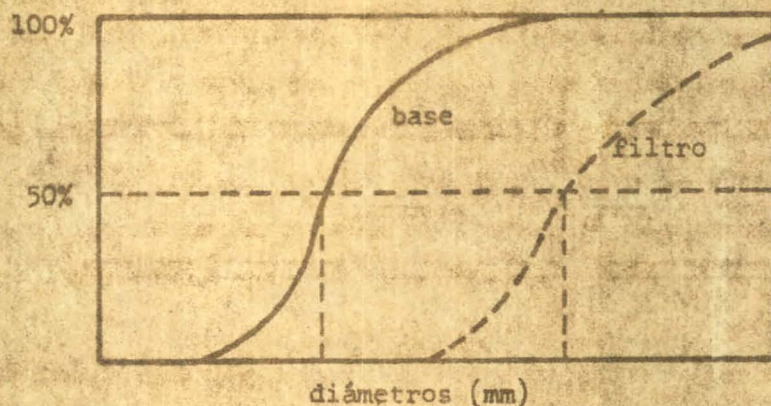


Figura 12.4

Construcción y mantenimiento

Sin duda los costos de construcción de los drenes entubados constituye la principal limitación para el empleo de este método. En algún caso, es el costo de los tubos el límite, pero en otros el resultado conjunto del costo de la tubería, del material filtrante y de la mano de obra para su instalación.

La colocación de drenes ha sido mecanizada con resultados satisfactorios en Estados Unidos y en Europa. Una máquina del tipo esquematizado en la fig. 12.5, abre la zanja, derrama grava en el fondo, instala el tubo, cubre el tubo con papel alquitranado y completa la colocación de la grava; to

do ello en una sola operación. Luego, mediante un pase de niveladora se concluye de rellenar la zanja con tierra.

Si un sistema de drenaje entubado está bien diseñado y construido, su mantenimiento es mínimo y tiene una larga duración, lo que representa una gran ventaja sobre los drenes abiertos. Algunos problemas de conservación se presentan sin embargo, por la entrada de raíces al dren, sedimentación del material en suspensión y formación de depósitos o precipitados químicos, de hierro y de manganeso.

ESTRUCTURAS DE DRENAJE

Un sistema de drenaje incluye determinadas estructuras, además de los drenes y colectores propiamente dicho y que tienen gran importancia desde el punto de vista de la operación y mantenimiento del mismo. Varían según se trate de drenes abiertos o cerrados. Sin embargo, siguiendo la dispo-

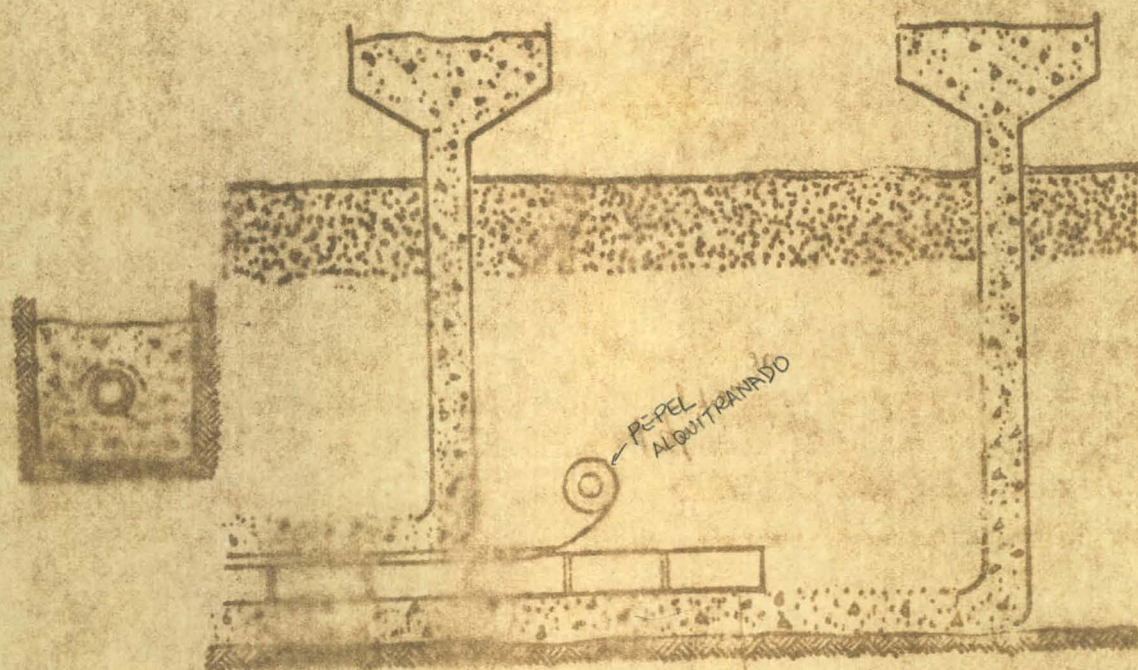


Figure 12.5.

sición más común en redes prediales. Los referidos a sistemas entubados que desagúan en colectores abiertos.

La salida de una línea de tubos, en un dren abierto, debe protegerse del efecto erosivo del agua, mediante la instalación de un tubo de mayor longitud amarrado mediante un collar de concreto. Además, es importante que el nivel de la salida se encuentre unos 25 cm. por sobre el pelo de agua en el colector. De todos modos, para evitar la entrada de agua al dren durante eventuales ascensos del nivel en el colector, conviene instalar una compuerta de salida, en un plano inclinado, que se abre cuan

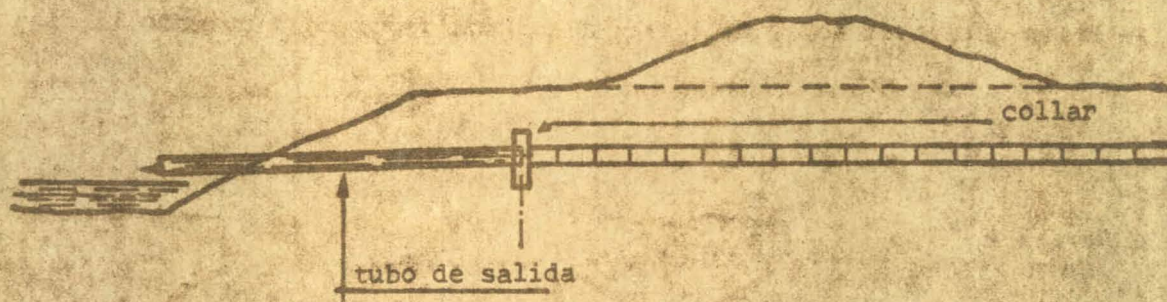


Figura 12.6.

do sale agua por el dren y el nivel en el colector está por debajo de la misma y se cierra en caso contrario. En otros casos, no se requiere instalar la compuerta, aunque igualmente debe protegerse la salida con una rejilla para evitar la entrada de animales al dren. La fig.12.6, tomada del manual del Soil Conservation Service (1960) incluye algunos detalles de instalación de estructuras de salida.

En los casos en que no se dispone de un colector suficientemente profundo, o cuando el colector no tiene a su vez una posible salida por gravitación de acuerdo con las condiciones topográficas existentes, es necesario instalar plantas de elevación mecánica de agua. Se trata de una cá

mara de concreto, en la que se instala el grupo motobomba. El equipo varía sustancialmente según se disponga o no de energía eléctrica. Una electrobomba se presta para instalar un mecanismo automático, que acciona el equipo cada vez que en la cámara se alcance un nivel predeterminado, fig. 12.7, y deja de actuar cuando el nivel vuelve al mínimo fijado. Cuando se emplea un motor a combustión interna en cambio, no se puede usar el mismo sistema automático, pero puede recurrirse a la construcción de un depósito de volumen mayor, que pueda desagüarse poniendo el equipo en marcha una o dos veces en 24 horas.

La unión de tubos de drenaje a diferente nivel, se realiza a través de una cámara de observación de un diámetro tal, que permita el fácil acceso para la inspección. Se construye comúnmente de concreto, fig. 12.8, y sobresalen unos 20 a 50 cm. por sobre el nivel del terreno. En las áreas cultivadas, para no entorpecer las labores mecanizadas, pueden incluso estar el

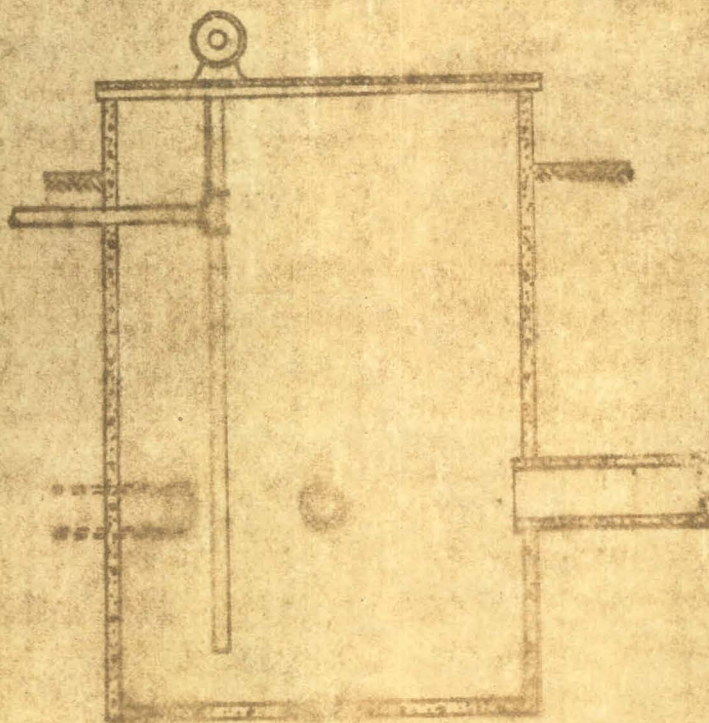
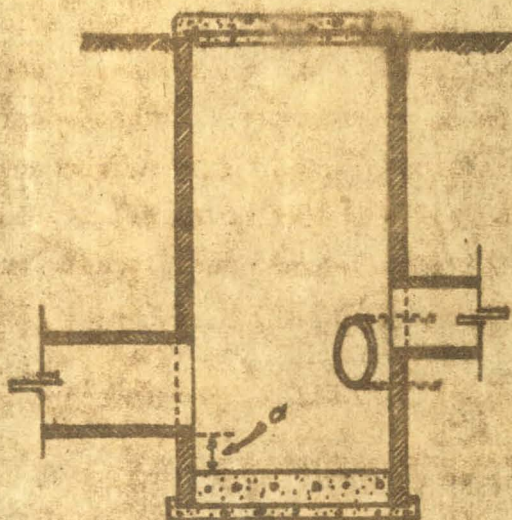


fig. 12.7.

extremo superior por debajo del nivel del terreno. Dichas cámaras se instalan también en las líneas de drenes, cuando éstos son de gran longitud, para facilitar la inspección y conservación de los mismos. En terrenos arenosos, debe preverse la entrada de arena al dren y en tal caso dichas cámaras se diseñan para actuar como "trampas de arena".

Figura 12.8.



Aún cuando los drenes no se diseñan para funcionar a presión, conviene instalar aliviaderos de presión en los puntos críticos, como son en los que se produce una disminución brusca de la pendiente de los drenes. En general con una diferencia en la pendiente de $1/2$ a 1% conviene colocar tubos de alivio de presión.

Los drenes no se instalan para eliminar agua superficial aunque debe preverse su eventual entrada, en depresiones donde no existen otras posibilidades por gravitación. El ingreso de agua superficial al dren puede lograrse por medio de un tubo vertical con rejilla, o por medio de una entrada ciega. La entrada ciega está compuesta por un tramo de material filtrante que comienza con el más grueso (piedra, grava, trozos de ladrillo) sobre el dren; luego material graduado de grueso a fino, y el resto unos 30 cm. a 40 cm. de suelo poroso.

1. DRENAJE POR BOMBEO

Para el caso del drenaje por bombeo, se construyen pozos excavados o perforados, según la magnitud de la obra, costos, disponibilidad de equipo de mano de obra.

Pozos freáticos pueden ser excavados a mano hasta profundidades considerables; y así se completan con un buen sistema de revestimiento: metálico, de madera, de mampostería o de concreto, resultan obras de gran duración y eficiencia. Los pozos artesianos, para explotar acuíferas profundas, localizados a más de 50 m., se construyen generalmente con equipos mecánicos de perforación.

Métodos de perforación

Se emplean generalmente dos procedimientos: 1) percusión; 2) rotación.

En el método a percusión la perforación resulta por el efecto de un barreno, unido al extremo de una barra, que efectuando movimientos alternativos ascendentes y descendentes, golpea la formación desintegrando el material. Otra herramienta, la cuchara, se usa alternativamente con el barreno, para extraer el material del fondo del pozo.

El método a percusión permite reconocer las características de los estratos atravesados y elaborar una buena descripción del perfil del pozo. Presenta algunas limitaciones cuando se perfora en estratos no consolidados o arena suelta, por el peligro de desmoronamiento del pozo.

En el método por rotación, el barreno gira desintegrando el material. Para extraer el material se agrega agua a presión o una suspensión de bentonita, que terraza al cuerpo del barreno. Un flujo de lodo se origina desde el fondo de la perforación a la superficie, que garantiza la limpieza del pozo a medida que la construcción avanza.

Este procedimiento permite construir pozos de mayor diámetro que el caso anterior en material no consolidado, con gran rapidez y eficacia. Al

gún cuidado debe tenerse para evitar el "sellado" de las acuíferas con la suspensión de bentonita.

Terminación del pozo

Consiste en primer término en el entubado o "encamisado" del pozo, para asegurar su permanencia, especialmente en materiales no consolidados. Dicho tubo lleva lógicamente un orificio para permitir la entrada de agua al pozo.

El filtro puede ser el resultado, simplemente de la perforación de un tramo de camisa del pozo, o de la instalación de un filtro espiral, de los que la industria provee para tal fin. La misión del filtro es evitar la entrada de excesiva cantidad de arena fina, que podría resultar en el hundimiento del pozo.

En determinados materiales, resulta imprescindible además del filtro, la instalación de una empaquetadura de grava; lo que consiste en colocar un espesor de 5 a 10 cm. de grava, en una corona circular alrededor del filtro. Esto protege el pozo de la excesiva entrada de arena fina, cuando ésta abunda en el estrato.

Desarrollo del pozo

El desarrollo del pozo, tiene como objetivo aumentar la producción del mismo, removiendo el material de arena fina, limo y arcilla del volumen del suelo alrededor del filtro, lo que resulta en un aumento de la permeabilidad. Se emplean varios procedimientos para esta operación. Uno de ellos consiste en el bombeo a régimen creciente, hasta lograr un buen caudal de agua limpia. Otro método se basa en provocar "un oleaje" frente al filtro, mediante un "pistoneo" capaz de forzar la entrada y salida de agua para y de la acuífera.

LITERATURA CITADA

- BISHOP, A.A. 1962. The relation of intake rate to length of run in surface irrigation transactions, American Society of Civil Engineers, 127 (3): 282 - 293.
- BOLEY, H.F. and W.D. CRIDDLE, 1950. Determining water requirements in irrigated areas from climatological and irrigation data. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Paper 96. Washington, D.C.
- BRADY, H.O. and N.C. BRADY, 1960. The nature and properties of soils. Chapter 3: 39 - 68. The Mac Millan Company, New York.
- CHRISTIANSEN, J. 1943. Ground water studies in relation to drainage. Agricultural Engineering 24: 339 - 342.
- CHRISTIANSEN, J. 1956. Riego y Drenaje. Capítulo IX. Drenaje de tierras irrigadas pp: 483 - 500. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Buenos Aires Argentina.
- CHRISTIANSEN, J. 1956. Salinidad. Material de Enseñanza documento n° 16, CIDIAT, Mérida, Venezuela.
- CHRISTIANSEN, J. 1957. Análisis de diferentes tipos de flujos con respecto a diferentes métodos de drenaje. Material de Enseñanza, documento n° 26, CIDIAT, Mérida, Venezuela.
- CHRISTIANSEN, J. 1958. Some principles of irrigation drainage and salinity with special reference to Venezuelan conditions. CIDIAT, Mérida, Venezuela.
- CHRISTIANSEN, J.; J. L. LAMINANK AND C.J. GRASSI. 1968. The Choele Choele Irrigation project. Observations and recommendations with regard to drainage and salinity problems. CIDIAT, Mérida, Venezuela.
- FRANK, W.W.; C.E. HANSHAW and H. PIERCE. 1954. Drainage investigation in Imperial Valley Calif. 1941 - 52. TP-120. U.S. Soil Conservation Service.
- FRANK, W.W. 1957. Drainage of Agricultural Lands. Chapter IV - II. Field Investigation. 446 - 459. American Society of Agronomy.
- FRANK, L.D. 1954. Spacing formula, Agricultural Engineering 35: 726 - 730.
- GRASSI, C.J. 1964. Determination of evapotranspiration from climate formulas. Master of Science Thesis. Texas State University Library.
- GRASSI, C.J. 1967. Estimación de los usos consultivos de agua y requerimientos de riego. Métodos de estimación y diseño de proyectos. Material de Enseñanza. CIDIAT, Mérida, Venezuela.

ISRAELSEN, O.W. and V.E. HANSEN, 1962. Irrigation principles and practices, John Wiley and Sons, Inc.

KELLER J. and A.W. MAC CULLOCH, 1962. Ames Irrigation Handbook, Second edition, Section II : SMF - 3. W.R. Ames Company, Milpitas, California.

KESSLER, J. 1966. Reconocimiento de las condiciones del agua subterránea Primer curso nacional de drenaje de tierras agrícolas. Universidad agraria, Lima, Peru.

KIRKHAM, D. 1946. Proposed method for field measurement of permeability of soil below the water table. Soil Science Society American Proceedings. 10: 58 - 68.

LYNSLEY, R.K.; M.A. KOHLER and J.L.H. PAULHUS. 1958. Hydrology for engineers. Chapter 3. pp : 23 - 51. Mc Graw Hill Book Company, inc.

LUTHIN J.N. 1957. Drainage of agricultural lands, Chapter IV, 5: measurements of hydraulic conductivity in situ - general description of method and theory, pp: 420 - 445.

LUTHIN, J.N. 1965. Drainage engineering, John Wiley & Sons, Inc.

LUTHIN, J.N. 1957. Drainage of agricultural lands, Chapter II, IV: the theory of drainage by pumping from wells, pp: 181 - 215

LUTHIN, J.N. 1957. Drainage of agricultural lands. Chapter IV, 4: measurements of permeability in the laboratory, pp: 414 - 419.

MACDONALD, D.W. and H.B. PETERSON. 1954. Irrigated soils, Second Edition. New York The Blakiston Company, Inc. Toronto.

MACDONALD, D.W. and J.S. MARTIN. 1957. Instructions and tables for computing potential evapotranspiration and the water balance. Drexel Institute of Technology, 10 (1) New Jersey.

MACDONALD, D.W. 1950. Physical properties of soils as modified by crops - and management. Soil Science Society, American Proceedings, 14 : 361

U.S. DEPARTMENT OF RECLAMATION. 1964. Land drainage techniques and standards. Reclamation Administration. Series 520

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE. 1961. Handbook n° 18. Soil survey manual.

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE. 1968. Soil characteristics significant in evaluating permeability. Conservation Service.

U.S. SALINITY LABORATORY STAFF. 1954. Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. Handbook. U.S. G.A.

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE. 1959. Surface drainage of irrigated land in arid and semiarid areas. National Engineering Handbook Chapter 3, Section 16. S.C.S.

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE. 1961 Principles of drainage. Chapter 1 Section 16, S.C.S.

BEERS, W.F.J. 1963. The auger hole method, Bulletin 1. International institute for land reclamation and improvement, Wageningen, The Neetherlands.

BEERS, W.F.J. 1965. Some nomographs for the calculation of drain spacings. Bulletin 8. International institute for land reclamation and improvement, Wageningen, The Neetherlands.

SCHMIDTGAARDE. 1957. Drainage of agricultural lands, Chapter II. I : approximate solutions to drainage flow problems. American Society of Agronomy.

SA, S. 1964. Relación agua-suelo-planta. Primer curso nacional de drenaje de tierras agrícolas. Universidad Agraria, Lima, Perú.

