



CNR
COMISION NACIONAL DE RIEGO



MINISTERIO DE AGRICULTURA
COMISION NACIONAL DE RIEGO
CHILE

Manual de Estándares Técnicos y Económicos para Obras de Drenaje

Luis G. Salgado S.
Ing. Agr. Dr.

Mayo de 2000

Comisión Nacional de Riego.
Teatinos 50, Pisos 4 y 5.
Hecho el Depósito Legal Respectivo.
Impreso en Chile por Impresora La Discusión S.A.
18 de Septiembre 721 Chillán – Chile.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar los más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron al feliz término de este Manual.

En primer lugar, agradecer a la Comisión Nacional de Riego, en la persona de su Secretario Ejecutivo de la época Sr. Ernesto Schulbach Bórquez y sus colaboradores.

Por innumerables horas invertidas tanto en la revisión técnica como en la revisión del formato final, a la Sra. Julia Toro y al Sr. Gregorio Olavarría.

Un agradecimiento muy especial a la Sra. Alejandra Fajardo, secretaria del Departamento de Riego y Drenaje de la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad de Concepción a quien le correspondió tipear una y otra vez el documento original hasta llegar a la versión definitiva. Asimismo expreso mis agradecimientos al Sr. Juan Cañumir, académico de la misma facultad, quien realizó la versión original de la mayoría de los gráficos que aquí se incluyen, y al Sr. Williams Contreras quien fue el encargado de la diagramación final, previo a su envío a imprenta.

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO	PAGINA
I.- MARCO TEORICO	01
1.1. Definiciones.....	01
1.2. Origen del problema	02
1.2.1. Recarga.....	02
1.2.2. Suelos y topografía.....	04
1.3. Caracterización de los suelos con problemas de drenaje.....	05
1.3.1. Clases de drenaje	05
1.3.2 Caracterización de la humedad del suelo	08
1.4. Distribución de los suelos con drenaje restringido en Chile	09
1.5. Casos típicos de suelos con problemas de drenaje en Chile.....	10
1.5.1. Problema causado por arcillas densas del tipo expandible (Valle del río Lluta), I Región	11
1.5.2. Problema causado por la presencia de un horizonte petrocálcico (Llano del río Maipo), Región Metropolitana	13
1.5.3. Problema causado por la presencia de un duripán (Pudahuel), Región Metropolitana	14
1.5.4. Problema causado por arenas con restricciones de drenaje (Cruce camino Lo Prado a Curacaví, Valle de Curacaví), Región Metropolitana.....	14
1.5.5. Problema causado por arcillas densas, duripanes y areniscas cementadas (Puyaral, entre esteros Patagua y Changaral, Provincia de Ñuble), VIII Región.	15
1.5.6. Problema causado por arcillas de características vérticas sobre tobas volcánicas (Santa Josefina, entre estero Las Mercedes y río Changaral), VIII Región.	16
1.5.7. Problema causado por niveles freáticos regionales sobre depósitos arenosos (Abanico aluvial del río Laja), VIII Región.....	17
1.5.8. Problema causado por arcillas densas sobre tobas o depósitos fluvio-glaciales muy lentamente permeables (Terrazas aluviales bajas en la confluencia de los ríos Cato y Niblinto), VIII Región.....	19

1.5.9. Problema causado por la presencia de un pan férrico (Frutillar), X Región.....	20
1.5.10. Problema causado por saturación permanente (Mallines), XI Región	20
1.6. Citas Bibliográficas.....	21
II.- EL DRENAJE Y SU RELACION CON LOS CULTIVOS	22
2.1. Introducción	22
2.2. Consecuencias del mal drenaje.....	24
2.2.1. Efecto sobre las propiedades físicas del suelo.....	24
2.2.2. Efecto sobre las propiedades químicas del suelo.....	29
2.2.3. Efectos sobre la producción.....	31
2.3. Citas Bibliográficas.....	36
III.- INVESTIGACION CON FINES DE DRENAJE	37
3.1. Introducción	37
3.2. Nivel de los estudios.....	39
3.2.1. Reconocimiento o preliminar	39
3.2.2. Anteproyecto definitivo de las obras.....	42
3.3. Estudios específicos.....	42
3.3.1. Topográficos.....	43
3.3.2. Suelos.....	44
3.3.3. Geológicos.....	45
3.3.4. Salinidad.....	45
3.4. Citas Bibliográficas.....	48
IV.- ESTUDIO DE NIVELES DE FREATICOS Y PIEZOMETRICOS.	49
4.1. Introducción.....	49
4.2. Recolección de datos.....	51
4.2.1. Pozos existentes.	51
4.2.2. Superficies de agua libre.....	52
4.2.3. Tubos de observación.....	52
4.2.4. Red de observación.....	56
4.3. Procesamiento de datos.....	63

4.3.1. Hidrogramas.....	65
4.3.2. Planos.....	66
4.4. Interpretación y evaluación de datos.....	71
4.4.1. Interpretación y uso de hidrogramas.....	71
4.4.2. Interpretación y uso de planos.....	73
4.5. Citas Bibliográficas.....	83
V.- CRITERIOS DE DRENAJE.....	84
5.1. Introducción.....	84
5.2. Profundidad de la napa.....	85
5.3. Recarga.....	91
5.3.1. Recarga por lluvia.....	93
5.3.2. Recarga por riego.....	109
5.3.3. Recarga por filtraciones.....	115
5.4. Profundidad de los drenes.....	118
5.5. Carga hidráulica.....	120
5.6. Citas Bibliográficas.....	121
VI.- DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS HIDRODINAMICAS DEL SUELO.....	122
6.1. Introducción.....	122
6.2. Conductividad hidráulica.....	123
6.2.1. Factores que afectan la conductividad hidráulica.....	124
6.2.2. Determinación de la conductividad hidráulica.....	126
6.2.3. Cantidad y profundidad de las determinaciones.....	144
6.3. Porosidad drenable.....	147
6.3.1. Definiciones.....	147
6.3.2. Determinación de la porosidad drenable.....	149
6.4. Región de flujo.....	155
6.5. Citas Bibliográficas.....	155
VII.- DISEÑO DE DRENES SUPERFICIALES.....	157
7.1. Introducción.....	157
7.2. Sistemas de drenaje superficial.....	159
7.2.1. Control de inundaciones.....	159
7.2.2. Control de la escorrentía de áreas adyacentes.....	161

7.2.3. Drenaje local.....	163
7.3. Drenaje de áreas planas.....	164
7.3.1. Sistematización.....	165
7.3.2. Camellones.....	166
7.3.3. Drenes paralelos.....	168
7.3.4. Zanjas paralelas.....	171
7.3.5. Drenes al azar.....	171
7.3.6. Drenes topo.....	173
7.4. Drenaje de áreas con pendiente.....	182
7.4.1. Drenes perpendiculares a la pendiente.....	183
7.4.2. Terrazas para control de la erosión.....	184
7.4.3. Drenes interceptores.....	184
7.5. Diseño del sistema.....	188
7.5.1. Cálculo de la recarga.....	189
7.5.2. Trazado de la red de drenaje.....	190
7.5.3. Dimensionamiento de la red de drenaje.....	191
7.6. Citas Bibliográficas.....	192
VIII.- DISEÑO DE DRENES SUBSUPERFICIALES.....	193
8.1. Introducción.....	193
8.2. Parámetros y criterios de diseño.....	194
8.3. Espaciamiento entre drenes.....	195
8.3.1. Ecuaciones para régimen permanente.....	196
8.3.2. Ecuaciones para régimen no permanente.....	215
8.4. Cálculo hidráulico de laterales y colectores.....	225
8.4.1. Caudales de diseño.....	226
8.4.2. Sección hidráulica de zanjas.....	228
8.5. Pendiente de laterales y colectores.....	229
8.6. Diámetro de las tuberías y drenaje.....	230
8.6.1. Tubos lisos.....	230
8.6.2. Tubos corrugados.....	231
8.7. Aspectos constructivos.....	235
8.7.1. Disposición de la red de drenaje.....	235
8.7.2. Materiales para drenes.....	236
8.7.3. Envolvertes.....	239

8.7.4. <i>Instalación de los drenes.</i>	243
8.7.5. <i>Estructuras.</i>	245
8.8. <i>Citas Bibliográficas.</i>	250
IX.- COSTOS DE CONSTRUCCION.	252
9.1. <i>Introducción.</i>	252
9.2. <i>Sistema zanja-dren topo.</i>	253
9.2.1. <i>Características de diseño.</i>	254
9.2.2. <i>Estándares de construcción.</i>	255
9.2.3. <i>Costos de construcción.</i>	256
9.3. <i>Drenes subsuperficiales.</i>	256
9.3.1. <i>Costos de construcción de laterales.</i>	257
9.3.2. <i>Costos de construcción de obras de arte.</i>	260
9.3.3. <i>Costos de algunas labores y materiales.</i>	263
9.4. <i>Citas Bibliográficas.</i>	271
X.- IMPACTO AMBIENTAL DEL DRENAJE.	272
10.1. <i>Introducción.</i>	272
10.2. <i>Impacto ambiental.</i>	273
10.2.1. <i>Alteración.</i>	274
10.2.2. <i>Degradación.</i>	275
10.2.3. <i>Destrucción.</i>	275
10.3. <i>Efectos ambientales en proyectos de drenaje.</i>	276
10.3.1. <i>Efectos dentro del área del proyecto.</i>	276
10.3.2. <i>Efectos aguas abajo del área del proyecto.</i>	282
10.3.3. <i>Efectos aguas arriba del área del proyecto</i>	284
10.4. <i>Evaluación del impacto ambiental.</i>	285
10.4.1. <i>Estudios del impacto.</i>	287
10.4.2. <i>Valorización del impacto.</i>	291
10.5. <i>Comentarios finales.</i>	293
10.6. <i>Citas Bibliográficas.</i>	294
ANEXO.	296

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	PAGINA
2.1. <i>Influencia de la profundidad del nivel freático sobre el contenido de agua, aire y distribución de tamaño de poros (Van Hoorn, 1985).</i>	25
2.2. <i>Variación de la temperatura a diferentes profundidades del suelo como función de la textura y la profundidad de la napa (Feddes, 1971).</i>	27
2.3. <i>Efecto de la profundidad de la napa en la absorción de algunos nutrientes, a través de las hojas (Minessy et al., 1971).</i>	29
2.4. <i>Efecto del tiempo de inundación sobre el rendimiento de maíz y sorgo (D.W. DeBoer y W.F., Ritter, 1970).</i>	32
2.5. <i>Efecto del tiempo de inundación sobre rendimiento de festuca a tres niveles diferentes de temperatura ambiente (J.B. Beard y D.P. Martín, 1970).</i>	33
2.6. <i>Disminución del rendimiento de un cultivo como función de la profundidad de la napa, en tres tipos de suelos</i>	34
3.1. <i>Profundidad y espesor del estrato impermeable en tres Perfiles de suelo.</i>	46
4.1. <i>Pozos de observación del nivel freático</i>	53
4.2. <i>Bomba manual y partes para extracción de agua desde un pozo de observación</i>	54
4.3. <i>Piezómetro</i>	55
4.4. <i>Nivel de agua en piezómetros bajo diferentes condiciones de suelo y agua subterránea</i>	56
4.5. <i>Distribución de una red de observación</i>	57
4.6. <i>Impacto de las filtraciones de ríos y canales sobre el nivel freático.</i>	58
4.7. <i>Sondas para la lectura del nivel del agua en pozos y piezómetros.</i>	61
4.8. <i>Diagrama de sondas para la lectura del nivel de agua en pozos y piezómetros (Oosterbaan, 1988).</i>	62
4.9. <i>Hidrograma de un pozo de observación.</i>	65
4.10. <i>Curvas de recesión del nivel freático.</i>	66

4.11. Plano de equipotenciales (isohypsas) o cotas del nivel freático.	67
4.12. Plano de curvas de isoprofundidad del nivel freático.	68
4.13. Plano de fluctuaciones del nivel freático.	69
4.14. Plano de conductividad hidráulica.	70
4.15. Influencia de los cambios del nivel de agua en un río sobre el terreno adyacente.	72
4.16. Ejemplo de un plano mostrando equipotenciales y líneas de flujo.	74
4.17. Plano de equipotenciales mostrando el efecto de un río a lo largo de su curso.	76
4.18. Variación de la forma del nivel freático en las cercanías de un dren.	76
4.19. Influencia del origen y características del subsuelo, sobre la forma del nivel freático.	78
4.20. Area del proyecto obtenido a partir de un mapa de isoprofundidades.	79
5.1. Representación esquemática de un área con problemas de drenaje, indicando los diferentes componentes de la ecuación de balance (Oosterbaan, 1988).	91
5.2. Rectas de regresión, según distribución Gumbel, para Chillán.	99
5.3. Curva altura-duración-frecuencia para Chillán, para un período de retorno (T) de 5 años.	100
5.4. Relación precipitación-escorrentía según el Método de la Curva Número (CN).	102
5.5. Cálculo de la recarga por percolación de la lluvia crítica.	108
5.6. Distribución del agua durante el riego.	109
5.7. Diagrama para el cálculo de la percolación profunda.	112
5.8. Balance de agua en la zona radicular de un suelo regado.	114
5.9. Nomograma para estimar la pérdida por filtración en canales (Grassi, 1981).	118
5.10. Pozos de observación en las cercanías de un río o canal.	118
6.1. Variación de la conductividad hidráulica en el tiempo (Reeve, 1957).	125

6.2.	<i>Permeámetro de altura constante para determinar la conductividad hidráulica de un suelo.....</i>	129
6.3.	<i>Esquema de un permeámetro de altura variable.</i>	131
6.4.	<i>Diagrama del método del pozo según Hooghoudt y Ernst.</i>	132
6.5.	<i>Equipamiento para determinar la conductividad hidráulica mediante el método del pozo.....</i>	135
6.6.	<i>Diagrama del método de Ernst para un suelo de dos estratas.....</i>	137
6.7.	<i>Diagrama del método del piezómetro.</i>	138
6.8.	<i>Factor geométrico A de la ecuación de Kirkham.</i>	139
6.9.	<i>Proceso de infiltración bajo un cilindro.</i>	139
6.10.	<i>Infiltración de agua en un pozo.....</i>	141
6.11.	<i>Gráfico de una prueba de pozo invertido.....</i>	142
6.12.	<i>Diagrama indicando las variables de la prueba de bombeo.....</i>	143
6.13.	<i>Factor (C) para el cálculo de la conductividad según prueba de bombeo (Kessler, J. and Oosterbaan, R.J., 1974).....</i>	144
6.14.	<i>Diagrama que explica el concepto de espacio poroso drenable o rendimiento específico en un acuífero freático.</i>	147
6.15.	<i>Diagrama que describe el concepto de porosidad drenable.</i>	150
6.16.	<i>Porosidad drenable como función de la conductividad hidráulica (Grassi, 1981).....</i>	151
6.17.	<i>Relación general entre porosidad drenable (μ) y la conductividad hidráulica (K) (Grassi, 1981).</i>	152
6.18.	<i>Distribución de presiones y contenidos de humedad de un suelo con el nivel freático a dos profundidades.....</i>	153
7.1.	<i>Diques de contención (Schwab, G. y otros, 1981).</i>	162
7.2.	<i>Muros de contención (Schwab, G. y otros, 1981).</i>	163
7.3.	<i>Dique perimetral y dren interceptor para controlar escorrentía (SCS-USDA, 1973).....</i>	164
7.4.	<i>Perfil longitudinal de una nivelación (SCS-USDA, 1973).....</i>	165
7.5.	<i>Emparejamiento del terreno con fines de drenaje superficial (SCS-USDA, 1973).....</i>	167
7.6.	<i>Sistema de camellones y surcos muertos para drenaje superficial.....</i>	167

7.7. Construcción del sistema de camellón y surco muerto.....	168
7.8. Sistema de drenes superficiales paralelos.	169
7.9. Sección transversal de un dren superficial en "V"	169
7.10. Sección transversal de un dren lateral.....	171
7.11. Sistema de zanjas paralelas.....	172
7.12. Salida de un dren superficial lateral a un colector.	172
7.13. Sistema de drenes superficiales al azar.	172
7.14. Dren topo.	174
7.15. Patrón de flujo hacia los drenes topo (Cavelaars, Vlotman and Spoor, 1974).....	177
7.16. Influencia del desarrollo de las fisuras en el patrón de descarga (Cavelaars, Vlotman and Spoor, 1974).....	178
7.17. Diferentes equipos para construir drenes topo.....	181
7.18. Estructuras de descarga de un dren topo.	182
7.19. Sistema de drenaje perpendicular a la pendiente.....	183
7.20. Terraza para control de la erosión.	184
7.21. Geometría de un dren interceptor (Van Hoorn y Van der Molen, 1974).	185
8.1. Diagrama generalizado para una condición de régimen permanente.....	197
8.2. Drenes zanja hasta el estrato impermeable, alto nivel de agua dentro de la zanja.	198
8.3. Drenes tubo o zanja en el estrato impermeable, bajo nivel de agua.	199
8.4. Drenes tubo o zanja encima del estrato impermeable.....	201
8.5. Componente del flujo hacia los drenes, según la teoría de Ernst.	203
8.6. Diagrama para determinar el coeficiente de flujo radial (W_r).....	207
8.7. Ubicación del dren en un suelo constituido por dos estratas.....	208
8.8. Suelo constituido por dos estratas. Drenes en el estrato superior.	208
8.9. Suelo constituido por dos estratas. Drenes en la Interfase.	211
8.10. Suelo constituido por dos estratas. Drenes en el estrato inferior.	213

8.11. Régimen no permanente. Drenes ubicados por encima del estrato impermeable.....	217
8.12. Régimen no permanente. Drenes en el estrato impermeable.	224
8.13. Vista en planta y corte longitudinal de una red de drenaje mostrando laterales y colectores.....	225
8.14. Disposiciones típicas de una red de drenaje.....	237
8.15. Tuberías de PVC corrugado para drenaje.....	240
8.16. Materiales envolventes para drenes subsuperficiales.....	242
8.17. Método para seleccionar envolventes de tipo granular (USBR,1993).	242
8.18. Máquinas instaladoras de drenes.....	244
8.19. Zanja de relleno para tubería de drenaje.	245
8.20. Problemas frecuentes que se producen en la instalación de drenes.	246
8.21. Estructuras de descarga de un lateral.	247
8.22. Estructuras de descarga de laterales y colectores.....	248
8.23. Estructuras de protección a la salida de laterales y colectores.	249
8.24. Estructura de conexión e inspección entre laterales y colectores.....	249
9.1. Estándares de construcción. Sistema zanja-dren topo (Ortega, 1996).....	255
9.2. Cámara de filtración.....	267
9.3. Cámara de inspección en albañilería.....	268
9.4. Cámara de inspección en tubos de cemento comprimido.....	269
9.5. Cámara de conexión zanja-tubos en albañilería.	270
9.6. Estructuras de salida, de albañilería, de laterales y/o colectores.	271
10.1. Transporte de nitrógeno por aguas de drenaje en Carolina del Norte, USA (Evans, 1995).....	281
10.2. Transporte de fósforo por aguas de drenaje en Carolina del Norte, USA (Evans, 1995).....	282
10.3. Fases en un estudio de impacto ambiental (EIA).....	288

INDICE DE TABLAS

TABLA	PAGINA
1.1. <i>Distribución de los suelos con drenaje restringido en Chile (Alcayaga, 1989 y Comisión Nacional de Riego, 1979).....</i>	10
2.1. <i>Tolerancia de algunos frutales al exceso de sales (Wesseling, 1974).</i>	31
2.2. <i>Relación entre profundidades del nivel freático (cm) y rendimiento alcanzado (como % del máximo) para diferentes cultivos.</i>	35
3.1. <i>Clasificación de suelos según salinidad y alcalinidad.</i>	46
4.1. <i>Número de observaciones por unidad de superficie (Oosterbaan, 1988).....</i>	59
5.1. <i>Características de arraigamiento de algunos cultivos (Honorato, 1993).</i>	86
5.2. <i>Profundidad de arraigamiento de algunos cultivos (Honorato, 1993).</i>	87
5.3. <i>Profundidad de arraigamiento de algunas especies frutales (Honorato, 1993).</i>	88
5.4. <i>Profundidades de la napa freática sugerida para proyectar espaciamiento de drenes bajo condiciones de régimen permanente y no permanente (FAO, 1980).....</i>	88
5.5. <i>Profundidad de la napa (m) en el punto medio entre drenes (FAO, 1980).</i>	89
5.6. <i>Profundidad media del nivel freático (m) para diferentes cultivos en función de la textura (Oosterban, 1988).....</i>	89
5.7. <i>Tolerancia máxima al exceso de agua de algunos cultivos.....</i>	90
5.8. <i>Media esperada (Y_N) como función del número de extremos "N"</i>	95
5.9. <i>Desviación estándar esperada (σ_N) como función del número de extremos "N"</i>	96
5.10. <i>Lluvias máximas anuales en 1, 2 y 3 días consecutivos registrados en la Estación Agrometeorológica de la Universidad de Concepción, Campus Chillán.....</i>	97
5.11. <i>Análisis de frecuencia.....</i>	98

5.12. Grupos de suelos según su potencial de escurrimiento, para el cálculo de la curva número (CN)	103
5.13. Condición hidrológica del área aportante según estado de vegetación.	104
5.14. Curvas número (CN) para cuencas en condición de humedad media.	105
5.15. Estimación de las pérdidas por percolación profunda en relación con la eficiencia de aplicación del agua, el método de riego y el tipo de suelo (FAO, 1985)	111
5.16. Pérdida por percolación profunda (%) según la eficiencia de aplicación y el método de riego utilizado (Universidad de Concepción 1988,1991).	113
6.1. Valores de conductividad hidráulica según textura (Grassi, J.C. 1981).....	126
6.2. Densidad de determinaciones de conductividad hidráulica en relación a la variabilidad del suelo y espaciamiento esperado (FAO, 1980).	145
6.3. Factor para determinar el número de mediciones de conductividad hidráulica por rango de superficie.	146
6.4. Determinaciones de conductividad hidráulica de un suelo (FAO, 1980).	146
6.5. Porosidad drenable según textura y la estructura del suelo (FAO, 1980).	148
6.6. Ejemplo de cálculo del espacio poroso drenable (μ) de un suelo arcillo limoso, cuando el nivel freático baja de 50 cm a 120 cm desde la superficie del suelo.	154
7.1. Dimensiones tipo para drenes superficiales (Raadsma y Schulze, 1974).	170
7.2. Secciones tipo de drenes laterales (Cavelaars, J.C.; W.F Vlotman and G.Spoor, 1974).	170
8.1. Factor geométrico (a) según Ernst (Van Beer 1979).	206
8.2. Ecuaciones para una condición de régimen permanente.	215
8.3. Coeficiente de rugosidad de Manning (Martínez, 1987).	229
8.4. Taludes y velocidades máximas permisibles (Chow, 1982).	229
8.5. Coeficiente de rugosidad de Manning según tipo de tubería.	233

8.6.	<i>Pendiente de los laterales (Schwab, 1981).</i>	233
9.1.	<i>Estándares de construcción de sistema zanja-dren topo (Ortega, 1996).</i>	256
9.2.	<i>Costos totales de construcción de un sistema de drenaje zanja-dren topo para suelos ñadis (Ortega, 1996).</i>	257
9.3.	<i>Costo construcción drenes entubados (Mourguez, 1996).</i>	258
9.4.	<i>Costo de construcción de drenes entubados por metro instalado (Mourguez, 1996).</i>	259
9.5.	<i>Costo de obras de arte (Mourguez, 1996).</i>	260
9.6.	<i>Costo de construcción de una cámara de inspección en albañilería de dimensiones 1.15 * 0.8 m y 1.5 m de altura (Kremer y Croxatto, 1998).</i>	261
9.7.	<i>Costo de construcción de una cámara de inspección con antecámara de tubo de C.C. (D=0.6 m y H= 1.0 m). Cámara de dos tramos: primer tramo en tubo de D=1.0 m y h=1.0 y segundo tramo en cajón de hormigón armado de 1.4*1.5 m (Kremer y Croxatto, 1998).</i>	262
9.8.	<i>Costos de construcción de una cámara de filtración con bolones de 15-20 cm dispuestos en forma circular: D=1.3 m y H=0.7 m y tubo de cemento vibrado con Perforaciones D=0.6 m (Kremer y Croxatto, 1988).</i>	263
9.9.	<i>Costo excavación manual por metro cúbico según tipo de suelo (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997).</i>	264
9.10.	<i>Costo movimiento de tierra (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997).</i>	264
9.11.	<i>Costo de arriendo de maquinaria para movimiento de tierra (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997).</i>	265
9.12.	<i>Costo de tubería utilizada con fines de drenaje.</i>	266
9.13.	<i>Costo de algunos geotextiles utilizados en drenaje.</i>	266
10.1.	<i>Listado de factores ambientales que pueden ser alterados por la construcción de sistemas de drenaje (Madramootoo, 1992).</i>	289
10.2.	<i>Matriz de interacción para identificar impactos ecológicos producidos por proyectos de drenaje (Adaptado de Madramootoo, 1992).</i>	290

PROLOGO

Este Manual de Estándares Técnicos y Económicos para obras de Drenaje ha sido escrito con el propósito de entregar a profesionales, técnicos, estudiantes universitarios de ingeniería agrícola y en general a toda persona interesada en el tema, un documento referencial para la realización de proyectos de drenaje. Junto a las Bases Técnicas que elabora la Comisión Nacional de Riego cada vez que llama a Concurso de Proyectos de la Ley de Fomento, debieran constituir el marco técnico-científico para la mejor comprensión del problema y su posible solución. Teniendo en consideración lo anterior, este documento se estructuró en diez (10) capítulos tratando de abarcar la mayoría de los aspectos que deben tenerse en consideración al momento de elaborar un proyecto.

En el capítulo I se hace referencia a los orígenes de los problemas de drenaje, su caracterización, distribución y análisis de algunos casos particulares existentes en Chile. El capítulo II destaca la importancia económica que tienen los problemas de drenaje al analizar las consecuencias que estos tienen en la productividad de los suelos y en la producción de los cultivos.

Los capítulos III al VI orientan al especialista acerca de como proceder en la recolección, procesamiento y evaluación de los antecedentes básicos del suelo, clima, cultivo e hidrodinámicos necesarios para definir los parámetros y criterios que habrán de tenerse en cuenta en el diseño de un sistema de drenaje. Se sugieren diferentes procedimientos para elaborar la información requerida quedando a criterio del consultor la elección del procedimiento que le parezca más adecuado a la situación que intenta resolver.

Los capítulos VII y VIII se refieren específicamente al diseño de sistemas de drenes superficiales y subsuperficiales, sugiriendo alternativas y pasos que deben seguirse para lograr un buen diseño. Se incluyen algunos ejemplos tipos que ayudarán al profesional a solucionar el problema que intenta resolver.

Termina el Manual con dos capítulos que a juicio del autor son fundamentales: el análisis de los costos de construcción de las obras (capítulo IX) y un análisis preliminar acerca del impacto ambiental que pueden provocar las obras de drenaje (Capítulo X). El primero es importante porque gravita directamente en los recursos económicos del interesado en realizar la obra y el segundo porque afecta el patrimonio de todos los chilenos.

Este Manual está lejos de pretender entregar una respuesta definitiva y única a cada una de las situaciones que puede enfrentar un profesional. Es necesario tener presente que cada problema de drenaje es **sitio específico** y por tanto sólo la investigación puntual podrá proveer adecuadamente las respuestas requeridas.

En el país aún no existe la información básica suficiente para responder a estos requerimientos. Algunos aspectos específicos y que requieren un pronto estudio son, entre muchos otros: definir la ubicación real del estrato impermeable y la región de flujo en la mayoría de los suelos; la definición del origen y cuantificación de la recarga; los valores de la conductividad hidráulica de nuestros suelos que se caracterizan por ser altamente heterogéneos y delgados; definir los criterios y parámetros de diseño para cada localidad y circunstancia; las soluciones específicas para ciertas situaciones típicas de Chile tales como los suelos ñadis y hualves de la Xa región y los mallines y vegas húmedas de la XI región.

Sólo un programa permanente de investigación aplicada, bajo la responsabilidad de las universidades y los institutos de investigación especializados en el tema, permitirán algún día disponer de las respuestas adecuadas a la gran cantidad de interrogantes y dudas que aún existen. Sin embargo, confiamos que los contenidos de este Manual contribuyan, al menos, a orientar y estandarizar el trabajo de todos aquellos profesionales que día a día deben decidir como proceder ante un determinado problema. Si ello ocurre, el esfuerzo realizado y las horas que se han invertido en la preparación de este documento se justifican plenamente.

CAPITULO I.

MARCO TEORICO.

1.1. DEFINICIONES.

Debido a la diversidad de términos que aparecen en la literatura para referirse al “drenaje agrícola” o mas propiamente al “drenaje de terrenos agrícolas”, Oosterbaan (1991) sugiere emplear el término de **“sistemas de drenaje”**, entendiendo por tal **el conjunto de mecanismos por medio de los cuales se facilita el flujo de agua en el suelo, de modo que la actividad agrícola se pueda beneficiar de la consecuente remoción del exceso de aguas y/o sales existentes.**

En Chile, en el Reglamento de la Ley 18.450 se incluye el término **“obras de drenaje”** y se define como tal a las construcciones y elementos

destinados a evacuar el exceso de las aguas superficiales y subsuperficiales de los suelos, que constituyen una limitante para el desarrollo de los cultivos. Como se puede observar, ésta definición se acerca bastante a la propuesta por Oosterbaan, haciendo mención específica a los sistemas posibles de utilizar y al propósito de proveer condiciones óptimas para el desarrollo de los cultivos.

En estos **sistemas u obras de drenaje**, es posible distinguir **entre drenaje superficial y drenaje subsuperficial o subterráneo**. Un sistema de drenaje superficial es, por lo tanto, el conjunto de obras requeridas para evacuar o eliminar los excesos de agua acumulada en la superficie del suelo (Capítulo VII) y un sistema de drenaje subsuperficial es el conjunto de obras necesarias para evacuar o eliminar los excedentes de agua, acumulados en el interior del suelo, a través de un control de la profundidad de la napa (Capítulo VIII).

En lo que respecta a la expresión “obras menores”, ella hace referencia a un límite de costo, establecido por la citada Ley N° 18.450, en el sentido que el Estado bonificará este tipo de obras siempre que su costo máximo sea de UF 12.000.- en el caso de sistemas de propiedad privada individual, y de UF 24.000.- en el caso de obras privadas comunitarias.

1.2. ORIGEN DEL PROBLEMA.

Los problemas de drenaje tienen su origen en diversas causas, entre las que destacan: la naturaleza de la recarga, el suelo y la topografía. En los párrafos siguientes se describe brevemente cada uno de ellos, puesto que en forma detallada se tratan en capítulos posteriores.

1.2.1. Recarga.

La recarga, coeficiente de drenaje o **exceso de agua que crea el problema de drenaje**, tiene a su vez varios orígenes: lluvia, riego, filtraciones, inundaciones, etc. Estas causales pueden presentarse individualmente o como una combinación de dos o más de ellas, situación

que obliga a conocer exactamente cuál es el origen y cantidad de la recarga, para poder hacer un adecuado dimensionamiento del sistema de drenaje.

Recarga por lluvia.

En zonas húmedas, donde la precipitación excede la evapotranspiración, es factible esperar que se produzcan excesos de agua. Bajo tales condiciones y en presencia de una topografía desfavorable y baja capacidad de transmisión de agua de los estratos superiores del suelo, éstos problemas pueden ser aún más críticos. Si los excesos se presentan durante el período vegetativo de los cultivos, resultan serias limitaciones al crecimiento, desarrollo y producción.

En relación con la lluvia como principal o único componente de la recarga, es indispensable conocer la cantidad total de agua en diversos períodos de tiempo (días) y la frecuencia de ocurrencia o período de retorno (años) de los mismos. El primer concepto está en estrecha relación con la tolerancia de los cultivos al exceso de agua y el segundo dice relación con el riesgo que estamos dispuestos a afrontar al decidir los criterios de drenaje y variables a usar en el diseño del sistema.

Recarga por riego.

En zonas áridas, donde la evapotranspiración excede la precipitación, son los excesos de riego los que en estas circunstancias crean los problemas de drenaje. Estos efectos se ven considerablemente influidos por los métodos de riego utilizados. Si la eficiencia de aplicación del agua de riego es baja y las pérdidas por percolación profunda son altas, es posible esperar una elevación de la napa freática del suelo a niveles que pueden limitar el desarrollo radicular.

Para ilustrar el impacto de la percolación profunda sobre la napa freática, asumamos que las pérdidas por percolación profunda sean del orden del 20% en un riego de 1.000 m³/ha, es decir, 200 m³/ha (20 mm) se pierden por dicho concepto. Ahora bien, si estos 20 mm llegan hasta una napa ya

existente y si la porosidad drenable del suelo fuese del 10%, significa que el nivel freático puede elevarse en 20 cm en cada riego. Consecuentemente, si no existe un adecuado sistema de drenaje natural o artificial, la napa podría alcanzar niveles que a la larga puede hacer absolutamente improductivo un terreno. Al respecto, Carruthers (1985) menciona que en el Bajo Indo (Pakistán) antes de 1923, en que se introdujo el riego, la napa se encontraba a más de 4 m de profundidad; 50 años más tarde, en el 75% de los sitios, está a menos de 1 metro.

Recarga por filtraciones.

Si la recarga proviene de aguas externas al área de mal drenaje, tales como: pérdidas por filtración en cauces naturales y/o canales que cruzan el área afectada; percolación de regadíos realizados en zonas o áreas más elevadas topográficamente; flujos subterráneos provenientes de zonas vecinas situadas a una cota igual o superior; existencia de agua artesiana en el subsuelo, exceso de aguas superficiales e infiltración provenientes de lagos, embalses, cauces naturales y canales situados fuera del área afectada, se deberá proceder también a la determinación de su origen y cuantificación, para poder hacer posteriormente un adecuado dimensionamiento del sistema.

A modo de resumen, se puede decir que la determinación de la recarga, sea ésta por lluvia, excesos de riego o cualquier otra causa, se debe hacer con datos provenientes del lugar afectado, por cuanto es una variable que incide directamente sobre el espaciamiento de los drenes y depende de una serie de factores locales. La lluvia constituye una excepción a esta regla, porque es necesario trabajar con registros históricos que sólo están disponibles en lugares donde hay estaciones pluviométricas. Por lo general, entonces, será necesario hacer interpolaciones o extrapolaciones para adaptar tales datos a la latitud deseada.

1.2.2. Suelos y topografía.

Desde el punto de vista del suelo, las restricciones al drenaje natural pueden ser de diverso origen. Entre las más comunes es posible mencionar la

formación de horizontes o estratas lenta o muy lentamente permeables; estratas u horizontes cementados; posiciones topográficas desfavorables, etc. Muchas veces se produce una convergencia de estos efectos limitantes, de modo que los problemas de drenaje alcanzan tal magnitud, que excluye el uso o manejo de los suelos para cultivos e incluso para praderas.

Consecuentemente, el buen o mal drenaje de un suelo es la resultante de factores externos e internos del suelo. Entre los primeros se cuenta la pendiente, que influye sobre el escurrimiento superficial; entre los segundos, la permeabilidad y el material sobre el cual descansa el suelo (substratum).

1.3. CARACTERIZACION DE LOS SUELOS CON PROBLEMAS DE DRENAJE.

1.3.1. Clases de drenaje.

En base a observaciones e inferencias usadas para obtener las clases de escurrimiento superficial, la permeabilidad del suelo y el drenaje interno se obtienen las **clases relativas de drenaje del suelo**. Estas clases de drenaje se basan en las características morfológicas que son afectadas por diferentes grados de aireación dentro del perfil del suelo y se ajustan a la taxonomía de suelos al relacionar rasgos morfológicos con humedad.

En relación con los suelos de drenaje restringido, la Asociación de Especialistas en Agrología de Chile, considera las siguientes clases de drenaje (Alcayaga, 1989).

Clase 1: Muy pobremente drenados.

El nivel freático permanece en o cerca de la superficie la mayor parte del tiempo. Las evidencias de campo en estos suelos son la presencia de un nivel freático por encima de los 45 cm; un horizonte orgánico, o bien condiciones específicas de color, moteados, contenido de arcilla, concreciones, etc. Los suelos de esta clase de drenaje, debido a un nivel freático fluctuante, pueden tener colores oxidados más que colores reducidos debido al oxígeno disuelto

en el agua. El drenaje artificial es un prerrequisito mínimo para el crecimiento de cultivos en forma económica; corrientemente el pastoreo es posible por lo menos en forma estacional y se puede obtener cosechas de forraje en los años más secos.

Clase 2: Pobremente drenados.

El suelo permanece húmedo la mayor parte del tiempo, debido a un nivel freático que se encuentra cerca de la superficie por intervalos de tiempo que se pueden prolongar por más de una estación al año. Las evidencias de terreno para la clase de drenaje pobre están dadas por un nivel freático que se presenta entre 45 y 90 cm de profundidad, colores muy específicos que se encuentran más próximos a la superficie (por encima de los 50 cm de profundidad) y una pronunciada acumulación de sales solubles en agua, en o cerca de la superficie en áreas salinas. Los suelos no presentan horizontes superficiales turbosos. El drenaje artificial es necesario para el crecimiento de los cultivos; el pastoreo es posible la mayor parte del tiempo y usualmente puede cosecharse forraje.

Clase 3: Imperfectamente drenado.

El suelo está húmedo por períodos significativos, pero no por todo el tiempo, debido corrientemente a la presencia de un horizonte lentamente permeable o a un nivel freático alto. En terreno, esta clase de drenaje se reconoce por la presencia de un nivel freático a una profundidad de 90 a 150 cm; colores como los mencionados anteriormente pero a una profundidad de 45 a 90 cm; horizontes A gruesos y oscuros (relacionados con un abundante crecimiento radicular y una tasa de descomposición más lenta debido a la humedad); pronunciada acumulación de sales solubles en agua dentro de los 90 cm, características que se pueden observar separadas o combinadas. El drenaje artificial es necesario para el crecimiento de los cultivos de mayor arraigamiento y de muchos otros que son sensibles a una pobre aireación, también puede ser necesario para mantener un balance salino favorable.

Clase 4: Moderadamente bien drenado.

El perfil está mojado por una pequeña pero significativa parte del tiempo, debido a: un horizonte lentamente permeable en o inmediatamente por debajo

del solum; un nivel freático relativamente alto o intermitente, corrientemente por debajo de los 150 cm; adiciones de agua superficiales por efecto de escurrimiento desde las partes más altas de la pendiente o una combinación de estas condiciones. Esta clase de drenaje es difícil de establecer en climas muy secos o si las lluvias de invierno ocurren cuando las temperaturas son lo suficientemente bajas como para impedir el crecimiento. La evidencia de terreno incluye horizontes A, algo más gruesos y oscuros comparados con los suelos bien drenados (cuando tienen vegetación de pastos); moteados débiles en la parte baja del horizonte B o dentro de los primeros 90 cm, o ambos. El drenaje artificial es necesario para algunos cultivos de arraigamiento profundo y para algunos otros que son particularmente sensibles a períodos cortos de pobre aireación.

Clase 5: Bien drenado.

El agua es removida del suelo fácilmente, pero no rápidamente. Los suelos bien drenados comúnmente tienen texturas intermedias, aunque los suelos de otras clases texturales pueden también estar bien drenados. Los suelos bien drenados retienen cantidades óptimas de humedad para el crecimiento de las plantas después de una lluvia o de un riego, están libres de moteados en la zona de arraigamiento de los cultivos y bajo condiciones naturales de drenaje, la aireación del suelo no es un problema.

Clase 6 : Excesivamente drenado.

El agua es removida del suelo muy rápidamente. Los suelos excesivamente drenados son comúnmente litosoles o litosólicos y pueden ser inclinados, muy porosos o ambas. El agua proveniente de las precipitaciones no es suficiente para la producción de cultivos comunes, por lo que necesitan de regadío e incluso así, no se pueden lograr rendimientos máximos, en la mayoría de los casos.

Drenaje Alterado.

Existen ocasiones en que pueden haberse producido cambios que no se reflejan en la morfología del suelo. Tales modificaciones se deben a una rehabilitación de suelos, a través del drenaje artificial o del riego, pero

también se pueden deber a un proceso natural, como la profundización del curso de un estero, el relleno de depresiones, o la humedad debida a aguas de escurrimiento profundo de canales de drenaje o de riego. Las condiciones de drenaje alterado deben ser consideradas en tanto afecten la producción potencial de cultivos. Un caso notable de drenaje alterado es el que se ha producido bajo la Presa de Colbún, donde suelos bien drenados, por efecto de las filtraciones producidas por debajo del muro muestran actualmente condiciones de drenaje variadas: muy pobre, pobre, imperfecto, moderadamente bueno, etc. dependiendo de las distancias a que se encuentren de las filtraciones antes mencionadas.

1.3.2. Caracterización de la humedad del suelo.

No existen clases específicas definidas en relación al espesor de la estrata mojada (saturada) o para el período del año en que el suelo está mojado. Ellas generalmente se describen estableciendo el espesor promedio del horizonte mojado cuando se trata de horizontes colgados y de los meses en que el exceso de humedad ocurre.

Las clases de profundidad al estado mojado que se reconocen son:

<i>Clase</i>	<i>Condición</i>
1	<i>No está mojado por encima de los 150 cm.</i>
2	<i>Mojado en parte por encima de 150 cm pero no por encima de 100 cm.</i>
3	<i>Mojado en parte por encima de 100 cm pero no por encima de 50 cm.</i>
4	<i>Mojado en parte por encima de 50 cm pero no por encima de 25 cm.</i>
5	<i>Mojado por encima de 25 cm.</i>

En relación a la duración del estado saturado, se distinguen las siguientes condiciones:

<i>Categoría</i>	<i>Tiempo</i>
<i>Saturado 1/12 del tiempo (año)</i>	<i>1 mes por año</i>
<i>Saturado 1/12 a 1/4 del tiempo</i>	<i>1-3 meses por año</i>
<i>Saturado 1/4 a 1/2 del tiempo</i>	<i>3-6 meses por año</i>
<i>Saturado más de 1/2 del tiempo</i>	<i>+6 meses por año</i>

1.4. DISTRIBUCION DE LOS SUELOS CON DRENAJE RESTRINGIDO EN CHILE.

Según Alcayaga (1989), los suelos que muestran algún tipo de drenaje restringido se encuentran distribuidos desde el norte al sur del país. Al considerar el Llano Longitudinal (depresión central) desde el valle del río Aconcagua por el norte al valle del río Cautín por el sur se observa que los problemas se incrementan de oriente a poniente y se hacen predominantes al occidente de la carretera panamericana (ruta 5). Al sur del río Cautín, los problemas de drenaje restringido se encuentran asociados a las planicies fluvio-glaciales del Llano Longitudinal, y en general, se observa que los suelos más planos y más delgados presentan los mayores problemas de humedad. En el caso de las terrazas aluviales, los problemas de los suelos se ven acentuados por las inundaciones de temporada que afectan a una parte importante de los terrenos (vegas).

En la tabla 1.1 se entregan cifras estadísticas parciales presentadas por Alcayaga (1989) y extraídos de diversos estudios de suelos. Los correspondientes al valle del Elqui, Región Metropolitana (Maipo), Colchagua y Ñuble son trabajos semidetallados y detallados, el resto son trabajos generalizados con leyendas detalladas, aunque sectores de Osorno incluyen trabajos detallados.

A partir de tales cifras, se concluye que en el Valle Central, el 50% de los suelos están imperfectamente drenados, el 35% son suelos imperfecta a pobremente drenados y sólo 15% corresponde a suelos moderadamente bien drenados. Se concluye además que, de la tierra arable, un 30% a 40% presenta problemas de drenaje restringido, siendo Colchagua una excepción con más del 63%.

TABLA 1.1. DISTRIBUCIÓN DE LOS SUELOS CON DRENAJE RESTRINGIDO EN CHILE (Alcayaga, 1989 y Comisión Nacional de Riego 1979).

ZONAS	Clases de Drenaje (ha)			Drenaje Restringido (ha)		Total arable (ha)
	Mod. bien drenado	Imperfecto	Imperfecto pobre	Total	% total arable	
Valle del Elqui	278	12.112	549	12.939	38	33.596
Valle del Aconcagua, Putaendo y La Ligua	5.316	18.192	11.612	35.120	29	119.895
Región Metropolitana	25.415	41.663	29.163	96.241	33	288.724
Provincia de O'Higgins	31.836	42.575	-	74.411	45	164.696
Provincia de Colchagua	5.199	57.198	39.738	102.126	64	160.340
Provincia de Curicó	406	7.275	7.561	15.272	29	52.930
Provincia de Linares	24.895	74.606	51.862	151.423	70	216.030
Provincia de Ñuble	23.368	64.050	43.252	130.670	38	339.424
Provincia de Bío-Bío y Concepción	1.813	40.460	10.381	52.654	22	244.000
Provincia de Malleco	5.229	-	175	5.404	3	205.574
Provincia de Valdivia	15.702	62.480	13.721	91.903	38	273.983
Provincia de Osorno	5.289	53.809	-	59.098	38	136.113
Total	144.836	474.411	208.044	840.291	37	2.223.305
Porcentaje	18	57	25	100		

1.5. CASOS TÍPICOS DE SUELOS CON PROBLEMAS DE DRENAJE EN CHILE.

A continuación se mencionan algunas situaciones particulares de suelos con problemas de drenaje en Chile, según un trabajo realizado por Alcayaga (1989) y presentado en la IX Reunión de la Sociedad Chilena de la Ciencia del Suelo.

1.5.1. Problema causado por arcillas densas del tipo expandible (Valle del río Lluta), I Región.

La agricultura en el tercio inferior del valle del río Lluta siempre fue ganadera con algo de cultivos, principalmente maíz y hortalizas. En 1942, la Caja de Colonización Agrícola (CCA) inició un proceso de parcelaciones, que terminó 10 años después, debido a la alarmante subida del nivel freático a consecuencia del riego. En efecto, la napa freática se había elevado, estableciéndose una profundidad promedio de 40 cm haciendo desaparecer la agricultura de la zona. La agricultura prácticamente desapareció del valle y éste quedó abandonado. Por esa fecha, se emprendió el primer estudio de suelos que permitió comprobar que los niveles freáticos se encontraban en o cerca de la superficie, en la mayoría de los terrenos agrícolas. Posteriormente, en 1955 un estudio detallado de suelos demostró que el nivel freático se había reducido en todos los suelos y en la mitad había desaparecido completamente. La diferencia entre ambas observaciones era obvia, en el sector entre Posta del Rosario y la desembocadura, se había dejado de regar y los excedentes de agua desaparecieron en cuatro años. Con anterioridad, la CCA había construido tres grandes drenes que cortaban el valle desde el río hasta el cerro con objeto de impedir que las aguas subterráneas afloraran en los sectores de riego más hacia el poniente, entonces se suponía que existía un río subterráneo que corría a poca profundidad por debajo del valle. En el año 1955, se constató que no fluía una gota de agua a estos drenes comprobándose que el problema del agua en el suelo tenía otro origen.

En la década del 60, se decidió habilitar el valle de Lluta para una explotación intensiva. Se hicieron esfuerzos para mejorar la calidad de las aguas de regadío y la Corporación de la Reforma Agraria procedió a establecer un complejo sistema de drenaje, a gran profundidad (2,5 m) se dispuso tubos de considerable diámetro a los que se vaciaban drenes (15 cm de diámetro) colocados a 1 m de profundidad. El sistema, entró en operación conjuntamente con una explotación relativamente intensiva, nuevamente transcurridos 4 ó 5 años, el nivel freático se encontraba en promedio a 15 ó 30 cm de la superficie. Los drenes ubicados a 2,5 m trabajaban perfectamente bien dejando escurrir una ínfima cantidad de agua, los drenes superficiales (1 m) no trabajaban en absoluto. Dos eran las razones de este

fracaso: la primera vinculada con un problema de mal drenaje ocasionado por un nivel freático colgante que no accedía a los drenes y segundo, sedimentos arenosos que correspondían a depósitos férricos del tipo concreciones, producto de actividad bacteriana.

¿Cuál era la situación de los suelos?. Existían dos condiciones diferentes: una correspondiente a suelos arenosos con drenaje libre asociados a suelos estratificados de textura moderadamente gruesa y que en conjunto presentaban escasos o ningún problema de humedad excesiva y otra, correspondiente a suelos predominantemente arcillosos con estratas intercaladas de texturas francas. Era en éstos últimos representados por las series Caribe y Chatre que los niveles freáticos se encontraban a muy poca profundidad de la superficie.

Este último tipo de suelo, bajo condición de riego por los niveles freático presentados, se había definido como pobremente drenado o muy pobremente drenado. Posteriormente, cuando el suelo dejó de regarse por varios años y no presentaba nivel freático, se clasificó como imperfectamente drenado. Actualmente, de acuerdo al conocimiento y al comportamiento del suelo corresponde definirlo como pobremente drenado, los estudios del perfil de suelo revelaron que el primer nivel freático se formaba en la base del horizonte A₁, alcanzando 10 a 15 cm de espesor, muy ocasionalmente podía tener 20 cm. Un segundo nivel freático aparecía a los 80 ó 90 cm de profundidad y éste tenía un espesor de 25 a 30 cm, a veces hasta 35 cm. Rara vez se observaba una continuidad entre estos dos niveles freáticos, por el contrario se mantenían separados durante todo el año; la arcilla por debajo de los 90 cm estaba ligeramente húmeda y los drenes superficiales se mantenían libres de agua o prácticamente no escurría agua, cuando estaban limpios; en los sectores más bajos, el agua afloraba a la superficie. Los drenes profundos corrían prácticamente sin agua y no existía un nivel freático profundo en parte alguna, posiblemente el agua de estos drenes provenía del escurrimiento en profundidad de los suelos arenosos que mostraban un drenaje libre.

El estudio de la morfología del suelo mostró la presencia de arcillas del tipo 2:1, que se caracterizan por poseer una estructura altamente expandible cuando se mojan, entonces se tornan impermeables y no dejan pasar el agua en profundidad. Es lo que sucede con las arcillas presentes entre 30 y 60 cm y entre 80 y 105 cm, o por lo menos, en una parte de estos horizontes,

produciéndose sobre ellos un nivel freático colgado (que produce los moteados característicos) y el agua no se mueve hacia el dren superficial que se encuentra 10 ó 20 cm más profundo que el nivel freático. Con el paso del tiempo y el efecto el riego, los niveles de agua libre se elevaron más y más y ello obligó a abandonar los cultivos y se incrementaron las praderas volviendo a aparecer el pasto salado en sectores importantes. Para recuperar el suelo se inició un sistema de drenes abiertos en las parcelas con suelos arcillosos, pero no un sistema de drenes integrado.

1.5.2. Problema causado por la presencia de un horizonte petrocálcico (Llano del río Maipo), Región Metropolitana.

Las planicies aluviales del río Maipo se caracterizan por la presencia de suelos profundos o moderadamente profundos y bien drenados. A medida que se avanza en los suelos, la serie Agua del Gato, al sur poniente de Santiago es una de las más típicas. Se trata de suelos lacustres que ocupan grandes extensiones en el área depositacional cerca de Talagante, los que durante gran parte del año acusan niveles freáticos altos y pueden clasificarse como imperfectamente drenados.

El nivel freático fluctúa considerablemente durante el año. En el período invernal (Mayo-Septiembre) se presenta entre 30 y 40 cm de la superficie, en primavera baja a 45-50 cm y desaparece completamente en verano, salvo en los suelos regados (mal regados y en posición baja) que siempre mantienen algún nivel freático. De acuerdo a las condiciones antes descritas, los suelos delgados deben clasificarse como pobremente drenados y los moderadamente profundos como imperfectamente drenados.

En algunos sectores, se han efectuado labores para eliminar el horizonte petrocálcico mediante el uso de arado cincel. De acuerdo a la opinión de los agricultores, los resultados han sido dispares. Algunos manifiestan que la permeabilidad interna ha mejorado, desapareciendo los niveles freáticos, otros han manifestado que no ha existido ningún cambio y la situación continúa igual. Investigadas las situaciones se pudo comprobar que la primera situación correspondía al pedón de la Serie Agua del Gato y la segunda correspondía a una variante de la serie Sta. Mónica (según el reconocimiento CORFO, 1966), donde en reemplazo del horizonte IIC_{2cam},

existía un depósito lacustre, con alto contenido de materiales arcillo limosos y colores 5 GY 4/1-5/1 que se encuentra saturado casi permanentemente y que no permite el movimiento del agua en profundidad. Resulta lógico que no haya mejoramiento del drenaje, después de pasar un arado cincel. Aún más, si existe agua a presión bajo el horizonte petrocálcico, y éste se rompe, es probable que el agua suba de nivel.

1.5.3. Problema causado por la presencia de un duripán (Pudahuel), Región Metropolitana.

La cuenca de Santiago y la cuenca de O'Higgins-Colchagua presentan en el sector que une la precordillera con la depresión central, depósitos de materiales de origen volcánico (desarrollados bajo condiciones climáticas de sequía de verano e invierno con una precipitación relativamente baja) que han originado los suelos característicos de la serie Alhué. Se trata de suelos moderadamente profundos, poco evolucionados que presentan un duripán de 5 a 10 cm de espesor y en el que los materiales arenosos se encuentran soldados por un agente cementante no definido, posiblemente sílice. Estos suelos tienen una topografía de lomajes muy suaves, de cumbres planas y bajos de mal drenaje, entre las lomas, con suelos algo más profundos y más húmedos, de los mismos materiales. La serie Alhué está constituida por suelos moderadamente bien drenados en pendientes casi planas. Los suelos planos y delgados son imperfectamente drenados, los suelos moderadamente profundos y casi planos son generalmente moderadamente bien drenados. Por la topografía, las posibilidades de drenaje de los suelos más profundos no siempre son exitosas por los aportes continuos de aguas desde las partes altas.

1.5.4. Problema causado por arenas con restricciones de drenaje (Cruce camino Lo Prado a Curacaví, Valle de Curacaví), Región Metropolitana.

El valle de Curacaví se caracteriza por tener una gran variabilidad de suelos y una gran variación de la condición del drenaje de los mismos. Los suelos arenosos estratificados derivados de materiales graníticos constituyen alrededor de un 15% del total y la mayor parte de ellos presentan problemas de drenaje que fluctúan entre ligeros y moderados. La serie Las Mercedes es

la más representativa de estos suelos planos arenosos, y corresponde a pedones imperfectamente drenados y moderadamente profundos, cuyos niveles freáticos se presentan a los 70 cm de profundidad. Las unidades moderadamente bien drenadas de esta serie representan algo más del 50% del total y las imperfectamente drenadas un 25% del total de la serie. En las fases moderadamente bien drenadas no existen niveles freáticos por encima de los 100 cm, en ningún período del año.

El drenaje artificial de la serie Las Mercedes resulta muy fácil, basta un dren de unos 150 a 180 cm de profundidad colocado en las cabeceras de los potreros y drenes en líneas paralelas distanciados a 500 ó 600 m para producir un drenaje efectivo. Si se opta por zanjas abiertas, el problema más difícil es la mantención de los taludes de los drenes, pues éstos se derrumban con facilidad producto de la acción de los animales y del socavamiento de las paredes por escurrimiento de las aguas.

1.5.5. Problema causado por arcillas densas, duripanes y areniscas cementadas (Puyaral, entre esteros Patagua y Changaral, Provincia de Ñuble), VIII Región.

El sector de San José de Puyaral está caracterizado por planos bajos, muy húmedos y muy arcillosos y terrazas aluviales altas, antiguas, de suelos rojos arcillosos, densos y plásticos, que descansan sobre duripanes (no sobre areniscas) los que están sobre un substratum fluvioglacial de materiales ligeramente intemperizados a frescos. La serie San José de Puyaral es representativa de los suelos de la parte baja, se encuentra constituida por pedones delgados, con un aumento del contenido de arcilla en profundidad y un duripán, de 1 a 3 cm de espesor, encontrado a los 30 ó 35 cm sobre materiales graníticos. El duripán impide la penetración del agua y de las raíces; el espesor promedio del suelo varía entre 30 y 40 cm y oscila entre extremos de 20 y 70 cm. En los espesores mínimos el suelo es pobremente drenado o muy pobremente drenado, en los espesores máximos el suelo es imperfectamente drenado. El pedón tipificado de la serie se define como pobremente drenado y no tiene posibilidades de drenaje dentro de límites económicos, tampoco el suelo presenta posibilidades de riego.

Todos los niveles freáticos de este suelo desaparecen en el mes de diciembre (en los primeros 10 días) y el suelo se seca a tal extremo que la cubierta vegetal la conforman espinos de muy escaso desarrollo. La cubierta herbácea desaparece a principios de Noviembre.

1.5.6. Problema causado por arcillas de características vérticas sobre tobas volcánicas (Santa Josefina, entre estero Las Mercedes y río Changaral), VIII Región.

Los sectores más occidentales de la depresión central de la provincia de Ñuble, presenta antiguas terrazas remanentes que se elevan sobre la planicie, dominada por depósitos lacustres de un elevado contenido de arcilla. Entre los suelos con alto contenido de arcilla y problemas de humedad excesiva se encuentran las series Quilmen y Quella. La serie Quilmen está constituida por suelos de muy escasa evolución, en cambio, la serie Quella está constituida por suelos de características muy especiales. Se trata de Vertisoles, suelos en que los procesos genéticos impiden la formación de horizontes evolucionados y el suelo es constantemente renovado por el movimiento de tipo circular de arcillas dentro del pedón. Las arcillas son del tipo 2:1, montmorrilloníticas y el suelo al parecer deriva de toba volcánica. Los suelos de la serie Quella son moderadamente profundos a profundos, arcillosos, masivos, muy plásticos y muy adhesivos, lentamente permeables una vez humedecidos (en seco muestran profundas grietas de 60 ó 90 cm de profundidad) y de drenaje imperfecto a pobre, con nivel freático durante 6 meses a lo menos (Mayo-Octubre). Ocurren en una topografía casi plana (con pendientes de 1 a 3% complejas) incluyendo sectores planos de tipo cóncavo.

Durante el período de verano, la superficie del suelo se quiebra en grandes polígonos; prismas de 25 a 50 cm y que alcanzan una profundidad de 60 a 80 cm. La profundidad a que se presentan los niveles freáticos está condicionada por la topografía superficial, la profundidad a la cual se encuentra la toba, la cantidad de fracturas y la magnitud de ellas, la dureza y permeabilidad de la toba entre otros factores. Predominantemente los suelos fueron clasificados como imperfectamente drenados (con 5 a 6 meses sin niveles freáticos) aunque más del 25% de los suelos de la serie son pobremente drenados. La principal aptitud de estos suelos es para arroz y

praderas resistentes a la humedad invernal. Los sistemas de drenaje son poco eficientes y sólo los grandes drenes abiertos (colectores) han tenido alguna influencia.

1.5.7. Problema causado por niveles freáticos regionales sobre depósitos arenosos (Abanico aluvial del río Laja), VIII Región.

Los cursos medios de los ríos Itata, Laja y Coreo discurren en un gran abanico aluvial que se conoce con el nombre de “Abanico del Laja” y llena la depresión longitudinal entre los ríos Itata y Bío-Bío, con un manto continuo de arenas de grano medio o grueso, de color gris negro, bien seleccionadas y con cierto grado de cohesión. Estas arenas se encuentran compuestas por materiales volcánicos de origen basáltico y vítreos (cristales de olivina y andesita) depositadas por un aluvión que bajó desde la cordillera al romperse el muro de un gran lago en el valle superior del Laja, o bien, pudo ser la actual laguna pero de un tamaño mucho mayor.

Estos materiales arenosos se depositaron encima de un abanico más antiguo, constituido por un manto lahárico (abanico lahárico del Salto del Laja), más bien delgado, pero con un alto grado de consolidación lo que le otorga el carácter de un abanico, de 1 a 6 m de espesor. Los componentes conforman un agregado consolidado de color gris pardusco oscuro con fragmentos angulares cuyo tamaño varía de sólo unos centímetros a bloques de 15 m de diámetro. Estos materiales son de composición basáltica con algunos fragmentos andesíticos, la matriz es cinerítica vítrea de color oscuro, casi negro, con algo de arcilla la que tiene su origen “in situ”. En el Salto del Laja, estos materiales están debajo de 30 ó 35 cm de cenizas finas (materiales ácidos), de color pardo rojizo con arenas finas y ripios aluviales intercalados. En otros sectores el depósito tiene entre 30 y 40 m de cenizas y arenas cineríticas con paquetes de ripios fluviales en su parte inferior. El origen de este flujo lahárico se encuentra en el complejo volcán Antuco y de allí se vació por el río Laja enviando dos ramas, una por el río Itata y otra por el río Coreo, para finalmente cubrir todo el llano.

En dichos suelos se presentan niveles freáticos estacionales asociados a movimientos de agua que a su vez se encuentran relacionados con las recargas naturales de los acuíferos. En determinadas zonas se comportan

como verdaderos diques produciéndose una estrecha dependencia con los depósitos subyacentes del banco del Laja que tienen una muy baja permeabilidad; esto hace que toda el área acuse niveles freáticos fluctuantes que afectan en mayor o menor grado a diversas series de suelos entre las que se cuentan Coreo, Arenales y Santa Teresa. La primera es de arenas gruesas, la segunda es de arenas media y la tercera es de arenas medias y finas. Cuando los suelos están secos, tienen una permeabilidad muy rápida y una velocidad de infiltración de 50 cm/hora.

La serie Arenales comprende suelos profundos de drenaje bueno a excesivo; sin embargo, un 50% del área cubierta por la serie presenta nivel freático temporal (desde fines de otoño hasta mediados de primavera e incluso hasta fines de primavera) a profundidad variable entre 70 y 120 cm, los que desaparecen totalmente en verano. Sectores muy planos y deprimidos presentan niveles freáticos permanentes, los que en invierno se observan a menos de 40 cm y en primavera-verano a 75 cm. Los niveles freáticos fluctuantes afectan el crecimiento de las raíces pero éstas son capaces de seguir el descenso estacional del agua durante el período de estiaje.

Las unidades cartográficas definidas como temporalmente húmedas, se presentan en dos condiciones topográficas:

1. Planos en pendiente de 1 a 2% donde los niveles freáticos se mantienen entre 80 y 120 cm hasta bien entrada la primavera y no tienen agua en el verano. En ella se observan raíces vigorosas que penetran en el agua y prácticamente no hay raicillas. El suelo es considerado como moderadamente bien drenado.
2. Microrrelieve acentuado con pendientes de 0 a 3% donde los suelos de los bajos son moderadamente profundos y de drenaje imperfecto y los suelos de los altos son moderadamente profundos y moderadamente bien drenados. Los montículos tienen por lo general 10 a 30 cm de alto sobre la planicie. Durante el verano (en terreno de riego), los bajos se ven con humedad normal. Los altos, completamente secos, y para mantenerlos húmedos hay que regar cada 4 días.

Para solucionar este problema de drenaje diferenciado, no hace falta un sistema de drenaje, sólo una nivelación del terreno. Al parecer esta medida es efectiva con montículos de hasta 1 metro aproximadamente.

1.5.8. Problema causado por arcillas densas sobre tobas o depósitos fluvio-glaciales muy lentamente permeables (Terrazas aluviales bajas en la confluencia de los ríos Cato y Niblinto), VIII Región.

La serie Mirador corresponde a suelos bien evolucionados bajo condiciones de humedad moderada en una topografía casi plana en antiguas terrazas aluviales que se presentan ligera a moderadamente disectadas. Los suelos muestran pedones profundos, de textura arcillosa, bien estructurados, de buen arraigamiento y porosidad hasta los 75 cm; en profundidad se reduce el arraigamiento por restricciones del drenaje, aparecen moteados diversos y concreciones finas que aumentan en tamaño y número alrededor de un metro de profundidad. Todo el suelo es de color pardo rojizo y descansa sobre un substratum de tobas o brechas volcánicas o ignimbritas, todas muy duras y muy lentamente permeables. A veces, el substratum corresponde a depósitos fluvio-glaciales con matriz arcillosa, caso en el que son lentamente permeables. El drenaje del suelo varía de moderadamente bueno a imperfecto.

La condición de drenaje del suelo varía mucho y se ha considerado suelos imperfectamente drenados aquéllos que en invierno tienen niveles freáticos próximos a la superficie, temprano en primavera a unos 70 cm de profundidad y a unos 100 cm durante el verano. Como suelos moderadamente bien drenados, el nivel freático en primavera debería estar a unos 100 cm y el de verano cercano a los 140 cm.

El drenaje artificial funciona satisfactoriamente en los suelos moderadamente bien drenados e imperfectamente drenados. Aún con drenaje, los sectores más bajos de la topografía se mantienen húmedos durante todo el año. Los drenes deben colocarse en el horizonte B₂₃ para obtener la máxima efectividad.

1.5.9. Problema causado por la presencia de un pan férrico (Frutillar), X Región.

Los suelos de Ñadis o, más corrientemente, los Ñadis son similares a los trumaos, tanto por sus propiedades químicas y mineralógicas como por una gran parte de sus propiedades físicas, sin embargo, difieren considerablemente en morfología, génesis y comportamiento. Los ñadis son suelos derivados de cenizas volcánicas sometidas a saturación estacional por efecto de un drenaje impedido o restringido que favorece la formación de un nivel freático que se presenta a profundidades variables. El moteado de los suelos es incipiente o no es visible. Corrientemente se presentan granos de pómez alterados que tienen una coloración pardo anaranjada y que se disponen en una banda característica en la parte menos permeable del perfil. Este horizonte plácico, conocido corrientemente como fierrillo, es una delgada zona de acumulación de óxidos de hierro junto a alúmina y sílice y depositados en forma tal que constituyen una lámina continua e impermeable al agua y a las raíces. Bajo esta lámina dura existe un substratum fluvioglacial que se encuentra parcialmente cementado por sílice, existiendo además un enriquecimiento por hierro de los materiales del substratum depositado en finas venas de disposición aproximadamente vertical. Sobre este horizonte plácico existe un horizonte relativamente grueso, de color pardo amarillento, con propiedades altamente tixotrópicas y de muy baja permeabilidad que contribuye a los problemas de restricción en el drenaje de los suelos. La serie de suelos más característica de los ñadis en la provincia de Llanquihue es la serie Frutillar.

1.5.10. Problema causado por saturación permanente (Mallines), XI Región.

Dentro de los suelos húmedos de la XI Región, los Mallines ocupan casi la totalidad del área. Las principales características que pueden definir un mallín son: su formación, su condición de humedad y su vegetación (ICC-CONIC, 1993).

Desde el punto de vista de su formación, los mallines pueden encontrarse en cuencas de sedimentación lacustrina; en terrazas aluviales y planicies carentes de drenaje natural; en las planicies costeras donde los ríos forman

meandros; en las áreas de quiebre de pendientes entre cerros y terrazas y en las terrazas aluviales recientes de escaso desnivel. Todas estas formaciones presentan una saturación permanente con escasa a nula variación durante las épocas menos lluviosas del año y una vegetación de bosque nativo hidromórfica que en la medida que ha sido explotado o destruido, ha sido reemplazado por juncáceas y renovales de escaso valor económico. Los suelos presentan gran heterogeneidad y escaso desarrollo que imposibilitan su clasificación taxonómica, razón por la cual son considerados misceláneos.

Debido a que en general los mallines ocupan posiciones altas, que los suelos no presentan limitaciones por presencia de estratas compactadas y que se trata de suelos profundos, se estima que no hay serias limitaciones que dificulten o encarezcan su rehabilitación. No obstante lo anterior, las principales limitaciones de los mallines es su escaso potencial de desarrollo, no permiten el empleo de maquinaria (exceso de troncos), pueden sufrir serios problemas de subsidencia (disminución de volumen del suelo), y constituyen un ecosistema muy frágil.

1.6. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Alcayaga, S.M: 1989. Origen, distribución y caracterización de los suelos de drenaje restringido. En: Los suelos de drenaje restringido. Sociedad Chilena de la Ciencia del Suelo. Boletín N° 9.
- Carruthers, Ian. 1985. Como cuidar la inversión en riego: el factor drenaje. CERES 18(4):15-21.
- ICC-CONIC. 1993. Investigación de zonas de mal drenaje XI Región. Parte II. Tomo 1. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Riego. Departamento de Estudios y Planes.
- Oosterbaan, R.J. 1991. Agricultural land drainage: a wider application through caution and restraint. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI), The Netherland. Annual Report.
- U.S.B.R. 1993. Drainage manual. A water resource technical publication. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation.

CAPITULO II.

EL DRENAJE Y SUS RELACION CON LOS CULTIVOS.

2.1. INTRODUCCION.

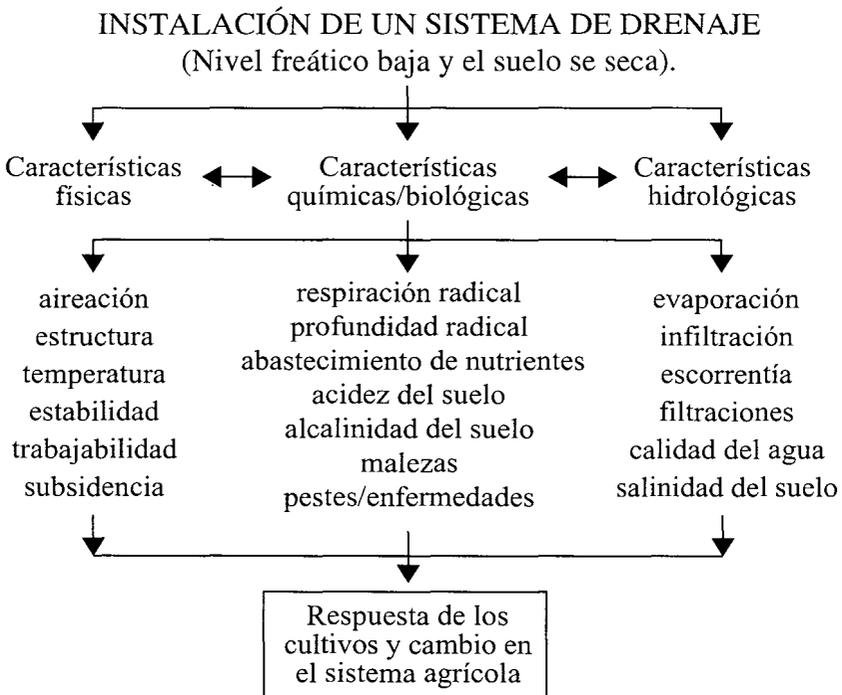
El propósito final de toda obra de drenaje agrícola es crear las condiciones óptimas para el desarrollo de los cultivos y en esa forma obtener mayores rendimientos y mejor calidad de los productos. Asimismo, mediante el drenaje es posible mejorar las condiciones del suelo de modo tal que otros cultivos de mayor valor y mayor rentabilidad puedan crecer en él.

Estas condiciones óptimas se obtienen disminuyendo el contenido de humedad de las estratas superiores del suelo y, como consecuencia de ello, el aire puede penetrar más fácilmente y quedar disponible para las plantas. Al mismo tiempo, el anhídrido carbónico producido por las raíces, los microorganismos o las reacciones químicas del suelo, puede difundir

fácilmente a través del espacio poroso hacia la superficie. Ambos procesos, entrada de aire y salida de anhídrido carbónico, son indispensables para el crecimiento de las plantas y para mantener el suelo en condiciones de soportar una agricultura sostenible en el tiempo.

Mejorar las condiciones de aireación del suelo significa, sin embargo, que el agua estará más difícilmente disponible para las plantas y por lo tanto éstas deberán realizar un esfuerzo adicional para extraerla. Esto se debe particularmente a dos razones. Primero, debido a que el contenido de agua de las capas superiores del suelo disminuye y, segundo, porque en la medida que el contenido de agua decrece, disminuye la conductividad hidráulica y, en consecuencia, el abastecimiento de agua desde mayor profundidad también disminuye. En términos prácticos, esto significa que bajo condiciones de suelos drenados, será indispensable hacer un buen manejo del agua de riego de modo que las plantas no sufran por falta de ésta.

En el diagrama siguiente (Oosterbaan, 1991) es posible apreciar las interrelaciones existentes entre las características físicas, químicas, biológicas e hidrológicas de un suelo como consecuencia de la instalación de un sistema de drenaje.



A partir del diagrama es posible concluir que la instalación de un sistema de drenaje subsuperficial tiene una influencia directa al producir una disminución del nivel freático y del contenido de humedad en la zona previamente saturada. Asimismo, es posible apreciar que existe una serie de efectos indirectos estrechamente interrelacionados entre sí y es el conjunto de todos estos efectos, lo que en definitiva determina la respuesta del cultivo a los cambios introducidos en el suelo.

2.2. CONSECUENCIAS DEL MAL DRENAJE.

Como se señaló anteriormente, el mal drenaje de un suelo provoca efectos perjudiciales a las características físicas, químicas y biológicas del suelo las cuales se traducen en daños directos a las plantas y/o en una disminución de la productividad y producción. A continuación se hace una revisión de algunas de las propiedades que resultan más severamente afectadas.

2.2.1. Efecto sobre las propiedades físicas del suelo.

Las características físicas del suelo principalmente afectadas por el mal drenaje son: la estructura del suelo, la aireación, la temperatura, la materia orgánica y la trabajabilidad.

Estructura del suelo.

Se entiende por estructura la agregación y ordenamiento de las partículas de arena, limo y arcilla de un suelo. Una buena estructura significa que agregación y ordenamiento crean condiciones favorables simultáneamente para la aireación y el mantenimiento de la humedad. Asimismo, significa que la resistencia mecánica a las raíces se reduce y se provee un buen soporte para las labores de mecanización.

Se ha comprobado que el drenaje contribuye a aumentar el espacio poroso del suelo y consecuentemente a promover la velocidad de infiltración. Esto se puede deducir de la figura 2.1 (Van Hoorn, 1958) donde es posible apreciar que el porcentaje de poros grandes disminuye en la medida que el nivel freático se encuentra más cerca de la superficie.

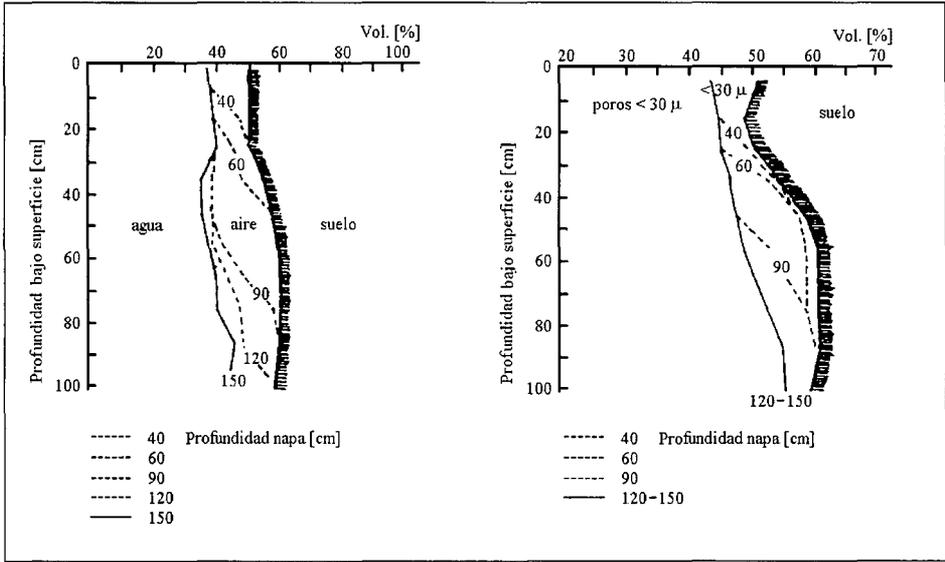


Figura 2.1. Influencia de la profundidad del nivel frático sobre el contenido de agua, aire y distribución de tamaño de poros (Van Hoorn, 1958).

Aireación del suelo.

Para la respiración y otras actividades metabólicas las raíces requieren oxígeno. Ellas absorben agua y nutrientes disueltos desde el suelo y producen dióxido de carbono, el cual se intercambia con el oxígeno de la atmósfera. Este proceso de aireación, el cual tiene lugar por difusión y transporte de masas, requiere que en el suelo existan espacios porosos llenos con aire. Para que las raíces estén bien desarrolladas, se requiere que agua, nutrientes y aire estén disponibles simultáneamente.

Bajo condiciones de mal drenaje (reducción) es posible encontrar que las raíces de los cultivos son más cortas; el sistema radical ocupa menos espacio y es más superficial y algunas veces las raíces se extienden hacia la superficie; las raíces son menos numerosas, el sistema radicular menos complejo y generalmente se detiene la formación de pelos radiculares; se estimula el desarrollo de raíces adventicias; la respiración cambia de aeróbica a anaeróbica con la consecuente acumulación de subproductos tóxicos y una menor eliminación de energía a partir de la misma cantidad de carbohidratos; se reduce la tasa de transpiración y consecuentemente la de absorción de agua y nutrientes; los brotes de las hojas se reducen y las hojas se decoloran;

los procesos reproductivos son retrasados y reprimidos; flores o frutos jóvenes pueden caer prematuramente.

Consecuentemente, una buena condición de aireación y humedad a través del perfil del suelo, estimula el crecimiento y desarrollo del sistema radicular en todas direcciones. En suelos bien drenados el sistema radical profundo puede incluso extraer agua desde la franja capilar. Plantas que desarrollan un sistema radicular superficial, debido a un exceso de agua en sus estados iniciales de desarrollo, pueden sufrir un déficit de agua en estados posteriores, aún cuando la napa no esté muy profunda.

Temperatura del suelo.

La reducción del contenido de agua y el aumento del aire en el suelo como consecuencia del drenaje resulta en una disminución del calor específico del mismo. En general, el agua requiere cinco veces más calor que el suelo seco para elevar su temperatura. Consecuentemente, suelos con aproximadamente 50% de humedad requieren 2,5 veces más calor que un suelo seco para calentarse. Además, el efecto de enfriamiento debido a la mayor evaporación desde un suelo mojado impide que la temperatura aumente. En primavera, en climas templados, ambos efectos causan un retraso en el crecimiento. En general, puede decirse que cuando un suelo es drenado, el clima del suelo superficial cambia favorablemente lo cual permite siembras o plantaciones más tempranas en regiones con inviernos fríos.

En la figura 2.2. parte superior del gráfico es posible observar que con la napa freática a 45 cm de profundidad, prácticamente no hay diferencia de temperaturas a 10 cm bajo la superficie del suelo entre un suelo arcilloso y otro franco arenoso. Cuando la napa está a 1,65 m la temperatura sube casi 1°C. A 3 cm de profundidad, al bajar la napa de 45 cm a 1,65 m, en un suelo franco arenoso, la temperatura asciende 2 a 3°C, pero sólo 0,5 a 1,0°C en un suelo arcilloso. De lo anterior se puede concluir que disminuir la napa en el suelo franco-arenoso es más efectivo que disminuirla en el suelo arcilloso por cuanto en el primer caso se produce una mayor pérdida de agua (menor retención).

La temperatura del suelo incide directamente sobre el crecimiento de la planta por su efecto sobre la disponibilidad de nutrientes, relaciones de humedad y absorción de agua. Bajas temperaturas del suelo desaceleran la

descomposición de la materia orgánica, de modo, que sólo escasos nutrientes quedan disponibles.

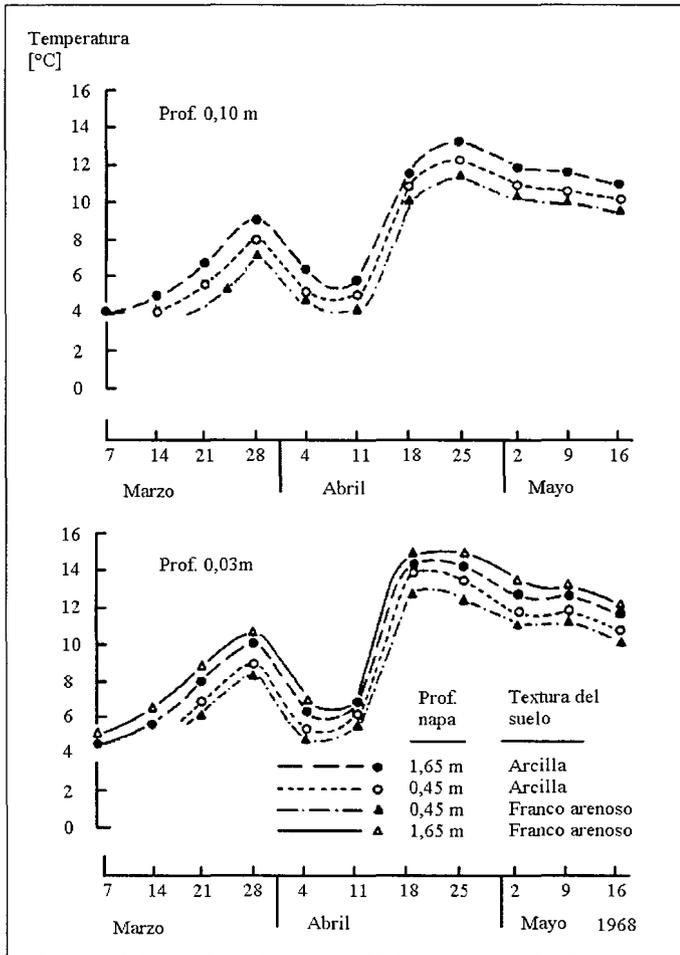


Figura 2.2. Variación de la temperatura a diferentes profundidades del suelo como función de la textura y la profundidad de la napa (Feddes, 1971).

Trabajabilidad y capacidad de soporte del suelo.

Con un drenaje adecuado el contenido de humedad de las estratas superficiales del suelo no es superior a capacidad de campo. Esto es importante por cuanto existe un rango de humedad relativamente estrecho que es el más apto para las labores de preparación de suelo y que por lo general es inferior a capacidad de campo. Por lo tanto, se debe evitar las labores del suelo inmediatamente después de una lluvia, a menos que se disponga de un excelente sistema de drenaje natural o artificial.

Laborar suelos arcillosos con un exceso de humedad resulta en una destrucción de los agregados, dispersión de las partículas y, consecuentemente, acumulación de agua en la superficie. En casos extremos la consecuencia puede ser una compactación del suelo. Los efectos de ésta son la disminución de la infiltración y la conductividad hidráulica del suelo y por lo tanto los sistemas de drenaje no funcionarán adecuadamente.

En praderas naturales o artificiales, la capacidad de soporte del suelo y la resistencia al encharcamiento debido al pisoteo de los animales, así como la vida útil de la pradera misma, se ven considerablemente beneficiados con un adecuado sistema de drenaje.

Materia orgánica del suelo.

La presencia o ausencia de materia orgánica es importante por cuanto influye tanto en la estructura del suelo como en el abastecimiento de nutrientes. Observaciones con respecto a los contenidos de materia orgánica en suelos bajo condiciones de drenaje restringido, permiten afirmar que éstos presentan valores superiores a aquéllos con buena aireación. Suelos con buena aireación, con humedad y temperatura suficientes para la actividad biótica, están sometidos a una gran actividad de organismos descomponedores tales como bacterias, hongos y actinomicetes que utilizan la materia orgánica como fuente energética. En suelos con drenaje restringido prevalecen organismos anaeróbicos, los cuales se caracterizan por actuar a un menor nivel energético, siendo las velocidades de reacción del orden de un 50% menor a aquéllas de los organismos aeróbicos. En consecuencia, suelos con problemas de drenaje o inundados se caracterizan por poseer mayores contenidos de materia orgánica (Grez, 1989).

Durante la descomposición anaeróbica de la materia orgánica, se producen importantes compuestos que no se forman durante la descomposición aeróbica. Parte de estos compuestos son: gases, hidrocarburos, alcoholes, carbonilos, ácidos grasos volátiles, ácidos fenólicos y compuestos volátiles de azufre, todos los cuales son importantes en la formación de agregados del suelo.

2.2.2. Efecto sobre las propiedades químicas del suelo.

A continuación se analizan brevemente dos de las propiedades químicas de un suelo que son sensiblemente afectadas por un drenaje deficiente.

Abastecimiento de nutrientes.

Como ya se indicó anteriormente, varios procesos activados por bacterias, hongos y otros microorganismos dependen de una buena aireación del suelo. La fijación de nitrógeno y la nitrificación por microorganismos pueden mencionarse como dos de los principales procesos aeróbicos que ejercen una importante influencia sobre el crecimiento y desarrollo de las plantas. Cuanto más profundo puedan penetrar las raíces, mayor cantidad de nutrientes estarán disponibles para ser absorbidos. La ventaja del drenaje entonces es aún más evidente cuando los nutrientes han sido desplazados hacia mayores profundidades. Esta relación entre la absorción de distintos nutrientes (N, P, K, Ca, y Mg) y su dependencia de la profundidad de la napa freática, se ilustra en la figura 2.3. (Minessy et al., 1971), para dos variedades de cítricos.

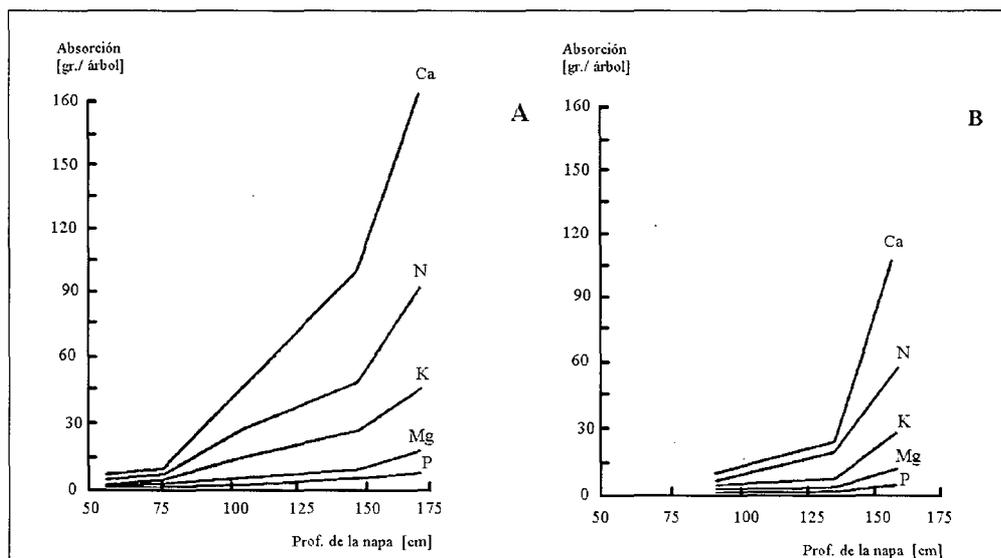


Figura 2.3. Efecto de la profundidad de la napa en la absorción de algunos nutrientes, a través de las hojas. (Minessy et al., 1971).

A. Naranja Washington

B. Mandarina Balady

Como se aprecia en la figura, uno de los elementos más sensibles a las condiciones de aireación es el nitrógeno (N). Bajo condiciones anaeróbicas la descomposición de la materia orgánica se desacelera, mientras que parte del nitrógeno disponible se inmoviliza. Además, serias pérdidas resultan de la descomposición del nitrato (NO_3) por microorganismos los cuales lo usan como aceptor de hidrógeno en reemplazo de oxígeno atmosférico reduciéndolo a nítrico, óxido nitroso y nitrógeno gas el cual escapa desde el suelo por difusión (Wesseling, 1974).

Salinidad del suelo.

La salinidad del suelo se refiere a la presencia de altas concentraciones de sales solubles en el agua almacenada en la zona radicular de los cultivos. Estas altas concentraciones de sales, a través de la alta presión osmótica que generan, afectan el crecimiento de las plantas ya que restringen la absorción de agua por las raíces, aún cuando ésta se encuentre en cantidad suficiente como para no crear estrés hídrico. Asimismo, la salinidad también puede afectar el crecimiento de las plantas debido a que las altas concentraciones de sales en la solución del suelo interfieren con una balanceada absorción de iones esenciales en la nutrición. Todas las plantas están sujetas a esta influencia, pero la sensibilidad a las altas presiones osmóticas varía ampliamente de una especie a otra.

Según Oosterbaan (1988), los principales efectos de la salinidad sobre el crecimiento de las plantas y su producción son: a) germinación lenta e insuficiente de las semillas; b) sequía fisiológica, marchitez y secado de plantas; c) crecimiento retardado, hojas pequeñas, ramas y tallos cortos; d) hojas de color azul verdoso; e) retardamiento del florecimiento, pocas flores, esterilidad y semillas pequeñas; f) crecimiento de plantas tolerantes a las sales o plantas halófitas y g) bajos rendimientos de semillas y partes vegetativas de la planta.

La tabla siguiente presenta la tolerancia de algunos frutales al exceso de sales, expresado como la conductividad eléctrica ($\text{CE} * 10^{-3}$ mmhos/cm) a la cual los rendimientos disminuyen alrededor del 10%.

TABLA 2.1. TOLERANCIA DE ALGUNOS FRUTALES AL EXCESO DE SALES (Wesseling, 1974).

Frutales	Ce * 10 ⁻³ (mmhos/cm)
Palma datilera	8,0
Vid	4,0
Naranja	3,0
Limonero	2,5
Manzano, peral, damasco, ciruelo	2,5
Almendro, durazno	2,5
Boisenberry	2,5
Palto	2,0
Frambuesa, frutilla	1,5

De la tabla anterior se desprende que la mayoría de los frutales son altamente sensibles a los excesos de sales en la solución del suelo y, por tanto, para proveerles las condiciones adecuadas de salinidad es necesario realizar obras de drenaje que permitan eliminar las sales excedentes. Esto significa que en zonas áridas el sistema debe diseñarse para una capacidad que contemple la eliminación de la recarga además de los requerimientos de lavado.

2.2.3. Efectos sobre la producción.

La literatura especializada es abundante en ejemplos referidos al impacto que la presencia de problemas de drenaje tiene sobre el rendimiento de los cultivos. Este efecto se debe tanto al tiempo de inundación, en caso de drenaje superficial, o a la profundidad de la napa, si el problema es de drenaje subsuperficial.

Tiempo de inundación.

Un inadecuado drenaje superficial de los suelos determina acumulación de agua en la superficie la cual, en caso de prolongarse por un período

superior a aquél que el cultivo es capaz de soportar, puede a su vez afectar seriamente el rendimiento de las plantas y eventualmente provocar la muerte de las mismas.

En la figura 2.4. se indican los resultados obtenidos con maíz de diferente altura, cuando se somete a diferentes tiempos de inundación. De dicha figura se desprende que, en la medida que aumenta el tiempo de inundación, la disminución del rendimiento es mayor. Asimismo, es posible advertir que cuando el maíz tiene 30 cm de altura una inundación de 4 días lo afecta más seriamente que cuando tiene 60 cm de altura.

Un caso particularmente interesante de analizar es el que se presenta en la figura 2.5., que dice relación con el efecto combinado de la temperatura ambiental y los días de inundación transcurridos sobre plantas de festuca. En este caso, nuevamente, en la medida que aumenta el tiempo de inundación, los rendimientos disminuyen. Además, es posible apreciar que en la medida que aumenta la temperatura ambiente, el efecto de la inundación es más severo, llegando incluso a la muerte de la planta cuando la inundación se prolonga por alrededor de 5 días a 30°C de temperatura.

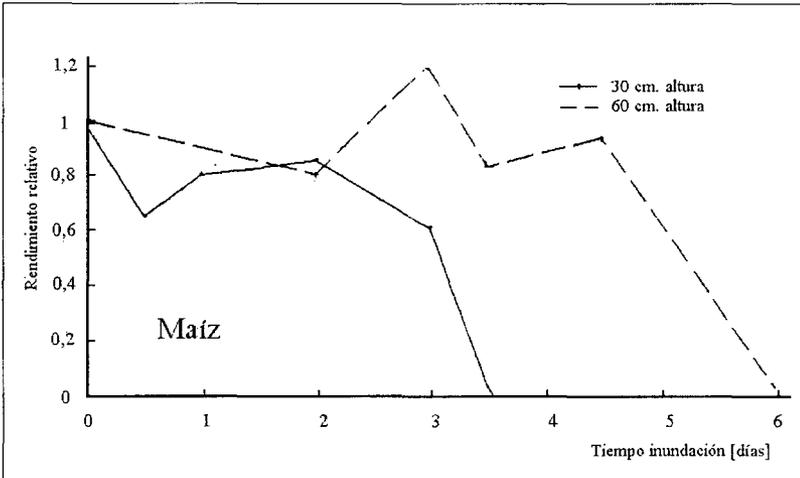


Figura 2.4. Efecto del tiempo de inundación sobre el rendimiento de maíz (D.W. DeBoer y W.F., Ritter, 1970).

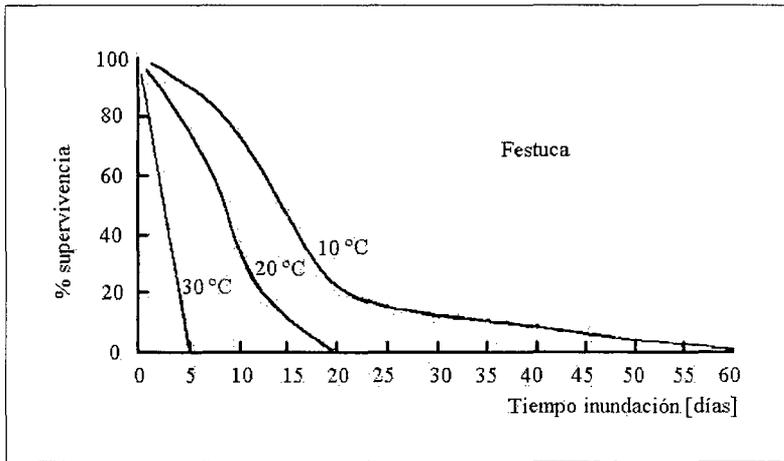


Figura 2.5. Efecto del tiempo de inundación sobre el rendimiento de festuca a tres niveles diferentes de temperatura ambiente (J.B. Beard y D.P. Martín, 1970).

De las figuras anteriores es posible establecer que el efecto del mal drenaje sobre los cultivos es función del tiempo de inundación, el tipo de cultivo, el estado de desarrollo y de la temperatura ambiente. En términos generales podemos decir que el rendimiento se ve más severamente afectado cuando el tiempo de inundación aumenta, cuando los cultivos son más sensibles al exceso de agua, cuando las plantas se encuentran en pleno desarrollo vegetativo y cuando la temperatura ambiente es más alta.

Napa freática cercana a la superficie.

Por definición, la presencia de una napa de agua cercana a la superficie significa que el suelo tiene problemas de drenaje de tipo subsuperficial y que para proveer las condiciones adecuadas de aireación y profundidad para el desarrollo radical de los cultivos, se requiere la instalación de un sistema de drenaje que permita controlar la profundidad de la napa a los niveles requeridos. La relación general que existe entre profundidad de la napa freática y su efecto sobre los rendimientos se indica en la figura 2.6. De acuerdo a dicha figura, es posible señalar que el rendimiento disminuye drásticamente en la medida que la napa se acerca cada vez más a la superficie y que la respuesta no es la misma en todo tipo de suelo.

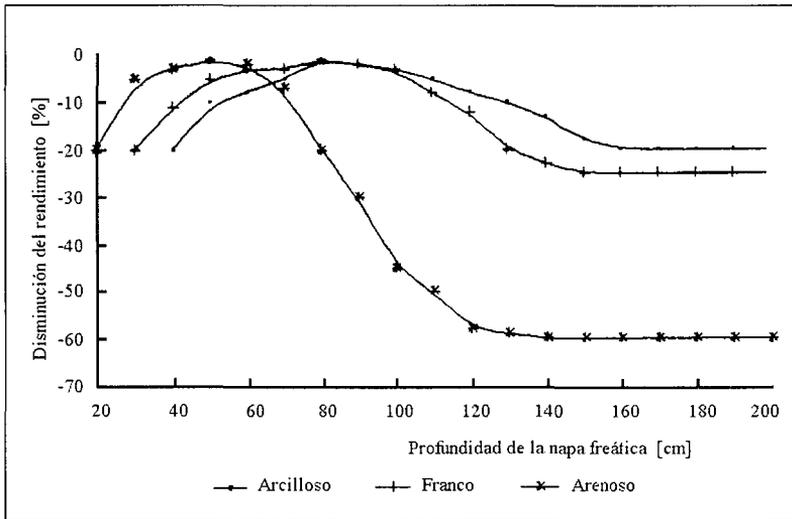


Figura 2.6. Disminución del rendimiento de un cultivo como función de la profundidad de la napa, en tres tipos de suelos.

Efectivamente, en suelos de textura medias y finas, la presencia de una napa cercana a la superficie tiene un efecto más severo que en texturas gruesas debido al ascenso capilar y la presencia de una franja, sobre el nivel freático, la cual tiene un contenido de humedad muy cercano a saturación.

De la misma figura es posible concluir que el impacto sobre los rendimientos es mayor bajo condiciones de exceso de agua (rama húmeda de la curva) que bajo condiciones de déficit de agua (rama seca de la curva). Asimismo, se puede deducir que es posible mantener un rendimiento óptimo de los cultivos en un determinado suelo, si el nivel freático se mantiene a una profundidad adecuada. Este último principio es el que se aplica en el caso de riego sub-superficial.

En la tabla 2.2. se indica cuantitativamente el impacto de distintas profundidades de la napa freática sobre los rendimientos de algunos cultivos (expresados en porcentaje).

TABLA 2.2. RELACION ENTRE PROFUNDIDADES DEL NIVEL FREÁTICO (cm) Y RENDIMIENTO ALCANZADO (como % del máximo) PARA DIFERENTES CULTIVOS.

CULTIVO	Profundidad del nivel freático (cm)								
	15	30	40 50	60	75	80 90	100	120	150
Trigo ⁽¹⁾	-	-	58	77	99	95	-	-	100
Cebada ⁽¹⁾	-	-	58	80	89	95	-	-	100
Avena ⁽¹⁾	-	-	49	74	85	95	-	-	100
Trébol ladino ⁽¹⁾	100	98	90	-	-	-	-	-	-
Alfalfa	-	-	-	100	-	-	-	95	-
Maíz	45	55	67	70	-	100	-	-	-
Maíz ⁽⁴⁾	80	100	96	83	-	93	-	-	-
Maíz ⁽²⁾	-	41	82	85	100	85	45	-	-
Tomate ⁽²⁾	9	28	47	60	-	100	-	-	-
Remolacha ⁽²⁾	-	-	71	84	-	92	-	97	100
Papas ⁽¹⁾	-	-	90	100	-	95	92	-	96
Sorgo ⁽²⁾	73	86	93	100	93	-	-	-	-

⁽¹⁾ Suelo arcilloso. ⁽²⁾ Suelo franco arenoso. ⁽³⁾ Suelo franco. ⁽⁴⁾ Suelo areno francoso.

En cuanto al efecto del mal drenaje sobre la producción de frutales, es posible afirmar que el sistema relativamente inflexible de crecimiento radical de los árboles, con raíces activas desarrollándose a gran profundidad, parece ser fácilmente afectado por la presencia de una napa no necesariamente muy profunda. Sin embargo, la susceptibilidad de un árbol frutal a un drenaje pobre dependerá además de su edad y la estación climática. Así por ejemplo, las raíces de un manzano sufrirán un daño mayor en verano que en invierno debido a que en éste último período el árbol se encuentra en latencia e inactivo.

Las plantaciones de frutales en suelos con alto contenido de materia orgánica, pueden sufrir severos daños cuando tales suelos son drenados y ocurre subsidencia. Por otro lado, si el árbol crece bajo condiciones de nivel freático alto, tiende a desarrollar un sistema radicular muy superficial, tipo platiforme, que no le provee la sustentación necesaria.

2.3. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Beard, J.B. and D.P. Martín. 1970. Influence of water temperature on submersion tolerance of four grasses. *Agronomy Journal* 62(2): 257.529.
- DeBoer, D.W. and W.F. Ritter. 1970. Flood damage to crops in depression areas of north-central Iowa. *Transactions of ASAE* 13(5): 547.549.
- Feddes, R.A. 1971. Water, heat and crop growth. Mededelingen Landbouwgenschap, Wageningen, The Netherland.
- Grez, Renato. 1989. Procesos físico-químicos en los suelos de drenaje restringido. En: *Los suelos de drenaje restringido*. Sociedad Chilena de la Ciencia del Suelo. Boletín N° 9.
- Minessy, F.A.; M.A. Barakat and E.M. El-Azab. 1971. Effect of some soil properties on roots and top growth and mineral content of Washington navel orange and Balady mandarin. *Plant and Soil* 34(1):1-15.
- Oosterbaan, R.J. 1988. Drainage for agriculture. 27th International Course on Land Drainage. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). The Netherland.
- Oosterbaan, R.J. 1991. Agricultural land drainage: a wider application through caution and restraint. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). The Netherland. Annual Report.
- Van Hoorn, J.W. 1958. Results of a groundwater level experimental field with arable crops on clay soils. *Netherland Journal of Agriculture* 6:1.10.
- Wesseling, J. 1974. Crop growth and wet soil. In: I. Van Schilfgaarde (Ed). *Drainage for agriculture*. American Society of Agronomy N° 17. Madison, Wisconsin, USA. pp. 7-32.

CAPITULO III.

INVESTIGACION CON FINES DE DRENAJE.

3.1. INTRODUCCION.

El diseño y posterior construcción de un sistema de drenaje efectivo, eficiente y técnica y económicamente rentable depende en gran medida de la cantidad, calidad, confiabilidad y representatividad de los datos que se van a utilizar en el diseño.

Por esta razón, el objetivo fundamental de los estudios e investigaciones de terreno, 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. En la mayoría de los casos dichas determinaciones se realizan en suelos ya afectados por niveles freáticos altos y/o con problemas

de salinidad pero, en otros casos, pueden tener como objetivo el efectuar un pronóstico de la situación que podría presentarse en el futuro.

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

Una baja capacidad natural de drenaje, proclive a crear problemas de exceso de humedad a 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 transmisividad de los estratos.

Según los estándares del Bureau of Reclamation (USBR, 1993) en cualquier investigación de drenaje, lo que se busca son los datos necesarios para responder a las siguientes interrogantes:

- a) ¿Existe en la actualidad o se producirá en el futuro un exceso de agua y/o salinidad?
- b) ¿Existe una salida adecuada para eliminar el exceso de agua y sales?
- c) ¿Cuál es la fuente de exceso de agua y sales?
- d) ¿Los suelos pueden ser adecuadamente drenados?
- e) ¿Cuánta agua y/o sales debe ser removida?
- f) ¿Qué sistema de drenaje dará los mejores resultados?
- g) ¿Cuál es la profundidad drenable del suelo?
- h) ¿Existen elementos químicos disueltos en el agua del suelo en cantidades potencialmente tóxicas?

Para un adecuado diagnóstico del problema existente es necesario considerar diferentes factores incluyendo el clima, topografía (relieve), suelos e hidrología del agua superficial y subterránea. Cada uno de estos factores ya sea separadamente o en forma combinada pueden contribuir a crear un problema de drenaje superficial, subsuperficial o una combinación de ambos.

En los párrafos siguientes se hace un análisis del tipo de estudios que es necesario realizar para dar una respuesta adecuada a las interrogantes anteriores. Previamente se analiza el nivel o profundidad con el que deben realizarse cada uno de estos estudios para ir abordando el problema en forma gradual.

3.2. NIVEL DE LOS ESTUDIOS.

Para postular a los concursos de drenaje que se convocan con cargo a la Ley 18.450, las Bases Técnicas indican que deberá presentarse un “Anteproyecto definitivo de las obras”, documento que no es un proyecto detallado, definitivo o de diseño como usualmente se conoce en la terminología internacional (FAO, 1970; World Bank, 1989); sin embargo, debe contener todos los elementos requeridos para definir su costo y características constructivas.

Para determinar si un proyecto de drenaje es técnicamente factible y económicamente viable, se requiere realizar diferentes etapas o niveles de los estudios que permitan evaluar las posibles soluciones técnicas. Si la viabilidad del proyecto parece posible, será recomendable pasar a la etapa siguiente con el propósito de obtener toda la información requerida para la etapa de diseño final.

Al proceder de esta forma es posible que en cualquier momento, por razones técnicas o económicas, pueda abandonarse el proceso sin haber incurrido en grandes inversiones de tiempo o dinero. Estas etapas se indican en los párrafos siguientes:

3.2.1. Reconocimiento o preliminar.

El objetivo de esta fase es determinar la viabilidad del proyecto, a partir de la visita a terreno, el análisis de la información disponible y aquella que los propios interesados puedan proveer. Esta es una de las etapas más importantes en cualquier proyecto que se emprenda. Información e impresiones que se obtengan de esta visita de reconocimiento son valiosas para evaluar las condiciones actuales del lugar en cuestión y para programar las investigaciones y etapas sucesivas que deban completarse. Este estudio inicial debe familiarizar al consultor con datos acerca de los siguientes ítemes (USBR, 1993):

- a) Ubicación y capacidad de los cauces naturales.
- b) Ubicación y condiciones de los posibles puntos de descarga.
- c) Identificación de la altura máxima que puede alcanzar el nivel de las aguas en caso de inundaciones.
- d) Ubicación y características de la red de canales, pozos, vertientes, lagunas, embalses, acumuladores nocturnos y cualquier posible fuente de recarga.
- e) Prácticas de riego actuales, métodos y posibles eficiencias o pérdidas que están ocurriendo.
- f) Estimación de la profundidad de los niveles freáticos, sus fluctuaciones y dirección del movimiento de las aguas.
- g) Cultivos presentes, prácticas culturales, posibilidad de futuros cultivos más rentables.
- h) Tipo, localización, espaciamiento, profundidad, efectividad de cualquier tipo de drenaje que exista en las cercanías y donde existan condiciones similares al del lugar en cuestión. El análisis de esta información permitirá orientar con mayor rapidez el tipo de estudios que se debe realizar para evitar algunos errores que pudieran haberse cometido previamente y para evitar repetición de información.
- i) Condiciones topográficas imperantes que pudieran condicionar la ubicación de la futura red de drenaje.
- j) Indicaciones acerca de problemas de salinidad y/o alcalinidad que pudiera existir tales como afloramiento de sales, color de la superficie, especies presentes, etc.
- k) Entrevista con personas con amplio conocimiento práctico en el área del proyecto. Ellos pueden proveer valiosa información por la vivencia personal e histórica que pueden poseer.

La información preliminar así recolectada debe ser asociada con ciertas condiciones subsuperficiales que imperen en el lugar. Esto dice relación particularmente con la ubicación del estrato impermeable causante del problema

de drenaje. La observación de pozos puede dar una buena aproximación al respecto, antes de iniciar cualquier otro trabajo de terreno. Se espera que a través de este estudio preliminar sea posible dar respuesta a las siguientes interrogantes:

- ¿Qué área debe ser efectivamente considerada en el mejoramiento futuro?
- ¿Qué ventajas y desventajas pueden producirse o esperarse por los cambios que se van a introducir?
- ¿Cuáles son las alternativas posibles?
- ¿Qué medidas técnicas deben considerarse en las alternativas propuestas?
- ¿Cuál será, aproximadamente, la relación costo-beneficio?

A este nivel, el estudio debe basarse fundamentalmente en la información existente con inclusión de un limitado trabajo de terreno. Algunos elementos importantes son: fotografías aéreas, toda clase de mapas (geológicos, topográficos, uso del suelo, caminos, etc.), datos de suelos, agua, clima, etc.

Los mapas deben considerar toda la hoya hidrográfica en la cual se encuentra localizado el proyecto en consideración, el cual debe delimitarse específicamente a objeto de conocer aspectos tales como: superficie total, tipo de suelos, evacuación del agua, reutilización del agua, efecto sobre áreas adyacentes, etc.

En esta etapa corresponde establecer criterios de drenaje tentativos que se basan en consideraciones sobre el clima, las condiciones de los suelos, la hidrología, los cultivos posibles de introducir a futuro y el manejo del agua de riego previsto. De esta forma, es posible, definir unidades de manejo a partir de las unidades cartográficas del suelo.

Si luego de la evaluación de la información recolectada se llega a la conclusión que el proyecto es técnicamente factible y económicamente viable, se procede a planificar la obtención de los datos de terreno que permitan realizar

el proyecto propiamente tal. Estos estudios de terreno específicos se analizan en la sección 3.3.

3.2.2. Anteproyecto definitivo de las obras.

En las Bases Técnicas que regulan la presentación de proyectos a concursos a la Ley 18.450, esta fase se define como **el estudio técnico que sobre la base de la información de suelos, topografía e hidrología, permite definir las características constructivas de la obra con suficiente grado de aproximación a su costo real**. Según las bases técnicas, dicho anteproyecto de una obra de drenaje debe incluir los siguientes aspectos, los cuales son abordados en diferentes capítulos de este Manual:

- a) Topografía de la zona de emplazamiento.
- b) Cálculos hidráulicos que permitan definir la geometría hidráulica de la obra.
- c) Cálculos estructurales, en caso de obras especiales como: fundaciones de equipos y elementos mecánicos necesarios para elevar las aguas, cámaras de inspección, puentes y alcantarillas.
- d) Disposición general de las obras con los respectivos planos de detalle para la cubicación y construcción de la obra.
- e) Cubicaciones con los respectivos antecedentes y memorias de cálculo.

3.3. ESTUDIOS ESPECIFICOS.

Aún cuando aspectos agrícolas, económicos, sociales, legales e institucionales son importantes para comprender y resolver los problemas de drenaje en su conjunto, a continuación se indican sólo los estudios que tienen relación principalmente con factores físicos. Estos son:

- Estudios topográficos
- Estudios de suelos (agrológicos)
- Estudios geológicos
- Estudios de salinidad
- Estudios de niveles freáticos y/o piezométricos

- Estudios de conductividad hidráulica

En atención a la relevancia que tienen en un diseño de drenaje, los estudios de niveles freáticos y de conductividad hidráulica se tratan separadamente en los capítulos V y VI, respectivamente.

3.3.1. Topográficos.

Los planos topográficos deben proveer una representación real de la configuración superficial del terreno, incluyendo los accidentes naturales y/o artificiales de importancia ya sea porque impiden o facilitan el drenaje natural.

La escala en que se presentará el plano o mapa es función del nivel del estudio, del área involucrada y de las pendientes y accidentes topográficos relevantes. Para grandes áreas (mayores a 5000 hectáreas) y estudios preliminares, puede ser suficiente una escala 1:50.000. Para áreas menores (1000-2000 hectáreas) y estudios de un grado mayor de detalle puede utilizarse una escala 1:25.000. Estudios especiales requieren escala 1:5.000 o mayor. En estudios preliminares las curvas de nivel deben trazarse a 1.0 m de equidistancia vertical. Para el diseño y trazado definitivo de los sistemas de drenaje se requiere a lo menos 0.5 m de equidistancia. En terrenos muy planos se recomienda 0.25-0.20 m. Además, dichos planos deben incluir ubicación de las principales estructuras hidráulicas (embalses, red de canales, etc.) así como perfiles longitudinales de los cauces naturales (ríos, arroyos) de los posibles colectores y de la red general de riego.

En relación al plano topográfico que debe acompañar a los proyectos que se presentan a los concursos de la Ley 18.450, se especifica lo siguiente:

- a) Para áreas mayores de 20 hectáreas físicas, deben presentarse planos a escala 1:10.000 con curvas de nivel cada 1 m o de mayor detalle, que se podrá obtener mediante levantamiento taquimétrico o por restitución aerofotogramétrica con apoyo terrestre. Los trabajos de terreno tendrán carácter local, no exigiéndose su vinculación a la red geodésica básica del país.

- b) Si se trata de áreas iguales o menores de 20 hectáreas físicas, la cartografía deberá presentarse a una escala adecuada, obtenida mediante procesos de ampliación fotomecánica o fotostática.

En el plano topográfico que se obtenga, se indicarán los puntos de referencia necesarios para definir los sistemas de coordenadas y de cotas del levantamiento, todos los cuales deberán quedar materializados en terreno permitiendo posteriormente el replanteo de las obras que consulta el proyecto.

3.3.2. Suelos.

Por lo general, los estudios convencionales de suelos no entregan la información necesaria requerida con fines de diseño de drenes subsuperficiales en atención a que usualmente se realizan hasta una profundidad no superior a 1,2-1,5 m.

Para resolver adecuadamente un problema de drenaje suelen ser de gran importancia los estratos del suelo que se encuentran por debajo de 1,5 m ya sea porque allí se encuentran aquellos que tienen la mayor capacidad de conducir agua o porque, allí se localiza la “barrera” o “estrato impermeable” limitante del flujo gravitacional. Asimismo, las características físicas del suelo por debajo de los 1.5 m son importantes para definir el tipo de flujo que existe hacia el dren (horizontal o radial) y para calcular el espaciamiento. Puesto que este estudio del subsuelo está generalmente fuera del ámbito de trabajo del agrólogo, es necesario realizar estudios específicos al respecto.

De acuerdo a los criterios establecidos en las Bases Técnicas, para la confección del anteproyecto definitivo, el estudio agrológico debe incluir lo indicado en la letra e) del artículo 5° del Reglamento y deberá ceñirse a las “Pautas para Estudios de Suelos” de la Comisión Nacional de Riego, las cuales se incluyen en el anexo de este manual. El estudio deberá contener la definición de series y fases reales de suelos con las clasificaciones interpretativas de clases, subclases y unidades de capacidad de uso actuales, en las condiciones de mal drenaje, y aquéllas potenciales que se obtendrían una vez construido el proyecto. Además, el estudio deberá considerar las clases de drenaje y categorías de riego de cada una de las unidades cartográficas y la determinación de las constantes hídricas, densidad aparente y textura. Las fases de suelo deberán separarse hasta superficies mínimas de 0,5 hectáreas.

Asimismo, en el mapa deberá delimitarse claramente el área sometida a clasificación, el área donde se ejecutará el sistema de drenaje y los deslindes de los predios involucrados. Además, dichas Bases Técnicas indican que el estudio de suelos debe contemplar la confección de perfiles típicos para indicar la profundidad a la cual se encuentra el estrato impermeable. En la figura 3.1 se incluye un ejemplo en que el estudio agrológico ha permitido identificar claramente cuál es el estrato impermeable, a qué profundidad se encuentra y cómo esta profundidad varía espacialmente.

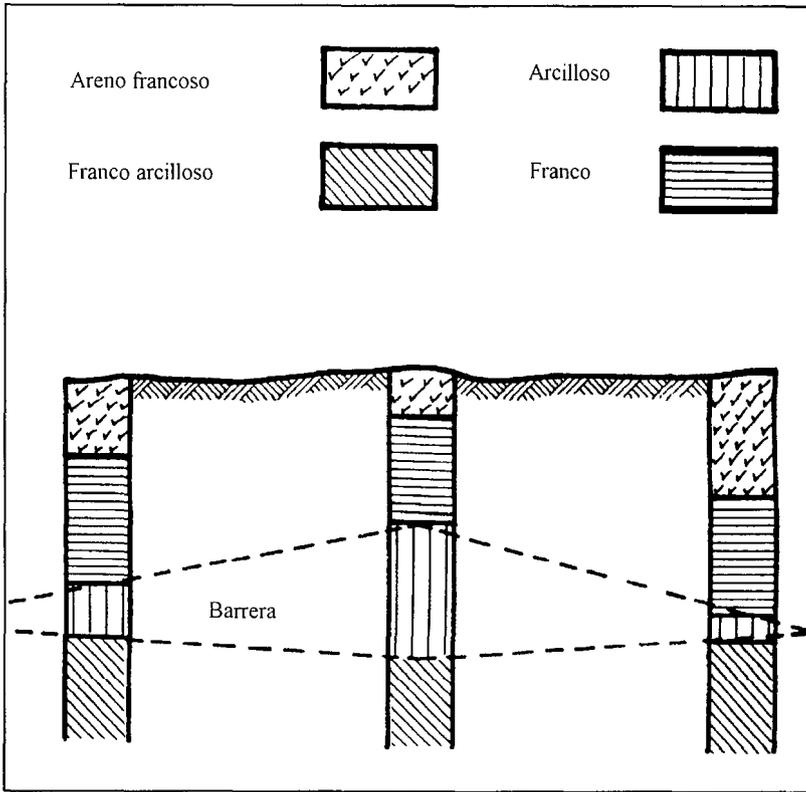
3.3.3. Geológicos.

La geología y la geomorfología del suelo representan una valiosa ayuda para identificar problemas de drenaje. La acción que ha dado origen al material del suelo (glacial, eólico, aluvial) tiene relación con su textura y permeabilidad. Generalmente los mayores problemas de drenaje se encuentran en suelos de origen aluvial. Cuando existen situaciones de aguas artesianas que abastecen los estratos superiores del suelo, deben hacerse estudios de comportamiento de pozos, oportunidad en que se aprovecha de estudiar las condiciones geológicas a mayor profundidad.

En consecuencia, 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 identificar y caracterizar el problema. Sin embargo, en atención a que no es estrictamente necesario realizar estudios específicos de este tipo, debido al alto costo que esto significa, se recomienda referirse a los estudios generalizados que existen en Chile o aquéllos de mayor detalle que se incluyen en los Estudios Integrales de Riego que la Comisión Nacional de Riego ha encargado realizar para diferentes cuencas del país.

3.3.4. Salinidad.

La identificación del exceso de sales y/o sodio en los suelos, se hace en base a tres determinaciones químicas: conductividad eléctrica (C.E.), porcentaje de sodio intercambiable (P.S.I.) y pH. En base a la combinación de estos parámetros, se establecieron los criterios para agrupar los suelos en cuatro categorías. La tabla 3.1 indica los valores límites para cada una.



*Figura 3.1.
Profundidad
y espesor del
estrato im-
permeable en
tres perfiles
de suelo.*

TABLA 3.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN SALINIDAD Y ALCALINIDAD.

<i>Categoría</i>	<i>C.E. * 10³ (mmhos/cm)</i>	<i>P.S.I.</i>	<i>pH</i>
<i>Normal</i>	< 4	< 15	< 8,5
<i>Salino</i>	> 4	< 15	< 8,5
<i>Salino-sódico</i>	> 4	> 15	< 8,5
<i>Sódico</i>	< 4	> 15	> 8,5

Al igual que el pH, la conductividad eléctrica se mide directamente con un conductivímetro en un extracto o en una pasta saturada de suelo. El porcentaje de sodio intercambiable se puede estimar a partir de la **relación de adsorción de sodio** (R.A.S.), según las siguientes expresiones:

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad \text{Ec.3.1}$$

$$PSI = \frac{100(-0,0126 - 0,01475 \times RAS)}{1 + (-0,0126 - 0,01475 \times RAS)} \quad \text{Ec.3.2}$$

donde:

RAS: Relación de Adsorción de Sodio

PSI: Porcentaje de Sodio Intercambiable

Na^+ , Ca^{++} y Mg^{++} : Concentración (meq/lit) de los cationes sodio, calcio y magnesio, respectivamente.

La delimitación de las áreas que tienen diferentes grados de salinidad y/o alcalinidad, permite programar la recuperación de los suelos mediante el drenaje subsuperficial. Los procedimientos que se deben seguir son:

- Si el suelo es salino, la recuperación se logra a partir de la lixiviación de sales mediante lavado del suelo.
- Si el suelo es sódico, el primer paso consiste en reemplazar o movilizar el sodio mediante calcio o azufre y posteriormente se procede al lavado.

En zonas áridas es especialmente importante disponer de 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. Esto constituye un valioso auxiliar para diagnosticar el problema de drenaje.

3.4. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- USBR. 1993. Drainage manual. A water resource technical publication. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation.
- FAO. 1970. Guideline for the preparation of feasibility studies for irrigation and drainage projects. FAO/IBRD Cooperative Programme. Rome.
- WORLD BANK. 1989. Planning the management, operation and maintenance of irrigation and drainage systems. A guide for the preparation of strategies and manuals. International Commission on Irrigation and Drainage. The World Bank, Washington, D.C.

CAPITULO IV.

ESTUDIO DE NIVELES FREATICOS Y PIEZOMETRICOS.

4.1. INTRODUCCION.

Una parte esencial de una investigación (reconocimiento de terreno) con fines de drenaje, es el estudio de las condiciones y características del agua subterránea presente tanto en el acuífero freático como en acuíferos confinados o semi confinados que se presentan en el perfil del suelo. Esto no sólo implica la determinación de la posición actual del nivel freático, sino también la identificación de las causas que han provocado el problema.

Consecuentemente, los principales objetivos de un estudio de niveles freáticos y piezométricos, serán (Grassi, 1981):

- a) Determinar el grado, extensión y naturaleza de los problemas de drenaje existentes o potenciales.
- b) Analizar el sistema y balance de aguas subterráneas, a partir del cual el origen del problema de drenaje puede ser interpretado y comprendido.
- c) Indicar cómo el sistema puede ser alterado artificialmente de modo que el nivel freático resultante no cause daño a los cultivos.

Previo a la iniciación de cualquier trabajo de terreno será necesario tener presente que es altamente recomendable una acuciosa revisión del material cartográfico e informes disponibles. Dicho material puede ser: mapas topográficos; fotografías aéreas (proveerán fundamentalmente información acerca de la hidrogeología y cubierta vegetal del área de estudio); mapas geológicos (permiten identificar zonas de recarga, descarga y los diferentes tipos de acuíferos); datos hidrológicos (precipitación, caudales, pozos, lagunas, embalses, sistemas de riego, etc.) y datos sobre calidad de aguas.

Este trabajo preparatorio puede ser de gran ayuda en el trazado de un plan eficiente y efectivo para el estudio de aguas subterráneas con fines de drenaje el cual debe comprender las siguientes etapas: recolección de datos; procesamiento de datos y evaluación de datos.

En los párrafos siguientes se discuten separadamente cada una de las etapas haciendo énfasis en aquellos aspectos de mayor relevancia.

4.2. RECOLECCION DE DATOS.

En la recolección de datos de niveles freáticos y piezométricos se pueden utilizar las siguientes alternativas en forma individual y/o complementaria, dependiendo de las características del estudio en marcha. Las observaciones se pueden hacer en: a) pozos existentes; b) superficies de agua libre (lagos, ríos, canales, drenes, pantanos, vertientes, etc.); c) tubos de observación especialmente instalados para tal propósito y d) piezómetros.

4.2.1. Pozos existentes.

Los pozos existentes son frecuentemente los sitios más convenientes para la medida de los niveles freáticos en una etapa preliminar. Ellos tienen, sin embargo, que ser cuidadosamente evaluados en cuanto a su confiabilidad y representatividad. En cada pozo deben considerarse condiciones de profundidad, perfil del suelo y revestimiento. De esta información puede concluirse si el pozo está siendo abastecido con aguas freáticas y/o artesianas.

Pozos relativamente profundos, en los cuales se alternan capas de arena y arcilla, no son confiables debido a que el agua que los abastece puede provenir de diferentes cargas hidráulicas que se presentan en cada estrato. Consecuentemente, pozos construidos a mano, de escasa profundidad (norias) son más confiables puesto que ellos generalmente penetran sólo un poco más abajo del nivel freático.

Las norias tienen generalmente gran diámetro (mayor a 1 m). Bajo estas circunstancias, es posible que se requiera un tiempo considerable para que el nivel del agua dentro del pozo se ajuste a los cambios del nivel freático en el suelo adyacente. Por otra parte, en pozos profundos, entubados, la presencia de partículas en los filtros puede hacer bajar la permeabilidad del terreno adyacente y por lo tanto no existir una conexión directa entre el nivel del agua del pozo y la del suelo.

Los pozos desde los cuales se extrae agua de riego regularmente y en grandes cantidades deben considerarse no confiables, principalmente cuando la velocidad de recarga es baja debido a una baja conductividad del suelo. El tiempo de recuperación del nivel de agua, luego de una brusca depresión, puede ser un indicador de la confiabilidad del pozo.

En cuanto a la calidad del agua, los pozos existentes en zonas salinas pueden no ser representativos de las condiciones imperantes en la zona adyacente, particularmente si éstos están destinados a la bebida. Ello se debe a que frecuentemente este tipo de pozos se ubican en lugares donde se ha detectado fuentes de agua dulce. Además, la calidad del agua de un pozo usado intensamente puede diferir de la calidad de otros pozos cercanos debido a que la recarga puede provenir de acuíferos más profundos los cuales pueden tener una calidad mejor que la del nivel freático.

Finalmente, es necesario tener presente que la distribución espacial de los pozos existentes no necesariamente tienen que satisfacer los requerimientos de una adecuada red de observación, razón por la cual siempre será necesario completar la red con pozos de observación o piezómetros.

4.2.2. Superficies de agua libre.

Las superficies de agua libre (lagos, lagunas, pantanos, etc.) suministran información de utilidad en la medida que exista conexión con el agua subterránea. Si el nivel de agua libre se encuentra por sobre o bajo el nivel del agua subterránea, indicará si dicha superficie se comporta como fuente de recarga o descarga del acuífero, respectivamente.

El nivel de agua es usualmente leído con una regla topográfica graduada (mira) o una estaca graduada con referencia en la superficie del agua.

4.2.3. Tubos de observación.

En adición a los pozos y superficies de agua libre existentes, frecuentemente es necesaria la construcción de estructuras especiales para medir la profundidad del agua subterránea, ubicados en puntos estratégicos dentro y fuera del área del proyecto. Estos pueden ser pozos de observación o piezómetros.

Pozos de observación.

Un pozo de observación consiste en una perforación construida en el suelo, generalmente mediante un barreno agrológico, hasta una profundidad tal que exceda el nivel freático mínimo esperado. El pozo así construido puede ser entubado o no entubado (Figura 4.1.).

Pozos no entubados pueden emplearse exitosamente en suelos cuya estabilidad es suficientemente grande como para impedir que colapse. Asimismo, estos pozos son una forma barata de medir los niveles freáticos en una primera etapa (estudio preliminar) cuando sólo se requiere una información general acerca de la profundidad del agua.

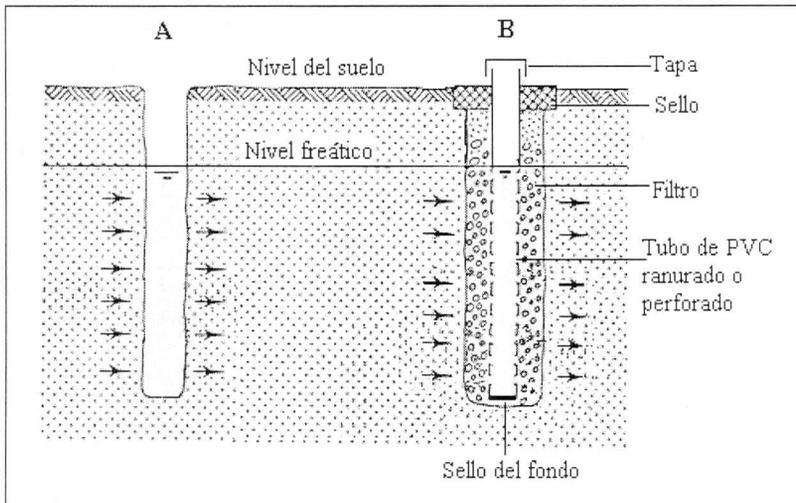


Figura 4.1. Pozos de observación del nivel freático.

A. No entubado

B. Entubado

Cuando se trabaja en suelos inestables (arenas) es necesario recurrir a un entubamiento temporal del pozo de observación. Esto generalmente se logra con tubería de PVC de $\frac{3}{4}$ a 2 pulgadas como máximo, debidamente ranuradas o perforadas en sus paredes, selladas en el fondo y rodeados de un material altamente permeable (grava, chancado y/o geotextil). En atención a que es deseable tener un considerable número de observaciones del nivel freático en el tiempo, para poder registrar adecuadamente sus fluctuaciones, se recomienda el uso de pozos de observación entubados.

Para entubar un pozo, proceda de la siguiente manera (Colmenares y otros, 1968):

Con un barreno agrológico construya un pozo hasta la profundidad en que se encuentra el nivel freático. Posteriormente baje hasta esa profundidad otro tubo de mayor diámetro (6-8 pulgadas) para que sirva de protección y siga profundizando el pozo extrayendo el suelo desde el interior de éste. Si existen dificultades en mantener el terreno estable o para extraer el material desde el interior, agregue agua para aumentar la cohesión de las partículas.

Una vez alcanzada la profundidad requerida, instale la tubería que servirá para controlar la profundidad del agua. Esta no requiere tener más de 2,5 cm de diámetro (1 pulgada), estar ranurada o perforada a lo menos en 1 m desde

el fondo y estar sellada en el extremo inferior. A continuación se rellena el espacio entre la tubería interior y exterior con grava o arena gruesa hasta una cierta altura por encima del largo perforado. El espacio restante puede completarse con el mismo material original del suelo. Finalmente, extraída la tubería exterior, construya un anillo superior de concreto para prevenir daños posteriores.

El material gravoso alrededor del tubo de observación no siempre es necesario. Sin embargo, si éste ha sido bien instalado puede contribuir favorablemente a facilitar el flujo de agua al interior del tubo y prevenir la obstrucción de las perforaciones o ranuras. Si el suelo no contiene arcilla ni limo, puede ser suficiente envolver la zona ranurada del tubo con algún tipo de geotextil.

Terminado todo el proceso anterior y antes de iniciar las lecturas del pozo se recomienda extraer desde el interior todo el barro que pudiera haberse acumulado durante la etapa de construcción. Para este efecto ocupe una bomba manual como la que se indica en la figura 4.2. la cual puede construirse con materiales de deshecho y a muy bajo costo (Grassi, 1981).

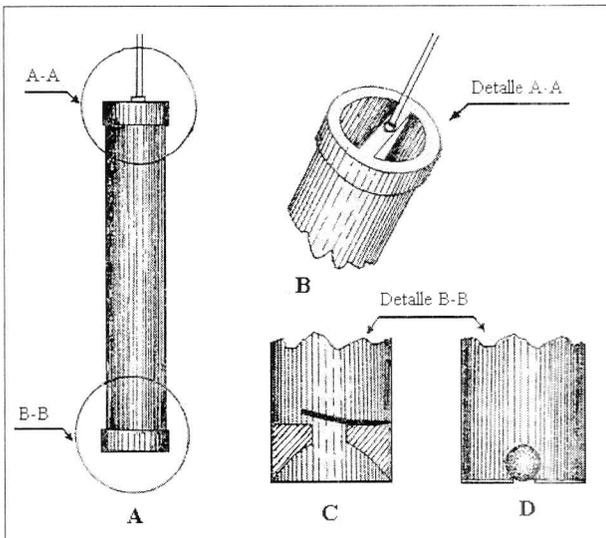


Figura 4.2.

Bomba manual y partes para extracción de agua desde un pozo de observación.

- A. Bomba.
- B. Extremo superior de la bomba indicando abertura para salida del agua.
- C. Válvula de placa.
- D. Válvula de bola.

Piezómetros.

Un piezómetro es una tubería de diámetro pequeño, abierta en ambos extremos, generalmente no perforada (excepto en una sección pequeña, no

superior a 10-20 cm), instalada mediante barreno o percusión en el suelo de modo tal que no se produzcan filtraciones entre la pared exterior del tubo y el suelo y permitir que toda el agua que ingrese a su interior lo haga sólo por el extremo inferior (figura 4.3.).

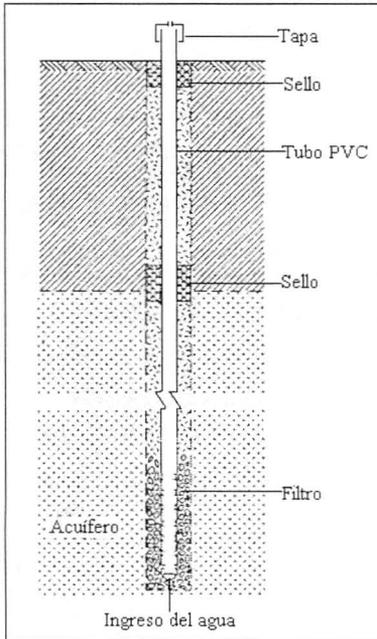


Figura 4.3.
Piezómetro

Una tubería instalada en tales condiciones sirve para medir la presión hidrostática del agua subterránea en acuíferos confinados o no confinados en el punto donde se encuentra el extremo inferior del tubo. Al existir una batería de piezómetros instalados a diferente profundidad será posible medir la carga hidráulica en cada uno de ellos y las diferencias que existan entre unos y otros serán indicadores de la dirección del flujo. Este fenómeno se ilustra en la figura 4.4.

Los piezómetros son particularmente útiles en áreas donde existe, o se sospecha, la presencia de presiones artesianas o en aquellas zonas de riego en que se desee conocer la velocidad con que se mueve el agua de percolación. Asimismo, los piezómetros son útiles en áreas donde se desea conocer si efectivamente ocurre o no drenaje en estratos arenosos ubicados a mayor profundidad (ver casos A y F de la figura 4.4.).

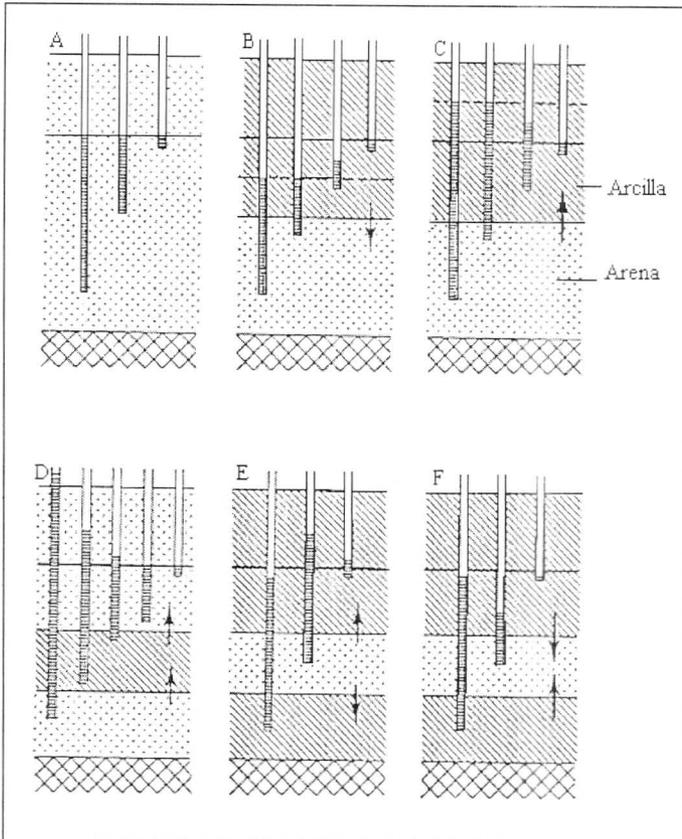


Figura 4.4
 Nivel de agua en
 piezómetros bajo
 diferentes condiciones de
 suelo y agua subterránea.

A. Suelo homogéneo,
 arenoso.

B. Suelo de dos estratas,
 flujo descendente.

C. Suelos de dos estratas,
 flujo ascendente.

D. Suelo de tres estratas,
 flujo ascendente.

E. Suelo de tres estratas,
 flujo desde arena hacia
 arcilla.

F. Suelo de tres estratas,
 flujo desde arcilla hacia
 arena.

4.2.4. Red de observación.

Disposición.

La disposición de los pozos de observación y piezómetros en forma de reticulado (cuadrado o rectangular), presenta ventajas para el dibujo e interpretación de los mapas y para representar perfiles de niveles freáticos en los dos ejes de coordenadas. Sin embargo, esta disposición tiene la desventaja de un eventual excesivo número de puntos y además su posible ubicación en terrenos cultivados donde pueden entorpecer las labores agrícolas.

Sin caer en una extrema rigurosidad geométrica, que pueda conducir a la instalación de pozos en lugares inadecuados o que no interesan desde el punto de vista del estudio que se está ejecutando, parece recomendable instalarlos con una cierta regularidad. Más importante que todo, conviene que su ubicación sea realmente de acuerdo a lo que se pretende medir, que tengan fácil acceso y que, al mismo tiempo, posibiliten el trazado de perfiles longitudinales y transversales. Por lo tanto, se recomienda que éstos sean instalados considerando los siguientes criterios básicos:

- Paralelo y perpendicularmente a la dirección del flujo esperado.
- En lugares donde puede esperarse un cambio en la pendiente del nivel freático.
- En áreas donde pueden ocurrir significativos cambios en la elevación del nivel freático.
- Paralelo y perpendicularmente (en distribución tipo logarítmica) con respecto a cauces naturales (ríos, esteros) o artificiales (canales, embalses). Ver figura 4.5.
- En áreas donde existen o existirán altos niveles freáticos.
- A lo largo y perpendicularmente a los límites del área del proyecto.

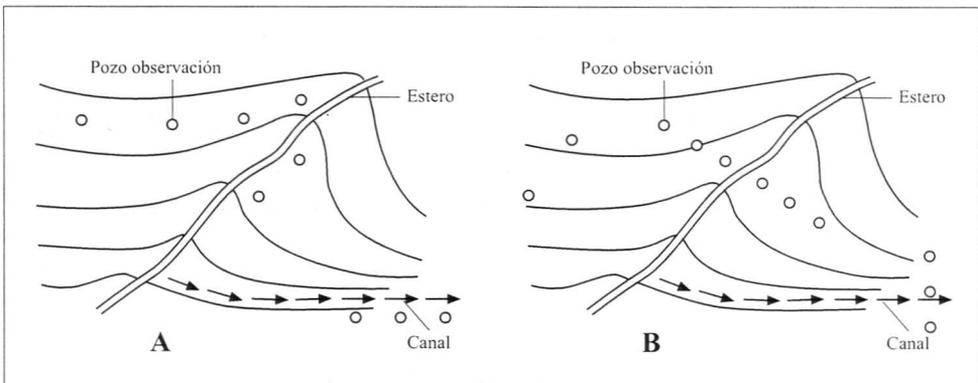


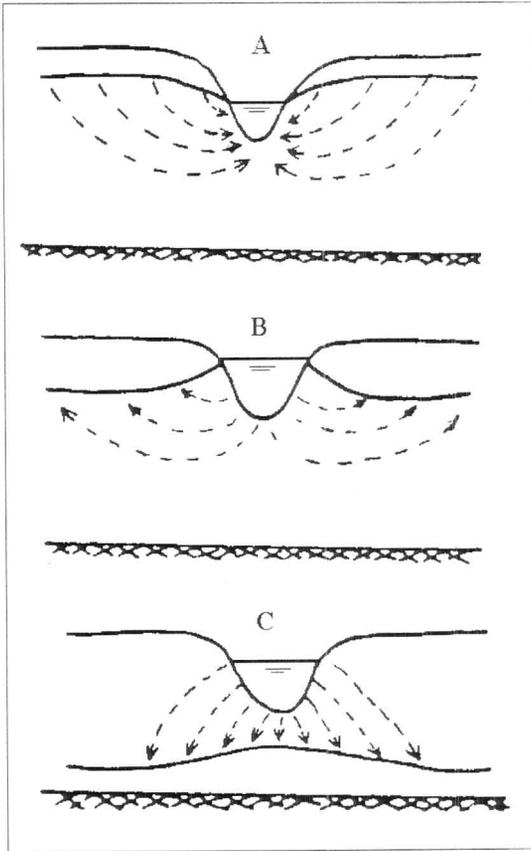
Figura 4.5. Distribución de una red de observación.

A. Distribución correcta.

B. Distribución incorrecta.

Como se indicó previamente, superficies de agua libre tales como ríos, lagunas, canales, etc., deben ser incluidos dentro de la red de observación.

Sin embargo, es necesario tener en consideración que el nivel del agua en dichas fuentes no necesariamente se encuentra conectada con los niveles freáticos, y aún así pueden comportarse como áreas de recarga o descarga. En la figura 4.6. se ilustran algunas alternativas que se presentan frecuentemente en relación al aporte de agua desde ríos o canales.



*Figura 4.6.
Impacto de las filtraciones de
ríos y canales sobre el nivel
freático.*

A. Cauce efluente.

*B. Cauce influente (nivel
freático superficial).*

*C. Cauce influente (nivel
freático profundo).*

Densidad.

En relación a la densidad de puntos dentro de la red, no existen reglas estrictas al respecto en atención a que esto depende enteramente de las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas del área y del nivel de estudio que se está realizando (preliminar o anteproyecto definitivo). Como la precisión requerida es por lo general inversamente proporcional al tamaño del área, la siguiente relación puede servir como guía.

TABLA 4.1. NÚMERO DE OBSERVACIONES POR UNIDAD DE SUPERFICIE (Oosterbaan, 1988).

Tamaño área bajo estudio (ha)	Nº puntos observación	Nº puntos para cada 100 has
10	10	100
100	20	20
1000	50	5

Puesto que una red de observación provee datos acerca de las elevaciones y variaciones del nivel freático y superficies piezométricas es pertinente que la densidad de los puntos de lectura esté relacionada con las fluctuaciones del nivel freático que se espera ocurran en el terreno. Una idea de estas posibles fluctuaciones las puede proveer el relieve del terreno ya que la forma del nivel del agua subterránea tiende a asemejarse más a éste que a una horizontal. En terrenos aluviales profundos, de material grueso, es factible que se aproxime a un plano. En presencia de estratos relativamente impermeables cercanos a la superficie, la configuración del nivel freático tiende a acercarse a la del terreno.

De esta manera, las características topográficas y del perfil geológico, los accidentes geográficos (ríos, lagos, etc.) y las alteraciones introducidas por el hombre (canales, redes de riego, caminos, etc.) pueden orientar nuestra decisión con respecto a la densidad de la red. Por ejemplo: antes de los cambios bruscos de pendiente; donde existan evidencias claras de un cambio de conductividad hidráulica (color del suelo o compactaciones) o donde termine el área regada.

Profundidad.

La profundidad de los pozos de observación dependerá de los niveles mínimos que alcanza el agua subterránea. Esto asegurará que los pozos no se sequen durante la temporada estival y que en lo posible las lecturas puedan realizarse durante todo el año.

Los niveles mínimos del agua freática pueden estimarse a partir de los estudios geológicos o agrológicos, si estos últimos se han realizado a mayor

profundidad que la usual. Sin embargo, observaciones a profundidades mayores de 3 metros raramente son necesarias en áreas planas en atención a que la profundidad de los drenes agrícolas sólo en casos muy especiales superan los 2 metros. En caso de terrenos de topografía ondulada es posible que se requieran pozos de observación a mayor profundidad con el propósito de tener un panorama más completo acerca del comportamiento del agua subterránea.

En suelos estratificados y particularmente en áreas donde exista o se sospeche la presencia de aguas artesianas, será necesario instalar piezómetros a profundidades mayores de 3 metros. En terrenos de origen aluvial se recomienda instalar algún piezómetro a más de 10 metros de profundidad para determinar la influencia de posibles napas artesianas.

Levantamiento planialtimétrico.

Terminada la construcción de los pozos de observación y/o piezómetros, éstos deben ser referidos al sistema de coordenadas y cotas utilizados para la confección del plano topográfico (sección 3.3.1.).

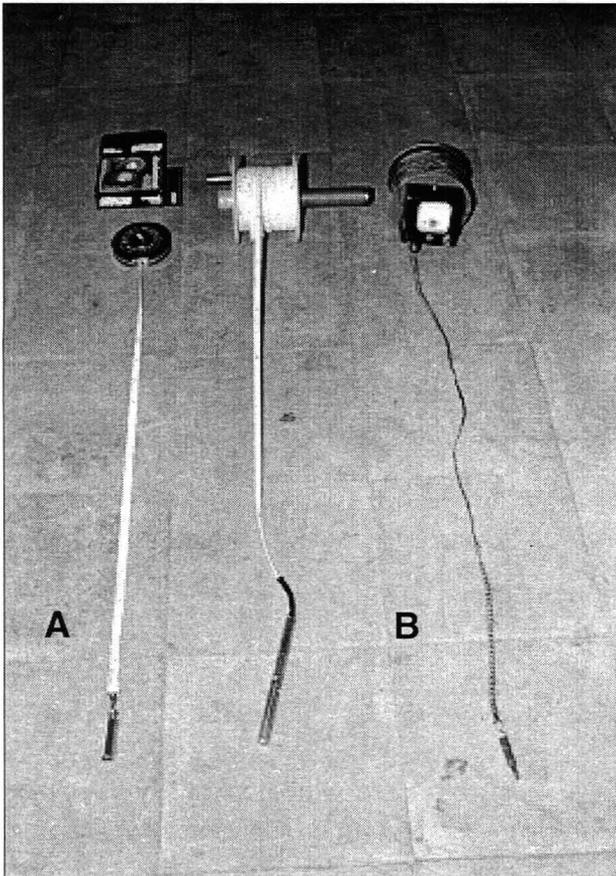
Disponer de las cotas de cada uno de estos puntos permitirá posteriormente correlacionar los niveles del agua subterránea a los niveles o cotas del terreno y preparar los mapas respectivos. Mayores antecedentes sobre este tema se entregarán en la sección 4.3.

Procedimiento de lectura.

Cada una de las lecturas del nivel del agua que se realicen en un pozo de observación o piezómetro debe hacerse a partir de un nivel de referencia. En el caso de pozos de observación no entubados el nivel de referencia coincide con la cota del terreno del pozo. En el caso de pozos entubados y piezómetros, el nivel de referencia corresponde al extremo superior del tubo, el cual a su vez está referido a la cota del terreno puesto que se conoce la distancia que hay entre el suelo y el borde del tubo.

Las lecturas pueden realizarse con equipos simples y fáciles de confeccionar. Generalmente se emplean cintas mojables, sondas acústicas o sondas eléctricas. En las figuras 4.7. y 4.8. se muestran algunos de estos tipos de sondas.

La cinta mojable consiste en una huincha metálica o de género, graduada y con un peso en su extremo la cual es introducida dentro del tubo hasta una profundidad superior a la cual se encuentra el agua. Se registra la lectura en el punto superior, se extrae la cinta y por diferencia con respecto al punto en que la cinta quedó mojada se obtiene la distancia desde el nivel freático al punto de referencia. Para obtener la profundidad neta del agua, a la lectura anterior se debe restar el largo del tubo por sobre el nivel del suelo (Figura 4.8-A). Para facilitar la lectura es conveniente agregar tiza en polvo a la cinta.



*Figura 4.7.
Sondas para la lectura del
nivel del agua en pozos y
piezómetros.*

A. Sonda acústica

B. Sondas eléctricas

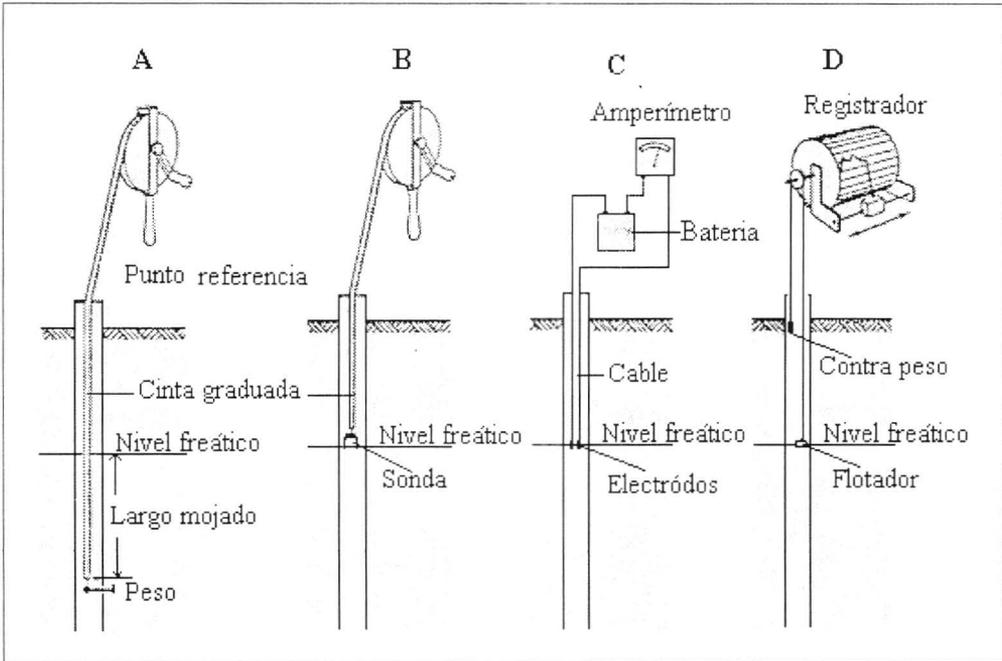


Figura 4.8. Diagrama de sondas para la lectura del nivel de agua en pozos y piezómetros (Oosterbaan, 1988).

- A. Cinta mojada; B. Sonda acústica;
 C. Sonda eléctrica; D. Limnógrafo.

La sonda acústica consiste en un pequeño trozo de tubo metálico (cobre o acero) de 1 a 2 cm de diámetro y 5 a 7 cm de largo, cerrado en su extremo superior y conectado a una huincha graduada metálica o de género. Cuando la sonda se introduce dentro del pozo y hace contacto con el agua provoca un sonido característico que permite registrar el nivel con gran precisión (Figura 4.8-B).

La sonda eléctrica consiste de un cable eléctrico doble con los electrodos descubiertos en el extremo inferior. El extremo superior se encuentra conectado a un dispositivo tal como voltímetro, ampolleta o timbre alimentado mediante una batería. Cuando la cinta se introduce en la tubería y los electrodos tocan la superficie del agua se cierra el circuito eléctrico y activa el indicador (movimiento de la aguja, luz o sonido, respectivamente).

Si el alambre se encuentra graduado o adherido a una cinta graduada, la lectura se hace en forma directa (Figura 4.8-C).

Cuando se desea tener registros continuos de la variación de la profundidad de la napa será necesario hacer un pozo de observación de mayor diámetro y colocar un flotador dentro de él el cual podrá estar conectado a un sistema de registro como papel, cinta perforada, cinta magnética o registro computacional (Figura 4.8-D).

Frecuencia de las lecturas.

El nivel freático reacciona con mayor o menor facilidad frente a los distintos componentes de la recarga y la descarga del sistema en estudio y por tanto cambia constantemente. La posición media máxima y media mínima, así como la media de todo un año hidrológico es fundamental en cualquier diseño de drenaje. Por la misma razón, un estudio de niveles freáticos debiera, a lo menos, prolongarse por todo un año hidrológico (01 abril-31 marzo).

La frecuencia con que se deben realizar las lecturas depende del tipo de estudio que se desea realizar. Con fines de diseño es suficiente dos veces al mes. Para estudiar casos particulares (efecto de las lluvias, ríos, riegos, etc.) la frecuencia requerida puede ser incluso diaria.

Cada pozo debe tener su propio registro de información donde se debe contemplar al menos los siguientes datos: fechas de la observación, profundidad del agua desde el nivel de referencia, profundidad del agua bajo el nivel del suelo, cota del nivel del agua con respecto al punto de referencia del levantamiento planialtimétrico. Otros datos importantes pueden ser número del pozo, ubicación, profundidad, cota terreno, cota del punto de referencia, etc. A continuación se incluye una planilla que puede considerarse como modelo para registrar la información recolectada en terreno.

4.3. PROCESAMIENTO DE DATOS.

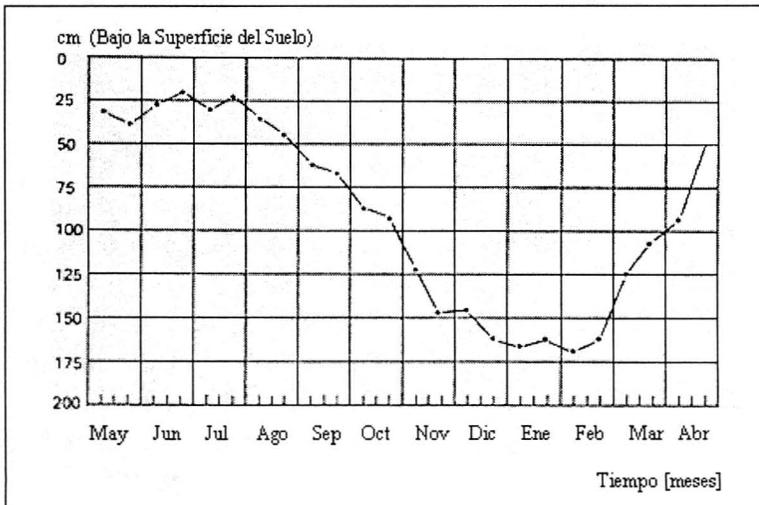
Antes de sacar cualquier conclusión sobre la causa, extensión y/o severidad del problema de drenaje del área en estudio, todos los datos de

4.3.1. Hidrogramas.

Cuando la cantidad de agua subterránea almacenada aumenta, el nivel freático del suelo aumenta y cuando este almacenamiento disminuye, el nivel freático disminuye. Un hidrograma es entonces un gráfico que muestra las variaciones de este almacenamiento, relacionando la profundidad (o altura) del nivel freático o piezométrico, con el tiempo (Figura 4.9.).

En drenaje agrícola es importante conocer las razones o causas de la elevación y particularmente, la disminución del nivel freático. Cuando no existe recarga, la disminución del nivel freático depende de: a) la transmisividad (es decir, el producto de conductividad hidráulica por la profundidad del acuífero) del estrato conductor de aguas; b) el coeficiente de almacenamiento del suelo, y c) el gradiente hidráulico.

Inmediatamente después de un período de lluvia o riego, el nivel freático disminuye rápidamente y luego lo hace más lentamente, en la medida que disminuyen tanto el gradiente hidráulico como la transmisividad. La representación gráfica de esta disminución del nivel freático se conoce como curva de recesión. Si al graficar los logaritmos de la altura del nivel freático versus tiempo en un papel semilogarítmico se obtiene una línea recta, significa que no hay recarga y que el acuífero drena en forma natural (Figura 4.10A). La pendiente de esta curva permite proyectar la futura disminución que tendrá el nivel freático bajo condiciones naturales.



*Figura 4.9.
Hidrograma
de un pozo de
observación.*

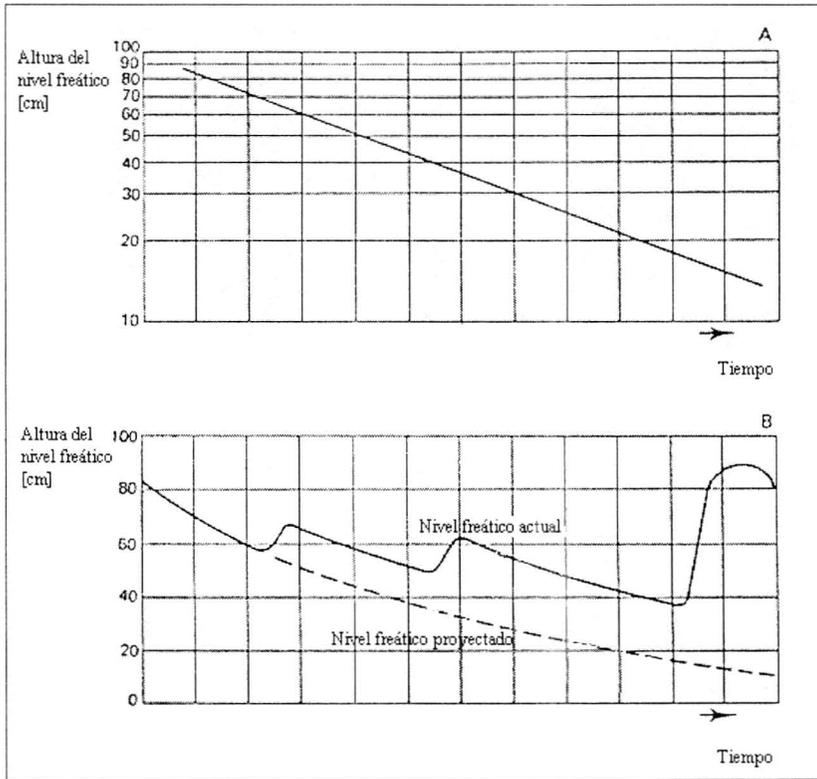


Figura 4.10.
*Curvas de
recesión del
nivel freático.*

*A. Sin
recarga.*

*B. Nivel
actual y
proyectado
del nivel
freático*

4.3.2. Planos.

Existe una considerable cantidad de mapas o planos que pueden confeccionarse a partir de los datos del agua subterránea. Cada uno de ellos tiene un objetivo específico. Los más comunes son los que se indican a continuación.

Plano de equipotenciales (isohypsas).

Un mapa de equipotenciales es un plano en el cual se muestran las curvas de nivel de la napa freática y, por tanto, expresa la configuración del nivel freático en un instante dado. Para construir un plano de este tipo es necesario convertir las lecturas de profundidad de la napa en sus respectivas elevaciones o cotas, esto es, la cota terreno menos la profundidad a la napa. Los datos así obtenidos se llevan a un plano donde figura la localización de cada punto de observación y luego se trazan las líneas que unen puntos de igual cota del agua (Figura 4.11).

Al igual que en un plano topográfico, es necesario elegir un intervalo vertical adecuado entre curvas, acorde a la pendiente del nivel freático. En terrenos planos un intervalo recomendable es 25 a 50 cm. En terrenos con pendiente el intervalo vertical puede aumentarse hasta 1 ó 2 m. Un plano de estas características debe incluir también la cota del agua en cualquier superficie de agua libre que esté directamente conectada con el nivel freático. El trazado de las líneas de igual cota sigue los estándares clásicos para el trazado de curvas de nivel del terreno.

Evidentemente, con cada conjunto de datos existentes es posible construir un plano. Sin embargo, esto no es estrictamente necesario y puede resultar más importante seleccionar un período específico, como por ejemplo: el mes crítico (inmediatamente antes o después del inicio del riego), la media durante el período de crecimiento de los cultivos, la media anual, etc. Un plano de estas características es una importante herramienta en investigaciones de aguas subterráneas ya que provee información suficiente para derivar datos sobre gradientes hidráulicos (dh/dx) y dirección del flujo.

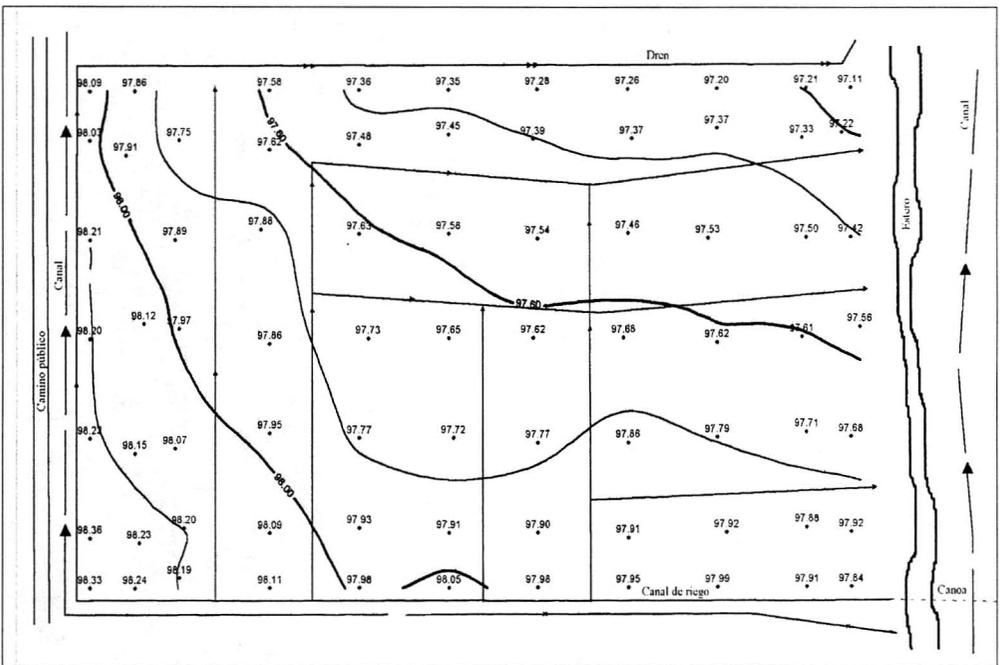


Figura 4.11. Plano de equipotenciales (isohypsas) o cotas del nivel freático.

Planos de isoprofundidad.

Como su nombre lo indica, los planos de igual profundidad del nivel freático o planos de isoprofundidad muestran la distribución espacial de la profundidad del nivel freático bajo la superficie del suelo. Este plano resulta del trazado de curvas que unen puntos que tienen igual profundidad al nivel freático. Las áreas comprendidas entre dos líneas de isoprofundidad indican que el nivel freático se encuentra dentro de los rangos que cada línea expresa (Figura 4.12.).

Otra forma de obtener esta información es mediante superposición del plano de equipotenciales o isohypsas sobre el plano topográfico del suelo. La diferencia entre ambas curvas indica la profundidad a la cual se encuentra el nivel freático (Castilla, 1966).

Planos de este tipo se preparan para indicar situaciones específicas tales como: delimitación del área afectada con problemas de drenaje; para conocer cuál es la profundidad del nivel freático durante ciertos períodos críticos del crecimiento de los cultivos o para programar algunas actividades agrícolas. Particularmente importante y útil puede ser el plano de la profundidad media anual o durante un período específico (estación). Igualmente importante podría ser tener planos que indiquen las profundidades máximas y mínimas y a partir de ellos determinar las fluctuaciones del nivel freático.

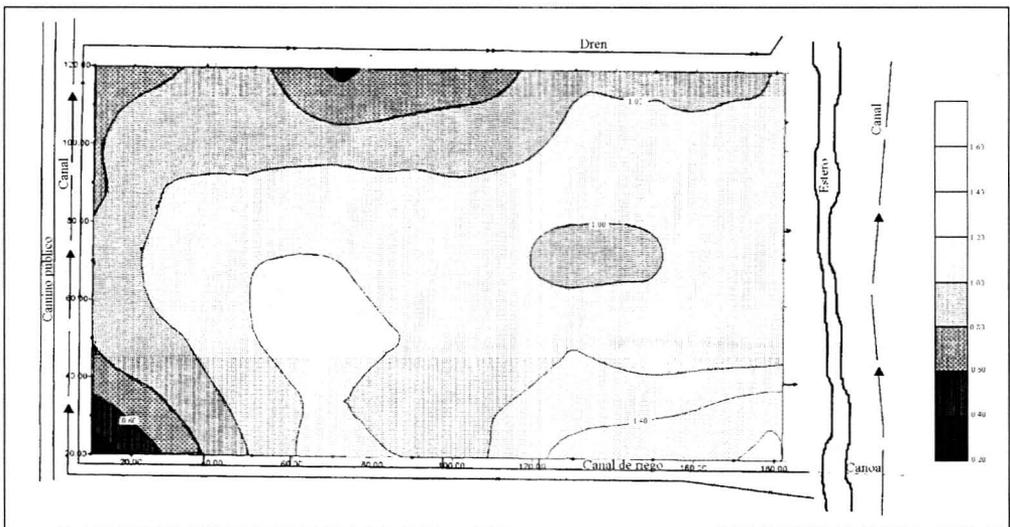


Figura 4.12. Plano de curvas de isoprofundidad del nivel freático.

Planos de fluctuaciones del nivel freático

Un plano de fluctuaciones del nivel freático muestra la magnitud y distribución espacial de los cambios en el nivel freático durante un cierto período de tiempo (por ejemplo, a lo largo del año, entre invierno y verano, antes y después del riego, etc.). Para la confección de estos planos la información se obtiene a partir del hidrograma de los pozos de observación. Desde ellos se puede deducir la diferencia entre la altura (profundidad) máxima y mínima del nivel freático, o media máxima y media mínima según se desee, durante un cierto período de tiempo. Los datos así obtenidos son luego llevados a un plano y se trazan las líneas uniendo puntos que tienen igual cambio del nivel freático, usando un intervalo vertical adecuado (Figura 4.13.).

Un plano de estas características es de extraordinario valor en el diseño de sistemas de drenaje por cuanto a través de él es posible individualizar áreas que tienen buen drenaje natural (grandes fluctuaciones) respecto de aquéllos de mal drenaje natural (escasas fluctuaciones).

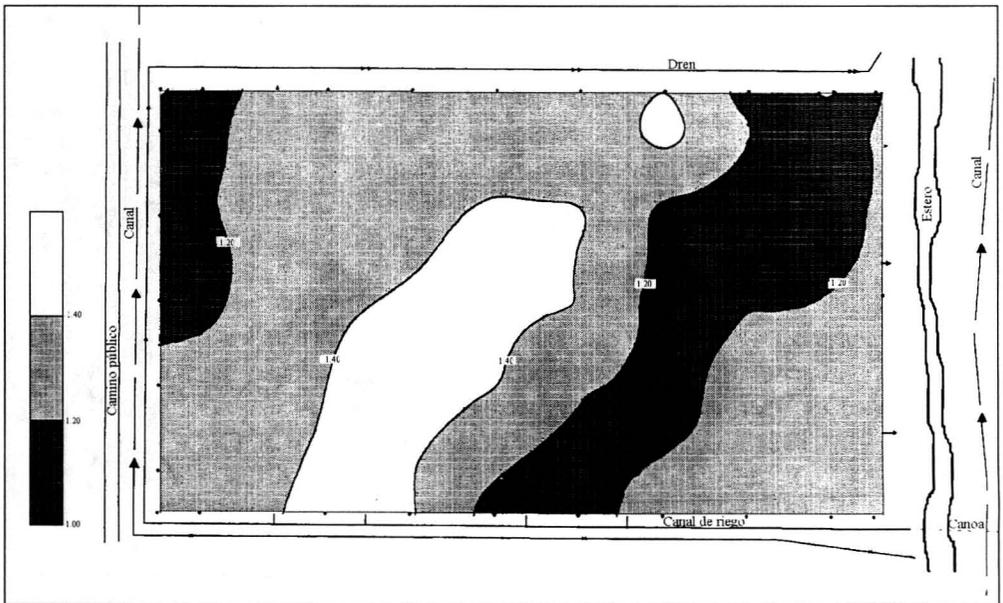


Figura 4.13. Plano de fluctuaciones del nivel freático

Planos de diferencia de cargas hidráulicas.

Un plano de diferencia de cargas hidráulicas muestra la magnitud y distribución espacial de las diferencias en carga hidráulica entre dos estratos del suelo, medidas mediante piezómetros.

Asumamos una situación como la que se muestra en las figuras 4.4 B. o 4.4 C. (pág. 57) con un gran número de piezómetros distribuidos a lo largo de toda el área bajo estudio y ubicados uno en el estrato superior y otro en el inferior, en cada punto. Se determina la diferencia en la altura de agua entre el piezómetro superior y el inferior y se anota dicha diferencia en un plano. Luego de elegir un intervalo vertical adecuado, se trazan las líneas que unen puntos que tienen igual diferencia de carga. El plano así resultante es útil para determinar áreas donde ocurren flujos verticales ascendentes o descendentes. En aquellos lugares donde las diferencias de carga son mayores, el flujo será también mayor.

Planos de conductividad hidráulica.

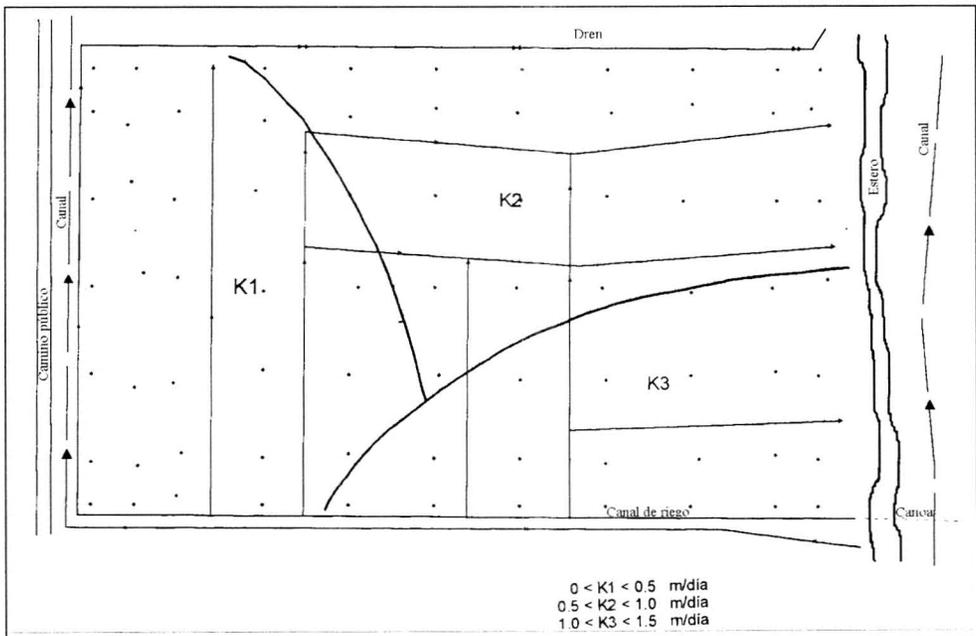


Figura 4.14. Plano de conductividad hidráulica.

Los planos de conductividad hidráulica muestran la magnitud y variación espacial de ésta. Como la medición de la conductividad se hace en un punto específico y la variabilidad de este parámetro del suelo es muy alta, es recomendable hacer planos que involucren ciertos rangos de valor tal como se indican en la figura 4.14.

Esta sectorización del suelo indicando los rangos de variación de la conductividad es particularmente útil al momento del cálculo del espaciamiento entre drenes, por cuanto es la única forma práctica de resolver el problema en atención a que es muy posible que existan tantos valores de conductividad hidráulica como puntos de determinación.

4.4. INTERPRETACION Y EVALUACION DE DATOS.

Es conveniente tener presente que para una adecuada evaluación e interpretación de los datos procesados es imprescindible correlacionar éstos con otros antecedentes del área bajo estudio tales como geología, suelos, topografía, clima, hidrología, uso del suelo y vegetación. En zonas regadas si se desea tener un adecuado conocimiento del comportamiento del agua subterránea se requiere, además, tener conocimiento acerca del patrón de cultivos, el abastecimiento y distribución del agua y la eficiencia de riego.

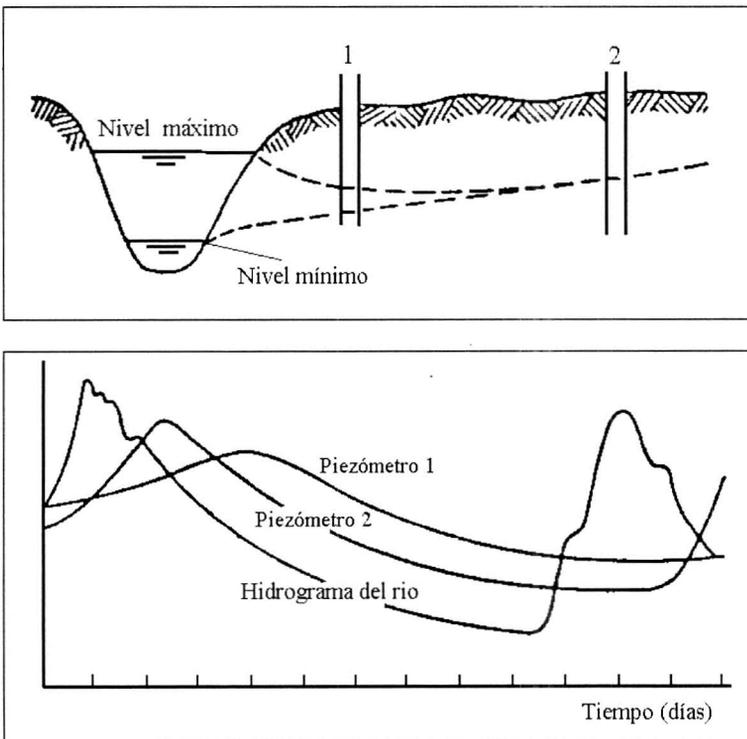
4.4.1. Interpretación y uso de hidrogramas.

Los cambios en el nivel del agua subterránea pueden obedecer a dos fenómenos principales. Estos son: a) cambios en el almacenamiento del agua subterránea y b) cambios debido a variaciones en la presión atmosférica, o por deformación de los acuíferos debido a movimientos de la corteza terrestre.

En drenaje estamos interesados en los cambios que ocurren en el nivel freático debido a los cambios en el almacenamiento del agua subterránea en atención a que éstos son el resultado del régimen hidrológico imperante. Los elementos más comunes que provocan cambios en el almacenamiento y que se traducen en el comportamiento del hidrograma son: la precipitación, los riegos, el bombeo desde pozos y las filtraciones desde ríos y canales.

Cambios relativamente abruptos en la cantidad de agua almacenada en el suelo, tienen lugar en zonas costeras y cercanos a los esteros o ríos debido a las mareas y a las variaciones en el nivel del agua, respectivamente (Figura 4.15). Otro tanto, puede suceder en acuíferos freáticos relativamente delgados sometidos a fuertes descargas por lluvia o riegos.

Aunque los efectos de las lluvias sobre el nivel freático son generalmente bastante evidentes, no siempre es posible obtener una conclusión muy precisa o exacta debido a: a) diferencias en la porosidad efectiva de las estratas dentro de las cuales fluctúa el agua subterránea (lo cual crea elevaciones o depresiones del nivel freático en forma desigual) y b) parte de la precipitación puede que nunca llegue a alcanzar el nivel freático porque puede ser evapo(transpi)rada, almacenada o escurrir libremente por la superficie del suelo.



*Figura 4.15.
Influencia de los
cambios del nivel
de agua en un
río sobre el
terreno
adyacente.*

Dentro de lo posible, es recomendable evaluar cada uno de los hidrogramas de los pozos de observación del nivel freático. La comparación entre ellos nos permitirá evaluar su comportamiento en cuanto a que registran

elevaciones, declinaciones o variaciones del nivel freático relativamente similares. Si ese fuera el caso y si los registros de los pozos se continúan por un período prolongado, es posible disminuir el número de pozos de observación teniendo sólo uno que represente el área en cuestión y obtener la profundidad de los otros mediante la obtención de las respectivas ecuaciones de regresión.

Es conveniente tener presente que la percolación de aguas lluvia, riego o filtraciones no son las únicas causantes de las fluctuaciones del nivel freático. La evapotranspiración puede ser también una causa importante de disminución del nivel freático dependiendo de los cultivos existentes en el área y el clima imperante.

En resumen, si se dispone de hidrogramas de pozos de observación con registros relativamente prolongados es posible derivar la siguiente información: a) separar áreas de igual comportamiento, b) establecer la extensión del período crítico, c) establecer los elementos de la recarga y predecir los cambios en los registros de recarga y descarga, d) determinar la velocidad de ascenso o descenso del nivel freático y e) identificar la magnitud y causas de las fluctuaciones.

4.4.2. Interpretación y uso de planos.

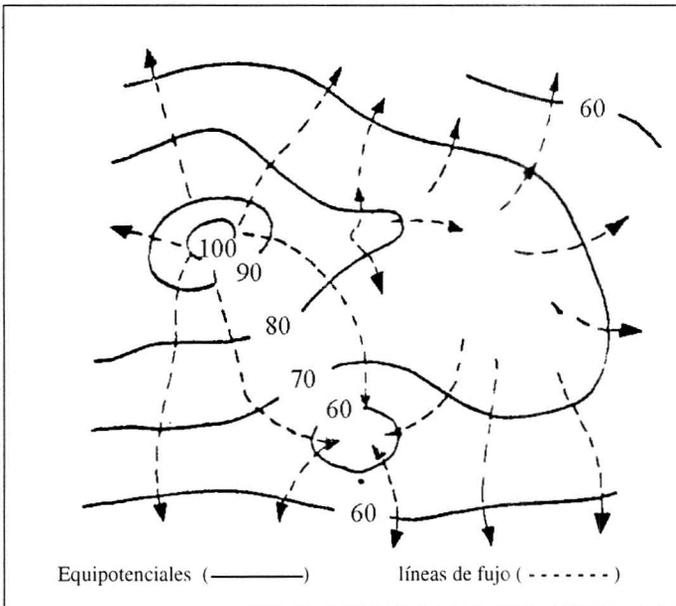
Planos de equipotenciales.

Como se ha señalado anteriormente los planos de isohypsas o equipotenciales son una representación gráfica del relieve y pendiente del nivel freático. Consecuentemente, ellos son la base para determinar la dirección, velocidad y cantidad de agua subterránea en movimiento, las fuentes de recarga y descarga y las variaciones en la tasa de percolación y permeabilidad de materiales aluviales.

En áreas planas el nivel freático tiene generalmente un relieve y pendiente suaves y gradual hacia los puntos de menor cota donde se produce la descarga. En otras áreas, sin embargo, cambios en el relieve se traducen en elevaciones o depresiones locales del nivel freático, las cuales pueden ser de origen natural o causadas por el hombre.

Al igual como sucede en la superficie del suelo, el flujo de agua subterránea es siempre en la dirección de la pendiente. Si se asume un suelo homogéneo e isotrópico (igual conductividad vertical y horizontal), la mayor velocidad y la mayor cantidad de agua que fluye se producirá en el sentido de la máxima pendiente (Figura 4.16.). Es decir, equipotenciales y líneas de flujo son perpendiculares entre sí.

La topografía del área bajo estudio es importante puesto que determina la configuración del nivel freático. La forma del nivel freático puede ser tanto convexa como cóncava. Una elevación local del nivel freático puede deberse a una recarga local por riego o por flujo subterráneo (artésiano) ascendente. Depresiones locales del nivel freático pueden deberse a bombeo de pozos o filtraciones a estratos más profundos (falla geológica).



*Figura 4.16.
Ejemplo de un
plano mostrando
equipotenciales y
líneas de flujo.*

En terrenos planos disectados por ríos, canales, esteros o drenes la forma del nivel freático está determinada por el comportamiento que tenga el cauce.

Esto es si actúa como elemento de recarga o descarga del acuífero. Esta situación se presenta en la figura 4.17., y es muy frecuente en las terrazas bajas adyacentes a los ríos y esteros (vegas). De dicha figura se desprende que en aquellas secciones donde el río filtra agua hacia el terreno adyacente,

las equipotenciales se curvan hacia aguas abajo del río. En aquellos lugares en los cuales el río actúa como dren y el agua fluye desde el terreno adyacente hacia el cauce, las equipotenciales se curvan hacia aguas arriba del río. Donde existe equilibrio entre los niveles del agua dentro del río como en el terreno adyacente, las equipotenciales son líneas rectas.

La curvatura de las equipotenciales cerca de ríos o drenes puede tener diferente forma debido a la resistencia que oponga el suelo al flujo radial del agua. Mientras mayor es la curvatura significa que la resistencia radial es mayor. Para determinar con precisión la forma que tiene la curva y consecuentemente conocer la resistencia que opone el suelo al flujo radial, es necesario realizar varias determinaciones del nivel de agua a ambos lados del cauce y perforar o cavar a escasa distancia un pozo del otro. La figura 4.18. muestra diferentes grados de curvatura del nivel freático medidos en un dren en el cual se han instalados piezómetros a ambos lados del mismo.

Según Ernst (Oosterbaan, 1988) la resistencia radial es la resistencia que debe vencer el agua subterránea al fluir hacia un dren debido a contracciones en las líneas de flujo en las cercanías del dren. Puede determinarse a partir del gradiente hidráulico a una cierta distancia a ambos lados del dren, donde el flujo es preferentemente horizontal. Si además se conoce la trasmisividad (KD) del subsuelo, el valor de esta resistencia puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación:

$$q_o = (i_1 - i_2)KD = \frac{\Delta h_r}{r_r} \quad \text{Ec.4.1.}$$

donde:

- q_o = flujo total en una sección vertical a través del perímetro mojado del dren ($\text{m}^2/\text{día}$)
- $i_1 - i_2$ = gradiente hidráulico a cada lado del dren, donde el flujo es eminentemente horizontal (adimensional)
- KD = trasmisividad de la región de flujo ($\text{m}^2/\text{día}$)
- Δh_r = diferencia de carga entre el nivel de agua en el dren y el nivel freático en las cercanías del mismo (m)
- r_r = resistencia radial del dren (días/m)

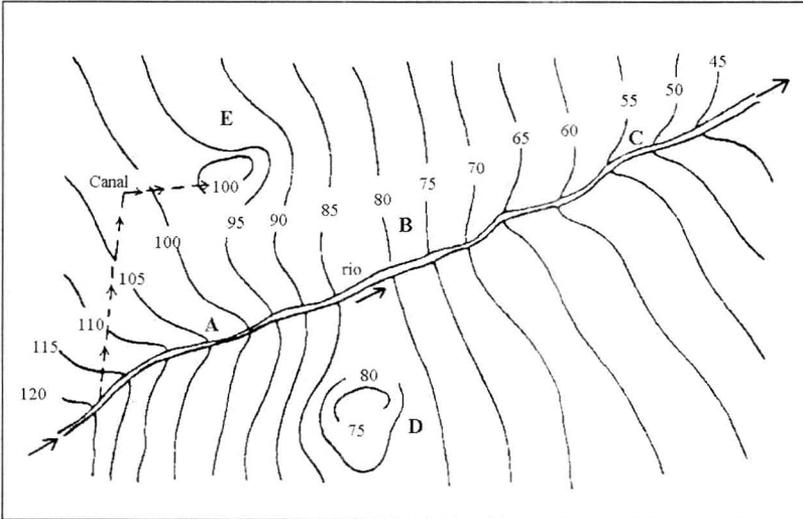


Figura 4.17.
Plano de equipotenciales mostrando el efecto de un río a lo largo de su curso.
A. *Area de recarga.*
B. *Nivel freático igual elevación que nivel de río*
C. *Area de descarga*
D. *Area de descarga*
E. *Area de recarga*

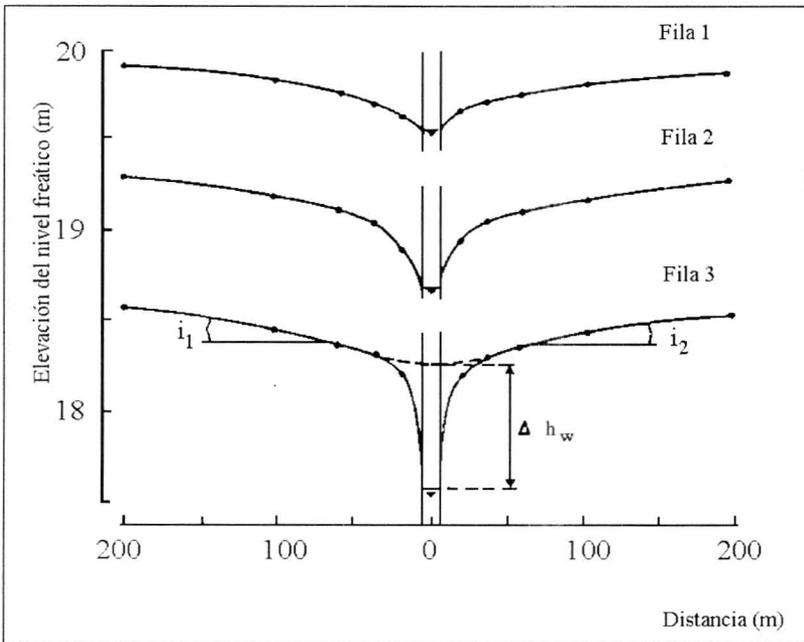


Figura 4.18.
Variación de la forma del nivel freático en las cercanías de un dren.

Para una sola estrata (ver sección VIII.3), Ernst sugiere:

$$r_r = \frac{l}{\pi K} \ln \frac{D_r}{\pi r_o}$$

Ec. 4.2.

donde:

K = conductividad hidráulica para flujo radial (m/día)

D_r = espesor del estrato donde ocurre resistencia radial (m)

r_o = radio del dren (m)

En un terreno en que exista un sistema de drenes ya instalados, es posible determinar la resistencia de toda el área a partir de la siguiente expresión:

$$R = \frac{\Delta h_m}{q} = \frac{L^2}{8KD} + L r_o \quad \text{Ec.4.3.}$$

donde:

R = resistencia del área (días/m)

Δh_m = diferencia de elevación entre el nivel de agua en el interior de los drenes y el punto medio entre dos drenes (m)

q = descarga del dren (m/día)

KD = transmisividad del acuífero (m²/día)

L = espaciamiento entre drenes (m)

Para una correcta evaluación de un plano de isohypsas no sólo se debe considerar la topografía del terreno, la red de drenaje natural y los patrones locales de recarga y descarga sino también las formaciones geológicas subsuperficiales. Más específicamente, es imprescindible conocer la distribución espacial de las capas de mayor o menor conductividad que pudieran existir en el subsuelo.

Algunos casos típicos de esta naturaleza que pueden estar afectando la forma del nivel freático se muestran en la figura 4.19. En el caso (A) de dicha figura, la presencia de "lentes de arcilla" ubicados a escasa profundidad de la superficie pueden provocar una elevación local del nivel freático aún cuando la recarga (por riego o lluvia) sea uniforme. Otro tanto ocurre en el caso (B) donde una elevación del estrato más impermeable hace que el agua subterránea se acerque a la superficie del suelo. En los casos (C) y (D) se

produce una fuerte declinación de la napa debido a un cambio en la textura del sustrato y a una falla geológica, respectivamente.

La Ley de Darcy establece que la velocidad del agua subterránea (V) es directamente proporcional al gradiente ($i=dh/dx$) y una constante de proporcionalidad conocida como conductividad hidráulica (K). Esto significa a su vez que a flujo constante, el gradiente es inversamente proporcional a la conductividad hidráulica. Consecuentemente, es posible deducir que en un plano de equipotenciales, en la medida que las curvas se acercan unas a otras el gradiente es mayor y la conductividad hidráulica menor. Por el contrario, cuando las curvas se distancian unas de otras la gradiente es menor pero la conductividad hidráulica es mayor.

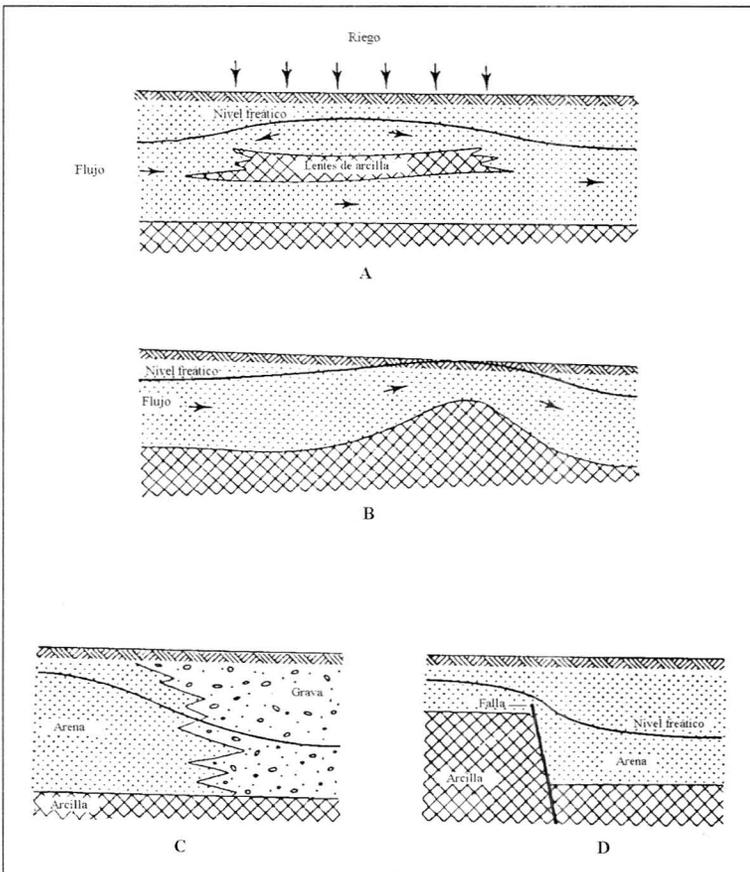


Figura 4.19.
Influencia del origen y características del subsuelo, sobre la forma del nivel freático.

A. *Lentes de arcilla en un suelo regado que impide el descendente.*

B. *Efecto de la forma del estrato impermeable sobre el nivel freático.*

C. *Cambio en el material del suelo.*

D. *Presencia de una falla geológica.*

En resumen, es posible señalar que a partir de un plano de equipotenciales, isohypsas o curvas de nivel del agua subterránea es posible derivar la siguiente información: a) dirección del flujo, b) gradiente del agua subterránea, c) cantidad de agua subterránea en movimiento y d) áreas de recarga y descarga.

Planos de isoprofundidad.

Como se mencionó en la sección 4.3.2. los mapas de isoprofundidad indican áreas en las cuales el nivel freático se encuentra dentro de un cierto rango de profundidad. Consecuentemente, su mayor utilidad consiste en poder separar sobre él la superficie efectivamente a considerar en el proyecto o en otras palabras la superficie efectivamente afectada por un problema de drenaje que amerite su estudio y solución.

A modo de ejemplo, en la figura 4.20 (obtenida de la figura 4.12) se ha identificado como área del proyecto, aquella superficie que tiene el nivel freático igual o inferior a 1 metro de profundidad. Esto significa que, por consideraciones propias del cultivo que se desea implantar toda área en la cual el nivel freático se encuentra a más de 1 metro de profundidad queda fuera del proyecto por cuanto en forma natural satisface los requerimientos del cultivo.

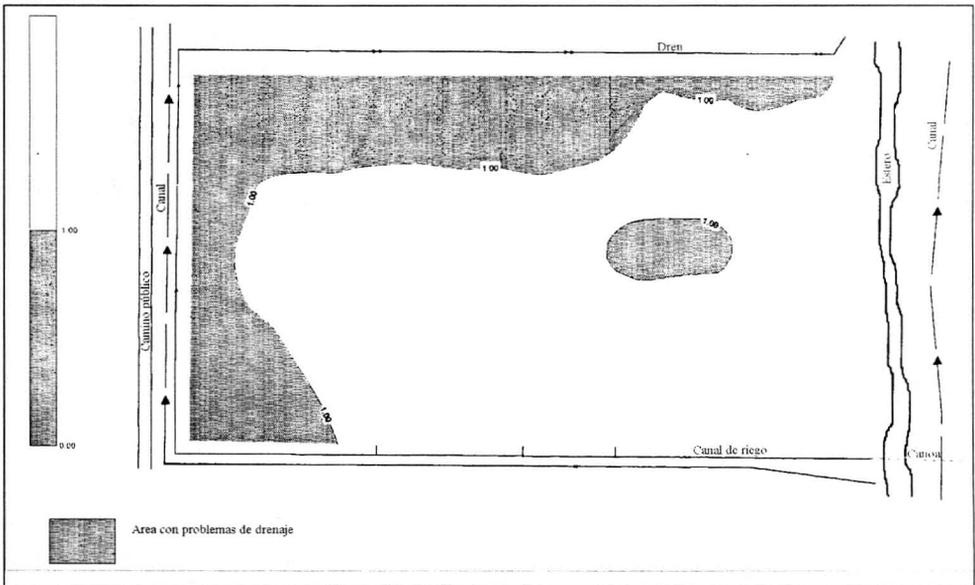


Figura 4.20. Área del proyecto obtenido a partir de un mapa de isoprofundidades.

Como se ha señalado anteriormente, para interpretar adecuadamente un plano de isoprofundidades del nivel freático es necesario tener en consideración una serie de factores. Por ejemplo, si en un área existen niveles freáticos superficiales en forma casi permanente difícilmente podrá asociarse a la ocurrencia de lluvias o riegos eventuales. Casi siempre una situación de esta naturaleza se debe a que la cantidad de agua que entra al sistema es mayor que la que sale. Por otro lado habrá una serie de factores tales como topografía, geología, vegetación, uso del suelo, etc. que deberán tomarse en cuenta para la correcta interpretación del plano.

Plano de fluctuaciones del nivel freático.

En áreas topográficamente altas, el nivel freático está usualmente a gran profundidad, mientras que en áreas topográficamente bajas, el nivel freático se encuentra superficial. Esto significa que en las primeras existe espacio para que las fluctuaciones sean grandes, mientras que en el segundo caso las fluctuaciones son más pequeñas y generalmente ocurrirán cerca de la superficie del suelo. Por lo tanto las fluctuaciones del nivel freático están estrechamente relacionadas con la profundidad del mismo.

Un segundo factor que debe ser considerado en la evaluación e interpretación de este tipo de planos es el valor de la porosidad drenable o efectiva (μ) del suelo. Considerando que la porosidad efectiva es baja en suelos arcillosos y alta en suelos arenosos, los cambios o fluctuaciones del nivel freático en suelos arenosos serán inferiores que en suelos arcillosos, bajo una misma condición de recarga. Esto puede demostrarse aplicando la siguiente expresión:

$$\Delta S = \mu \Delta h \quad \text{Ec.4.4.}$$

donde:

ΔS = cambios en el almacenamiento de agua del suelo en un cierto período de tiempo (m)

μ = porosidad drenable

Δh = cambio de la altura del nivel freático en el mismo período de tiempo (m)

Asumiendo que la porosidad drenable de un suelo arcilloso es 5% y la de un suelo arenoso es 20% y los cambios en el almacenamiento (recarga) de 0,20 m, al aplicar la ecuación 4.4. resulta que los cambios en altura del nivel freático (Δh) serán de 4 m. y de 1 m., respectivamente.

Planos de diferencia de carga hidráulica.

La diferencia en carga hidráulica entre el agua subsuperficial y subterránea está directamente relacionada con la conductividad de las capas más profundas (resistencia hidráulica). Debido a que tales estratas son raramente homogéneas y de igual espesor a lo largo y ancho del área en estudio, la resistencia hidráulica de estas estratas varía de un punto a otro y consecuentemente su diferencia de cargas hidráulicas. A objeto de facilitar los cálculos, es recomendable (aunque laborioso) elaborar mapas de igual distribución de resistencia hidráulica.

Si en el área bajo estudio existen acuíferos semi-confinados, es posible evaluar el flujo vertical ascendente o descendente a través de dichos acuíferos. Para tal efecto se usa la expresión.

$$V_z = K' \frac{h-h'}{D'} = \frac{h-h'}{c} \quad \text{Ec. 4.5.}$$

donde:

V_z = velocidad del flujo vertical ascendente por unidad de área (m/día)

c = D'/K' = resistencia hidráulica del estrato semipermeable (días)

$h-h'$ = Δh = diferencia de carga entre acuíferos

En suelos regados puede presentarse la situación inversa, es decir, el acuífero confinado es alimentado por excesos de agua provenientes de la superficie. En estos casos se utiliza la misma fórmula para calcular el flujo vertical descendente.

Planos de calidad de aguas.

Los planos de calidad de aguas permiten estudiar la salinidad de los suelos, realizar balances de sales y requerimientos de lavado y convertir la

carga hidráulica de los piezómetros, instalados en acuíferos a diferente salinidad, a carga hidráulica de agua dulce.

Si la concentración de sales del agua que entra a las estratas superiores es conocida, puede calcularse una concentración promedio para toda el área. Este valor multiplicado por la velocidad de ascenso vertical (V_z), da como resultado el abastecimiento de sales al área en estudio.

Variaciones espaciales de la calidad del agua subterránea están estrechamente relacionadas con la topografía, la geología, la dirección e intensidad del flujo, el tiempo de residencia, la profundidad del agua subterránea y el clima.

En regiones húmedas, áreas topográficamente altas se comportan generalmente como áreas de recarga y allí el agua es de buena calidad. Por el contrario, en climas áridos o semiáridos, áreas topográficamente bajas son áreas de descarga y por lo general la calidad del agua es mala debido a la disolución de minerales, concentración de sales y alta evaporación. En áreas costeras y de los deltas de los ríos el agua subterránea puede llegar a ser extremadamente salina debido a la intrusión de agua de mar y la disolución de las sales que existen en las terrazas de origen marino adyacentes. Las partes más altas, sin embargo, son áreas de descarga y por tanto es posible esperar la presencia de agua dulce.

En zonas áridas y semiáridas las napas freáticas superficiales son por lo general salinas debido a la alta evaporación que consume el agua y concentra las sales. El riego de dichas áreas puede aumentar la salinidad del agua subterránea por disolución de las sales presentes en las estratas superiores del suelo.

Finalmente, áreas regadas adyacentes a áreas no regadas de climas áridos o semiáridos tienden a tener mejor calidad del agua subterránea debido a que por efecto del gradiente hidráulico que se genera existe un continuo movimiento de aguas subterráneas salinas hacia el sector sin riego donde se evapora el agua y se concentra la sal.

4.5. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Castilla, P. Oscar. 1966. Normas para el estudio y proyecto de sistemas de drenaje de aguas freáticas en los distritos de riego. Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Distritos de Riego. México, D.F. Memorándum Técnico N°240.
- Colmenares, G.; R. González y J. Abi-Saab. 1968. Esquema para el estudio de drenaje de zonas húmedas y su aplicación a la zona sur del lago Maracaibo, sector Chama. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Obras Hidráulicas, Venezuela.
- Grassi, C.J. 1981. Manual de drenaje agrícola. CIDIAT, Venezuela. Serie Riego y Drenaje. RD-10.
- Millar, A.A. 1974. Drenagen de terras agricolas. I. Principios, pesquisas e calculos. IICA, Petrolina, Pernambuco, Brasil. Publicaciones Misceláneas N°124.
- Oosterbaan, R. J. 1988. Drainage for agriculture. 27th International Course on Land Drainage. International Institute for Land Reclamation and Improvement. (ILRI). The Netherland.

CAPITULO V.

CRITERIOS DE DRENAJE.

5.1. INTRODUCCION.

El diseño de un sistema de drenes superficiales o subsuperficiales requiere de la definición de parámetros y criterios de diseño, los cuales se utilizan en la solución de las ecuaciones para el cálculo del espaciamiento entre drenes. Como, a su vez, las ecuaciones que se utilizan para tal propósito pueden ser para régimen permanente o no permanente, los parámetros y criterios que se requieren en cada caso son diferentes.

Los parámetros de diseño dicen relación con las características físicas e hidrodinámicas del suelo tales como conductividad hidráulica, porosidad drenable, textura, estructura y retención de humedad. Algunos de estos parámetros de diseño y su forma de determinarlos se abordan en el capítulo VI de este Manual.

Los criterios de diseño, como su nombre lo indica, se refieren a los **criterios** o **decisiones** que el profesional debe tomar en consideración para satisfacer los requerimientos que el sistema exige. Entre estos criterios podemos mencionar la recarga, la profundidad del nivel freático en el punto medio entre dos drenes, la profundidad radicular, la profundidad de los drenes, la carga hidráulica y el tiempo de drenaje. Determinar los criterios de drenaje propios del lugar donde se va a diseñar un sistema de drenes requiere de una completa información de terreno que no siempre está disponible. Para formular adecuadamente dichos criterios será necesario tener en consideración los siguientes factores:

- Condiciones hidrológicas, las cuales determinan la cantidad de agua que debe ser drenada en un período específico de tiempo.
- Condiciones agronómicas, las cuales, dependiendo del cultivo y del suelo, determinan el límite de la zona radicular y el tiempo máximo que los cultivos pueden soportar condiciones de exceso de agua.
- Condiciones del suelo, las cuales determinan las relaciones entre: aireación y contenido de humedad; nivel freático y contenido de humedad y nivel freático y ascenso capilar.
- Condiciones económicas, las cuales determinan las relaciones costo/beneficio y en consecuencia la conveniencia de construir o no un sistema de drenaje.

5.2. PROFUNDIDAD DE LA NAPA.

Puesto que el drenaje subsuperficial tiene como propósito crear las condiciones óptimas de aireación y humedad en la zona radical para obtener los máximos rendimientos de un cultivo, la determinación de la profundidad efectiva (P_e) óptima es el primer criterio de drenaje a determinar. Este es un criterio de diseño de base netamente agronómica y está determinado por las

características de arraigamiento de los cultivos y la sensibilidad que éstos tengan al exceso de agua y en consecuencia al efecto que esta situación produzca sobre los rendimientos.

Cuando en drenaje se habla de profundidad óptima o efectiva, se entiende que es aquella profundidad a la cual puede encontrarse la napa freática sin que los cultivos presenten serias disminuciones en los rendimientos. Como se indica en la Tabla siguiente, la profundidad efectiva no debe confundirse con la profundidad máxima, la cual puede ser considerablemente mayor.

TABLA 5.1. CARACTERISTICAS DE ARRAIGAMIENTO DE ALGUNOS CULTIVOS (Honorato, 1993).

<i>Especie</i>	<i>Máxima Profundidad radical (cm)¹</i>	<i>Arraigamiento activo (cm)²</i>
<i>Espárragos</i>	320	135
<i>Avena</i>	200	150
<i>Remolacha</i>	180	120
<i>Alfalfa</i>	610	300
<i>Porotos</i>	120	90
<i>Papas</i>	150	90
<i>Trigo</i>	225	180
<i>Maíz</i>	188	180

¹ *Profundidad máxima de observación de raíces.*

² *Profundidad de desarrollo de la mayor parte del sistema radicular (Zona de mayor absorción).*

Como queda demostrado al comparar la tabla anterior con las que se indican a continuación, diversos autores tienen también diversas opiniones en cuanto a la profundidad que alcanzan las raíces de los cultivos. Esto representa una seria dificultad al momento de decidir que criterio utilizar, razón por la cual la experiencia del consultor y el conocimiento que se tenga del área en estudio (limitantes del suelo, datos locales, etc.), son determinantes.

Honorato (1993) sugiere que la profundidad de arraigamiento de la mayoría de los cultivos puede ordenarse en tres categorías, según se indica en la tabla 5.2.

En cuanto a especies frutales, el mismo autor indica que, de acuerdo a una encuesta realizada a diversos especialistas en estas materias, la profundidad de arraigamiento es la que se indica en la tabla 5.3. Es importante mencionar que si la profundidad de arraigamiento de dichos frutales es menor que el umbral límite indicado en la tabla 5.3, los rendimientos pueden afectarse seriamente y disminuir en un 30% o más.

TABLA 5.2. PROFUNDIDAD DE ARRAIGAMIENTO DE ALGUNOS CULTIVOS (Honorato, 1993).

ARRAIGAMIENTO		
<i>Superficial</i> (<i><60 cm</i>)	<i>Medio</i> (<i>60-90 cm</i>)	<i>Profundo</i> (<i>>90 cm</i>)
<ul style="list-style-type: none"> ◦ <i>Arvejas</i> ◦ <i>Apio</i> ◦ <i>Cebolla</i> ◦ <i>Coliflor</i> ◦ <i>Espinaca</i> ◦ <i>Frutilla</i> ◦ <i>Lechuga</i> ◦ <i>Maravilla</i> ◦ <i>Poroto</i> ◦ <i>Pimiento</i> ◦ <i>Papas</i> ◦ <i>Repollo</i> ◦ <i>Trébol ladino</i> ◦ <i>Trébol blanco</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ◦ <i>Ají</i> ◦ <i>Betarraga</i> ◦ <i>Cereales</i> ◦ <i>Calabaza</i> ◦ <i>Espárragos</i> ◦ <i>Habas</i> ◦ <i>Maíz</i> ◦ <i>Nabo</i> ◦ <i>Pepino</i> ◦ <i>Porotos verdes</i> ◦ <i>Remolacha</i> ◦ <i>Sandía</i> ◦ <i>Tomate</i> ◦ <i>Trébol rosado</i> ◦ <i>Zanahoria</i> ◦ <i>Zapallo</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ◦ <i>Alfalfa</i> ◦ <i>Alcachofa</i> ◦ <i>Camote</i> ◦ <i>Cerezo</i> ◦ <i>Cítricos</i> ◦ <i>Frutales de hoja caduca en general</i> ◦ <i>Melón</i> ◦ <i>Olivo</i> ◦ <i>Palto</i> ◦ <i>Sorgo</i> ◦ <i>Tabaco</i> ◦ <i>Vid</i>

TABLA 5.3. PROFUNDIDAD DE ARRAIGAMIENTO DE ALGUNAS ESPECIES FRUTALES (Honorato, 1993).

<i>Especie</i>	<i>Umbral límite (cm)</i>	<i>Arraigamiento activo (cm)</i>
<i>Cítrico</i>	40	80
<i>Ciruelo</i>	50	100
<i>Vid</i>	30	60
<i>Duraznero</i>	45	80
<i>Peral</i>	50	100
<i>Manzano</i>	40	100

Enfrentado el consultor a la complejidad que significa decidir entre las alternativas indicadas en las tablas precedentes, se recomienda utilizar el criterio propuesto por FAO (1980) que se indica en la tabla 5.4.

TABLA 5.4. PROFUNDIDADES DE LA NAPA FREATICA SUGERIDAS PARA PROYECTAR ESPACIAMIENTO DE DRENES BAJO CONDICIONES DE REGIMEN PERMANENTE Y NO PERMANENTE (FAO, 1980).

<i>CULTIVOS</i>	<i>Profundidad de la napa (m)</i>			
	<i>Régimen Permanente</i>		<i>Régimen no permanente</i>	
	<i>Textura fina</i>	<i>Poco densa</i>	<i>Textura fina</i>	<i>Poco densa</i>
<i>Extensivos</i>	1.2	1.0	0.9	0.9
<i>Hortalizas</i>	1.1	1.0	0.9	0.9
<i>Frutales</i>	1.6	1.2	1.4	1.1

Cuando el suministro de agua es muy irregular o las prácticas de riego muy deficientes se sugieren los siguientes valores (Tabla 5.5).

TABLA 5.5. PROFUNDIDAD DE LA NAPA (m) EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES (FAO, 1980).

<i>CULTIVOS</i>	<i>Profundidad de la napa punto medio entre drenes (m)</i>	
	<i>Régimen Permanente</i>	<i>Régimen no permanente</i>
<i>Extensivos</i>	1.4	1.2
<i>Hortalizas</i>	1.3	1.1
<i>Frutales</i>	1.6	1.4

Por su parte Oosterbaan (1988) sugiere las profundidades que se indican en la tabla 5.6. Este criterio tiene el mérito de considerar como variable la textura del suelo.

TABLA 5.6. PROFUNDIDAD MEDIA DEL NIVEL FREÁTICO (m) PARA DIFERENTES CULTIVOS EN FUNCIÓN DE LA TEXTURA (Oosterbaan, 1988).

<i>CULTIVOS</i>	<i>TEXTURA</i>		
	<i>Arenosa</i>	<i>Franca</i>	<i>Arcillosa</i>
<i>Praderas.</i>	0.5	0.6	0.7
<i>Cereales.</i>	0.6	0.7	0.8
<i>Cultivos forrajeros.</i>	0.7	0.8	0.9
<i>Cultivos de raíz, tubérculos, para fibras y oleaginosas, hortalizas.</i>	0.8	0.9	1.0
<i>Frutales, árboles.</i>	1.0	1.2	1.4
<i>Suelos barbechados con alza capilar con sales.</i>	1.2	1.5	1.3

Puesto que en Chile no existen estudios sistemáticos que permitan establecer la profundidad efectiva óptima que deben tener las diferentes especies con el objeto de tener rendimientos económicamente rentables, se

recomienda utilizar cualquiera de los dos criterios indicados anteriormente (FAO u Oosterbaan) o algún otro que la propia experiencia local indique.

Otro aspecto importante en materia de cultivos, es el referente a la sensibilidad que éstos tienen al exceso de agua y el tiempo máximo que son capaces de soportar bajo condiciones de saturación. Este concepto es particularmente importante si al momento de determinar el espaciamiento bajo una condición de régimen no permanente, se permite que la zona radicular se sature y se especifique extraer el agua en un tiempo dado, antes que se presenten daños al cultivo por falta de oxígeno. Según opinión de diversos especialistas en la materia, es posible concluir que la tolerancia máxima a la saturación de la zona radicular de algunos cultivos más importantes es la indicada en la tabla 5.7 siguiente.

TABLA 5.7. TOLERANCIA MÁXIMA AL EXCESO DE AGUA DE ALGUNOS CULTIVOS.

Especies	Tolerancia máx. (días)
Hortalizas anuales (frijol, papa, lechuga), frutilla, frambuesa, palto	< 2
Hortalizas perennes, (espárragos, alcachofas) frutales pomáceos, maíz, remolacha, kiwi	2 - 3
Cereales, frutales drupáceos (durante período invernal), alfalfa	3 - 4
Praderas permanentes, tréboles, festucas, peras, membrillos	4 - 6

Los datos de la tabla anterior tienen carácter referencial. La única forma de tener claridad al respecto es haciendo las investigaciones específicas que el caso requiere.

En zonas áridas y semiáridas, donde existe riesgo de salinización por efecto del ascenso de sales por capilaridad (FAO, 1980) se recomienda una profundidad mínima de 1.4 m en suelos de textura gruesa y fina y de 1.7 m en suelos de textura media, independientemente de los cultivos que se pretenda establecer.

5.3. RECARGA.

En drenaje, uno de los aspectos más complejos de determinar es la recarga de diseño. En este manual se utiliza el término genérico de **recarga** para designar la cantidad neta de agua que será necesario extraer a través de la red de drenaje, luego de efectuado el balance hidrológico respectivo. Para realizar un adecuado balance hidrológico se requiere un acabado conocimiento de la topografía, hidrología y geología del área en estudio, con el propósito de identificar con precisión de dónde provienen y hacia dónde se dirigen las aguas que entran y salen del sistema. La figura 5.1 muestra los componentes de la ecuación de balance en la zona saturada del suelo, que se describen a continuación:

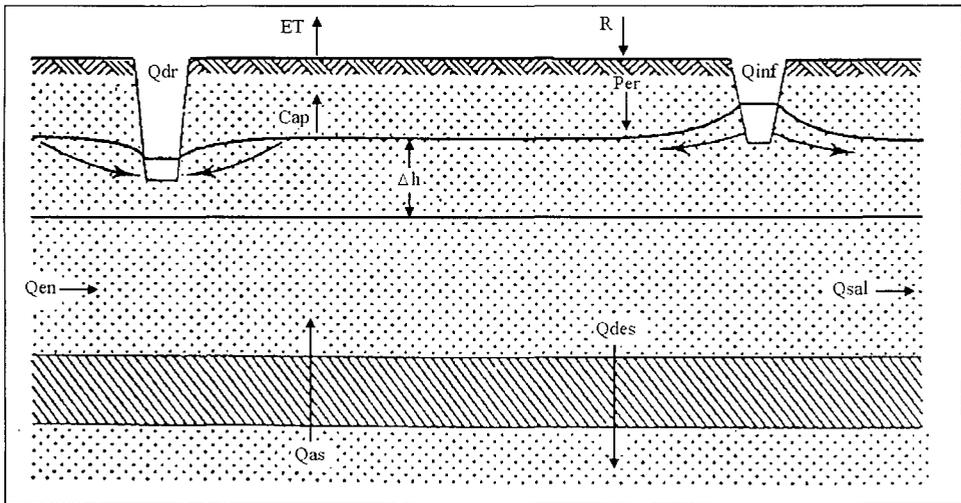


Figura 5.1. Representación esquemática de un área con problemas de drenaje, indicando los diferentes componentes de la ecuación de balance (Oosterbaan, 1988).

- ET = Evapotranspiración
- C_{ap} = Ascenso capilar
- P_{er} = Percolación profunda
- Q_{inf} = Filtración desde canales
- Q_{en} = Flujo horizontal entrada
- Q_{dr} = Filtración hacia drenes
- Q_{sal} = Flujo horizontal salida
- Q_{as} = Flujo vertical ascendente
- Q_{des} = Flujo vertical descendente
- R = Recarga
- Δh = Carga hidráulica

a) Entrada de agua (E).

P_{er} : Percolación (riego o lluvia) a través de la zona no saturada.

Q_{inf} : Infiltración desde canales o esteros ubicados en una posición más alta que la napa.

Q_{as} : Flujo ascendente desde estratos más profundos debido a una mayor carga hidráulica.

Q_{en} : Filtración lateral que entra al sistema.

b) Salidas de agua (S).

C_{ap} : Ascenso capilar desde la napa, pasando a través de la zona no saturada, hasta la superficie del suelo donde se pierde por evapo(transpi)ración.

Q_{dr} : Escorrentía hacia esteros o drenes, cuyo nivel de agua se encuentra más bajo que el nivel freático.

Q_{des} : Filtración descendente a través de una estrata semipermeable debido a una mayor carga hidráulica.

Q_{sal} : Caudal de salida lateral del sistema.

c) Almacenamiento (ΔW).

ΔW : Cambios en la cantidad de agua subterránea almacenada debido a elevaciones o depresiones del nivel freático.

De acuerdo a lo anterior, la ecuación de balance de la zona saturada quedaría expresada entonces de la siguiente forma:

$$E - S = \Delta W \quad \text{Ec.5.1.}$$

o bien reemplazando:

$$(P_{er} + Q_{inf} + Q_{as} + Q_{en}) - (C_{ap} + Q_{dr} + Q_{des} + Q_{sal}) = \Delta W \quad \text{Ec.5.2.}$$

En otras palabras:

$$(P_{er} - C_{ap}) + (Q_{inf} - Q_{dr}) + (Q_{as} + Q_{des}) + (Q_{en} - Q_{sal}) = \Delta W$$

No obstante lo anterior y lo complejo que pudiera resultar la solución de la ecuación de balance, es necesario recalcar que la única forma de conocer exactamente los volúmenes de agua que entran o salen del sistema, es mediante la determinación de cada factor indicado en la ecuación. La determinación de la mayoría de ellos no ofrece grandes complicaciones y existen metodologías que permiten obtener los datos deseados. Sin embargo, para lograr este objetivo se requerirá una cantidad de información que no siempre se encuentra disponible y un conocimiento detallado del comportamiento hidrodinámico del área en estudio. Puesto que, por lo general, el consultor no está en condiciones de realizar un estudio como el indicado, se sugiere la obtención de la recarga a partir de procedimientos más simples y ampliamente aceptados, como los que se indican en los párrafos siguientes.

5.3.1. Recarga por lluvia.

La recarga por lluvia puede generar un problema de drenaje superficial o subsuperficial. En ambos casos el primer paso es determinar la lluvia crítica o lluvia de diseño y luego se calcula la escorrentía (para drenaje superficial) o la percolación profunda (para drenaje subsuperficial).

Lluvia de diseño.

Determinar la lluvia crítica o de diseño implica, según las Bases Técnicas de los Concursos de la Ley 18.450, realizar el análisis de frecuencia de lluvias máximas en períodos de 1, 2 y 3 días consecutivos de lluvia, para un período de retorno de 5 años, con lo cual es posible generar gráficos de altura-duración-frecuencia (ADF). Tal análisis de frecuencia se puede realizar en forma gráfica, analítica o con la ayuda de programas de computación. Puesto que se trata de valores máximos, se sugiere utilizar las distribuciones Gumbel, Log Pearson o Log Normal, seleccionando aquella que mejor se ajuste mediante el test de Kolmogorov-Smirnov, chi cuadrado u otro similar.

En caso de un análisis de frecuencia gráfica, utilizando la distribución Gumbel, proceda de la siguiente manera:

- a) Ordene los datos de mayor a menor (para análisis de excedencia).

- b) Calcule la “posición de graficado” de cada dato mediante la ecuación de Weibull.

$$P = \frac{m}{N + 1} \quad \text{y} \quad T = \frac{1}{P} \quad \text{Ec.5.3.}$$

donde :

P = probabilidad de excedencia

m = número de orden

N = total de datos de la serie

T = período de retorno (años)

- c) Grafique los valores anteriores en un papel de probabilidad Gumbel. En el eje de las abscisas se ubica la probabilidad (P) calculada en el punto b y en la ordenada los datos del punto a.
- d) Si los datos no se ajustan a una línea recta significa que esta distribución no sirve y se debe recurrir a otra distribución como la Log Pearson o Log Normal.
- e) Si los datos se ajustan a una recta, proceda de la siguiente manera para el trazado de la línea de regresión que mejor se ajusta.

- Calcule la media: $\bar{x} = \frac{\sum x}{N}$ Ec.5.4.

- Calcule la desviación estándar: $s_x = \sqrt{\frac{\sum x^2 - (\sum x)^2 / N}{N - 1}}$ Ec.5.5.

- De las Tablas 5.8 y 5.9 obtenga la media esperada (y_n) y la desviación estándar esperada (σ_n)

- Calcule la variable auxiliar (a), tal que: $a = \frac{\sigma_n}{s_x}$ Ec.5.6.

- Calcule el parámetro (u): $u = \bar{x} - \frac{y_n}{a}$ Ec.5.7.

TABLA 5.9. DESVIACION ESTANDAR ESPERADA (σ_N) COMO FUNCION DEL NUMERO DE EXTREMOS "N".

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9679	0,5833	0,9971	0,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0916	1,1004	1,1047	1,1089
30	1,1124	1,1159	1,1159	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1436	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1577	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1782	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1953	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									
150	1,2253									
200	1,2360									
250	1,2429									
300	1,2479									
400	1,2545									
500	1,2588									
750	1,2651									
1000	1,2685									

Ejemplo 5.1

Determine la lluvia crítica en un área de 500 hectáreas ubicadas en las cercanías de Chillán. El suelo es plano, de textura franco arcillosa, condición hidrológica buena, con 200 hectáreas con cultivos anuales y 300 hectáreas de praderas naturales. Se desea tener una profundidad efectiva de 1.0 metros. En atención a la cercanía de Chillán, se utilizarán los datos diarios de precipitación recolectados en la Estación Agrometeorológica de la Universidad de Concepción, Campus Chillán.

a) **Análisis de frecuencia.** Como se indicó anteriormente, el primer paso para determinar la lluvia crítica es realizar el análisis de frecuencia de lluvias máximas anuales en 1, 2 y 3 días consecutivos de lluvia, con un período de retorno de 5 años. Estos valores, obtenidos según la técnica de las medias móviles, se indican en la tabla 5.10 siguiente:

TABLA 5.10. LLUVIAS MAXIMAS ANUALES EN 1, 2 Y 3 DIAS CONSECUTIVOS REGISTRADOS EN LA ESTACION AGROMETEOROLOGICA DE LA UNIVERSIDAD DE CONCEPCION, CAMPUS CHILLAN.

AÑOS	<i>Lluvia anual máxima (mm)</i>		
	<i>1 día</i>	<i>2 días</i>	<i>3 días</i>
1965	82.6	141.6	173.9
1966	45.4	70.8	89.2
1967	54.5	76.8	85.6
1968	48.2	51.2	51.2
1969	72.5	88.7	98.0
1970	42.7	65.0	77.8
1971	60.8	106.9	124.5
1972	117.3	166.9	180.1
1973	54.2	78.0	82.8
1974	81.5	153.9	200.0
1975	40.2	53.8	82.9
1976	49.5	78.8	110.5
1977	82.2	92.9	92.9
1978	67.3	101.2	117.5
1979	111.0	131.4	161.2
1980	79.7	98.1	115.5
1981	53.9	65.2	75.1
1982	78.2	101.7	105.8
1983	148.7	162.9	187.0
1984	116.8	117.1	118.4
1985	64.4	81.3	86.5
1986	88.5	145.9	149.9
1987	93.8	94.2	139.6
1988	77.0	98.9	105.6
1989	64.0	87.0	112.3
1990	77.5	103.2	103.2

Al ordenar los datos en forma decreciente (columna 4, 5 y 6), calcular la posición de graficado según la ecuación 5.3 (columna 2 y 3) y resolver las ecuaciones 5.4 a 5.7, resulta lo indicado en la Tabla 5.11.

TABLA 5.11. ANALISIS DE FRECUENCIA.

N° orden	$P = \frac{m}{n+1}$	$T = \frac{I}{P}$	Lluvias máximas (mm)		
			1	2	3
1	0.037	27.00	148.7	166.9	200.0
2	0.074	13.51	117.3	162.9	187.0
3	0.111	9.00	116.8	153.9	180.1
4	0.148	6.76	111.0	145.9	173.9
5	0.185	5.41	93.8	141.6	161.2
6	0.222	4.50	88.5	131.4	149.9
7	0.259	3.86	82.6	117.1	139.6
8	0.296	3.38	82.2	106.9	124.5
9	0.333	3.00	81.5	103.2	118.4
10	0.370	2.70	79.7	102.7	117.5
11	0.407	2.45	78.2	101.2	115.5
12	0.444	2.25	77.5	98.9	112.3
13	0.481	2.08	77.0	98.1	110.5
14	0.519	1.93	72.5	94.2	105.8
15	0.556	1.80	67.3	92.9	105.6
16	0.593	1.69	64.4	88.7	103.2
17	0.630	1.59	64.0	87.0	98.0
18	0.667	1.50	60.8	81.3	92.9
19	0.704	1.42	54.5	78.8	89.2
20	0.741	1.35	54.2	78.0	86.5
21	0.778	1.29	53.9	76.8	85.6
22	0.815	1.23	48.5	70.8	82.9
23	0.852	1.17	48.2	65.2	82.8
24	0.889	1.13	45.4	65.0	77.8
25	0.926	1.08	42.7	53.8	75.1
26	0.963	1.04	40.02	51.2	51.2
Ec. 5.4		\bar{X}	75.12	100.55	115.65
Ec. 5.5		S_x	25.75	31.94	38.60
		N	26	26	26
De tabla 5.8		Y_n	0.532	0.532	0.532
De tabla 5.9		σ_n	1.0916	1.0916	1.0916
Ec. 5.6		$a = \sigma_n / S_x$	0.04239	0.03418	0.02828
Ec. 5.7		$u = \bar{X} - y_n / a$	62.57	84.99	96.84

Seleccionando un par de valores cualesquiera de “y” es posible calcular los respectivos valores de “x” utilizando la ecuación 5.8. Los resultados obtenidos son:

Variable reducida	Valores de precipitación (mm)		
	1 día	2 días	3 días
$y = 0$	62.57	84.99	96.84
$y = 3$	133.34	172.76	202.92

Una vez trazadas las rectas en el papel de probabilidad de Gumbel (Figura 5.2) y para un período retorno de 5 años ($T = 5$ años) es posible obtener las lluvias máximas en 1, 2 y 3 días. Estos son:

Tiempo (días)	Precipitación (mm)
1	97
2	127
3	150

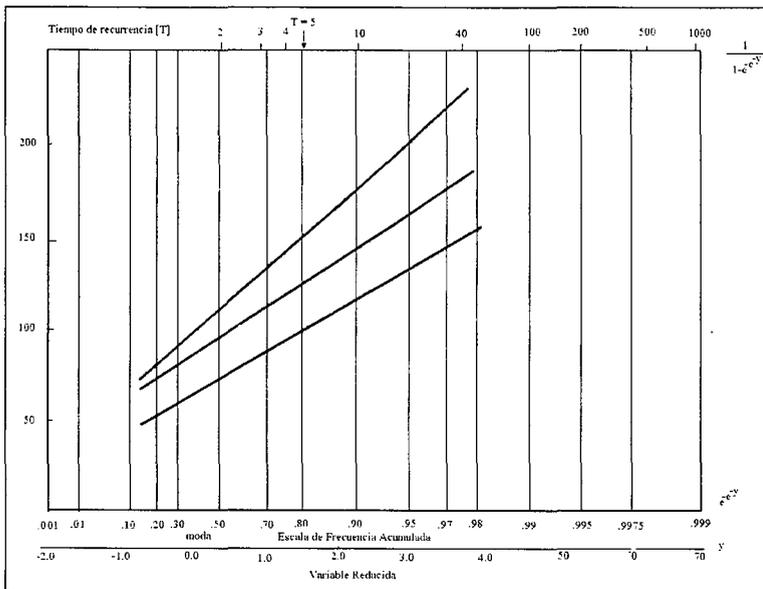


Figura 5.2. Rectas de regresión, según distribución Gumbel, para Chillán.

Con estos datos se construye el gráfico de altura-duración-frecuencia (ADF), que se indica en la figura 5.3.

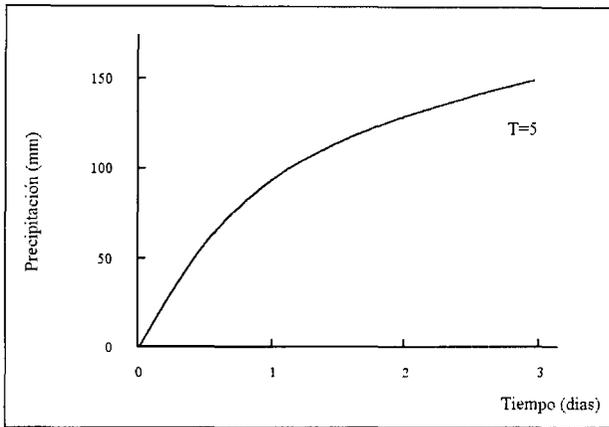


Figura 5.3.
Curva altura-duración-
frecuencia para Chillán,
para un período de
retorno (T) de 5 años.

Escorrentía.

Los drenes superficiales no se dimensionan para la descarga de diseño de aguas de escorrentía porque generalmente su capacidad es mayor que la requerida para la descarga máxima. Esto se debe a que la sección hidráulica mínima depende generalmente más de las necesidades de control de erosión y manejo del suelo, que de la capacidad de descarga del agua. Sin embargo, el cálculo del caudal correspondiente a la escorrentía se necesita para el diseño de la red principal de drenaje ya que sobre esta descarga y la descarga debida al drenaje subsuperficial se dimensionan los drenes colectores y los drenes principales.

El primer paso para determinar la descarga de diseño (m^3/seg) es estimar que porcentaje de la lluvia crítica (mm) se transforma en escorrentía superficial, una vez descontada el agua interceptada por la vegetación y la infiltrada en el suelo. Los métodos de predicción de la escorrentía en función de la precipitación se fundamentan en alguno de los siguientes principios:

- a) En cuencas donde se dispone de datos de escorrentía en función de las lluvias, el modelo puede extrapolarse para el cálculo de escorrentía correspondientes a series de datos de precipitación más largas. En este principio se basa el Método de Hidrograma Unitario (H.U.) el cual es el resultado de un análisis de hidrogramas correspondientes a lluvias intensas de corta duración.

- b) Medir la escorrentía en una cuenca pequeña, calcular la relación que resulta entre este factor y la precipitación que la originó y aplicarlas a una cuenca mayor. En este principio se basa el Método Racional.
- c) Determinar la relación existente entre la escorrentía y las características de una cuenca y la relación así formulada aplicarla a una cuenca donde no existen datos de escorrentía. El principio es similar al anterior pero incluye otras características de la cuenca. En este principio se basa el Método de la Curva Número.
- d) Establecer la influencia de cambios en el manejo del suelo y del agua de una cuenca, sobre las relaciones precipitación-escorrentía, de forma que pueda predecirse la escorrentía esperada como resultado de obras de ingeniería realizadas en la cuenca. El Método Hidrológico Simplificado se basa en este principio.

Puesto que al proyectar un sistema de drenaje superficial no se tienen datos de caudales de escorrentía, es necesario recurrir a métodos basados en los principios “b” y “c” que permiten establecer relaciones empíricas. Sin embargo, es necesario tener presente que estos métodos sirven sólo para hacer estimaciones y por tanto es posible que en el futuro haya que hacer ajustes al sistema construido.

Por la simplicidad de su uso, se sugiere el Método de la Curva Número (CN) propuesto por el Soil Conservation Service de USA. Dicho método asume que la escorrentía no es un valor constante sino que varía de acuerdo a la magnitud de la precipitación según se indica en la figura 5.4.

A partir de la figura 5.4 y para una condición en que:

$$I_a = 0.2 S \quad \text{Ec.5.9.}$$

se ha deducido la siguiente expresión:

$$E = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{Ec.5.10.}$$

donde:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Ec.5.11.}$$

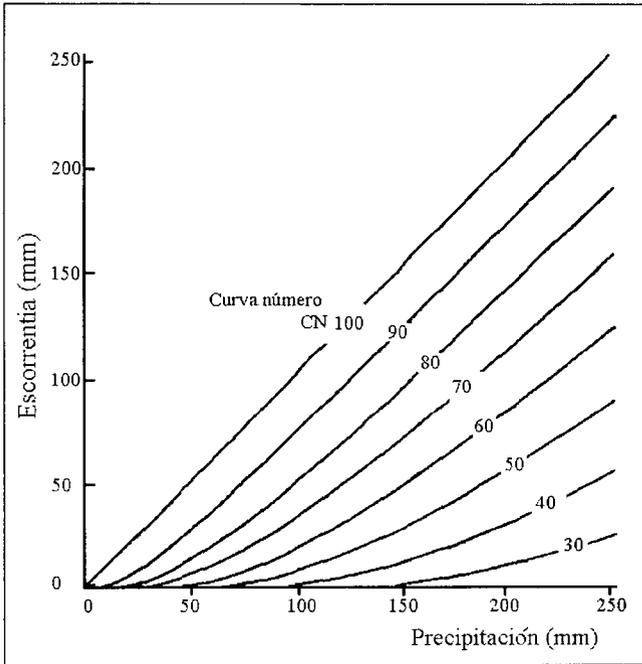


Figura 5.4. Relación precipitación-escorrentía según el Método de la Curva Número (CN).

donde:

E = escorrentía (mm)

P = lluvia crítica (mm)

S = retención máxima de la cuenca (mm)

Ia = índice de almacenamiento superficial (mm)

CN = curva número

Como puede observarse, el único valor desconocido hasta el momento es el de la curva número (CN). Para obtener dicho valor, proceda de la siguiente manera:

- Determine el o los grupos de suelos existentes en la cuenca aportante (Tabla 5.12)
- Determine la condición hidrológica del área aportante (Tabla 5.13)
- Determine la curva número a partir de la Tabla 5.14, conociendo el uso del suelo o cobertura vegetal, el tratamiento o práctica a que se somete el cultivo, la condición hidrológica y el grupo de suelos.

TABLA 5.12. GRUPOS DE SUELOS SEGUN SU POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO, PARA EL CALCULO DE LA CURVA NUMERO (CN).

Grupo	Descripción
A	Bajo potencial de escorrentía. Suelos que tienen altas tasas de infiltración aún cuando están bien mojados, consistentes principalmente en arenas o gravas profundas y bien a excesivamente drenados. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B	Suelos con tasas de infiltración moderadas cuando están bien mojados, moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien a bien drenados, con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa de transmisión de agua moderada.
C	Suelos con tasas de infiltración lentas cuando están bien mojados, principalmente con una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua, o de textura moderadamente fina a fina y una tasa de infiltración lenta. Estos suelos tienen una tasa lenta de transmisión de agua.
D	Alto potencial de escorrentía. Suelos que tienen tasas de infiltración muy lentas cuando están bien mojados, principalmente suelos arcillosos con un alto potencial de expansión; suelos con una napa subterránea permanente alta; suelos con claypan o capa arcillosa en la superficie o cercana a ella; y suelos poco profundos sobre materiales casi impermeables. Estos suelos tienen una tasa muy lenta de transmisión de agua.

En el caso de existir más de un grupo de suelos, o distintos cultivos, o distintos tratamientos, etc., es posible obtener más de un número de la curva para un área aportante dada. En ese caso se recomienda utilizar una curva número promedio (CN) ponderada según superficie (A). Esto es:

$$CN = \frac{CN_1 \times A_1 + CN_2 \times A_2 + \dots + CN_n \times A_n}{A}$$

Ec.5.12.

TABLA 5.13. CONDICION HIDROLOGICA DEL AREA APORTANTE, SEGÚN ESTADO DE LA VEGETACIÓN.

A. Praderas Naturales y/o artificiales	
Condición Hidrológica	Estado de la vegetación
Mala	Muy pastoreada, no hay residuos o con cubierta vegetal en menos del 50% de la superficie
Aceptable	Moderadamente pastoreada; entre el 50 y 75% de la superficie con cubierta vegetal.
Buena	Ligeramente pastoreada; más del 75% de la superficie con cubierta vegetal
B. Zonas boscosas	
Condición Hidrológica	Estado de la vegetación
Mala	Muy pastoreada o quemada regularmente de modo que los desechos, árboles pequeños, y arbustos se destruyen
Aceptable	Pastoreada pero no quemada; puede haber algo de desechos, pero estas zonas boscosas no están completamente protegidas del pastoreo
Buena	Protegida del pastoreo de modo que el suelo está cubierto de desechos y arbustos

Una vez obtenido el volumen de escorrentía (mm), se puede calcular la recarga o coeficiente de drenaje (mm/día) a partir de la siguiente expresión:

$$R = 2,78 \frac{E}{t_d} \quad (l/s/ha) \quad \text{Ec.5.13.}$$

$$R = \frac{E \times 24}{t_d} \quad (mm/día) \quad \text{Ec.5.14}$$

donde:

R = recarga en litros por segundo por ha (l/s/ha) o milímetros por día (mm/día)

E = escorrentía (mm)

t_d = tiempo de drenaje (horas)

El tiempo de drenaje (t_d) es una variable dependiente de la tolerancia a la inundación mostrada por los cultivos y se obtiene de la Tabla 5.7. (pág. 91).

TABLA 5.14. CURVAS NUMERO (CN) PARA CUENCAS EN CONDICION DE HUMEDAD MEDIA.

(1) <i>Uso del suelo o cubierta</i>	(2) <i>Tratamiento o práctica</i>	(3) <i>Condición hidrológica</i>	(4) <i>Grupo de suelo Hidrológico</i>			
			A	B	C	D
Barbecho	Surco recto	Mala	77	86	91	94
Cultivos en surcos	Surco recto	Mala	72	81	88	91
	Surco recto	Buena	67	78	85	89
	En contorno	Mala	70	79	84	88
	En contorno	Buena	65	75	82	86
	En contorno y terraceado	Mala	66	74	80	82
	En contorno y terraceado	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños	Surco recto	Mala	65	76	84	88
	Surco recto	Buena	63	75	83	87
	En contorno	Mala	63	74	82	85
	En contorno	Buena	61	73	81	84
	En contorno y terraceado	Mala	61	72	79	82
	En contorno y terraceado	Buena	59	70	78	81
Leguminosas de siembra densa o praderas de rotación	Surco recto	Mala	66	77	85	89
	Surco recto	Buena	58	72	81	85
	En contorno	Mala	64	75	83	85
	En contorno	Buena	55	69	78	83
	En contorno y terraceado	Mala	63	73	80	83
	En contorno y terraceado	Buena	51	67	76	80
Praderas o pastizales		Mala	68	79	86	89
		Aceptable	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	En contorno	Mala	47	67	81	88
	En contorno	Aceptable	25	59	75	83
	En contorno	Buena	6	35	70	79
Praderas (permanente)		Buena	30	58	71	78
Bosques (en predios agrícolas)		Mala	45	66	77	83
		Aceptable	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Parques, patios			59	74	82	86
Caminos de tierra			72	82	87	89
Caminos de superficie dura			74	84	90	92

Ejemplo 5.2.

Con los datos del Ejemplo 5.1 (pág. 96), determine la escorrentía y la recarga o coeficiente de drenaje.

- De la Figura 5.3 obtenemos que la lluvia crítica para un período de retorno de 5 años y 1 día de duración es de 97 mm.
- Dado que el suelo de la cuenca es de textura franco-arcillosa de la Tabla 5.12 se deduce que pertenece al grupo D.
- Con esta información y asumiendo una condición hidrológica buena, de la Tabla 5.14 obtenemos:

Para cultivos anuales (surcos rectos) CN = 89

Para praderas CN = 80

de donde se desprende que un valor ponderado del número de la curva es:

$$CN = 89 \times 0.4 + 80 \times 0.6 = 83.6$$

- Se calcula la retención máxima (S) mediante la Ecuación 5.11.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = \frac{25400}{83.6} - 254 = 49.8 \text{ mm}$$

luego, según Ecuación 5.10 y una precipitación de 97 mm, resulta que:

$$E = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = \frac{(97 - 0.2 * 49.8)^2}{(97 + 0.8 * 49.8)} = \frac{(87.04)^2}{136.84}$$

$$E = 55 \text{ mm}$$

Finalmente, según Ecuación: 5.13 y $t_d = 1$ día

$$R = 2.78 * \frac{55}{24} = 6.37 \text{ l/s/ha}$$

o, según Ecuación 5.14:

$$R = \frac{55 * 24}{24} = 55 \text{ mm/día}$$

Percolación profunda.

En el caso de drenaje subsuperficial, luego de seleccionada la lluvia crítica es necesario determinar que porcentaje de ella efectivamente percola y contribuye a la elevación del nivel freático. Para tal efecto proceda de la siguiente manera:

- a) Sobre el eje de las ordenadas del gráfico de altura-duración-frecuencia (ADF) (Figura 5.3, pág. 100), ubique el valor correspondiente a la capacidad de almacenamiento del suelo. El almacenamiento se calcula de la siguiente forma:

$$H = (\theta_{CC} - \theta_{PMP}) \times P_e \text{ (mm)} \quad \text{Ec.5.15.}$$

donde:

θ_{CC} = contenido volumétrico de humedad del suelo a capacidad de campo (%)

θ_{PMP} = contenido volumétrico de humedad del suelo a punto de marchitez permanente (%)

P_e = profundidad efectiva (mm)

Puesto que es improbable que la lluvia crítica caiga sobre un suelo totalmente seco o totalmente saturado, se recomienda usar sólo una fracción del valor calculado mediante la ecuación 5.15. Un valor aceptable puede ser un 30% a 50% de la humedad aprovechable total (H).

- b) Trace una tangente a la curva de duración seleccionada a partir del punto de almacenamiento máximo. La tangente representa una aproximación a la capacidad de descarga que debe tener el sistema. La abscisa del punto de tangente representa la duración de la lluvia de diseño.

Ejemplo 5.3.

Con los datos del ejemplo 5.1 (pág. 96), calcule la recarga por percolación profunda. El suelo es franco arcilloso y los valores de Capacidad de Campo (CC) y Punto de Marchitez Permanente (PMP), obtenidos en laboratorio son 42% y 22% respectivamente. La densidad aparente 1.2

gr/cm^3 . La profundidad efectiva 1.0 metro. Luego, el almacenamiento, calculado a partir de la ecuación 5.15., es:

$$H = \frac{42 - 22}{100} \times 1.2 \times 1000 \text{mm} = 240 \text{mm}$$

Adoptando un criterio de 40% del almacenamiento total, resulta:

$$0.4 H = 96 \text{ mm}$$

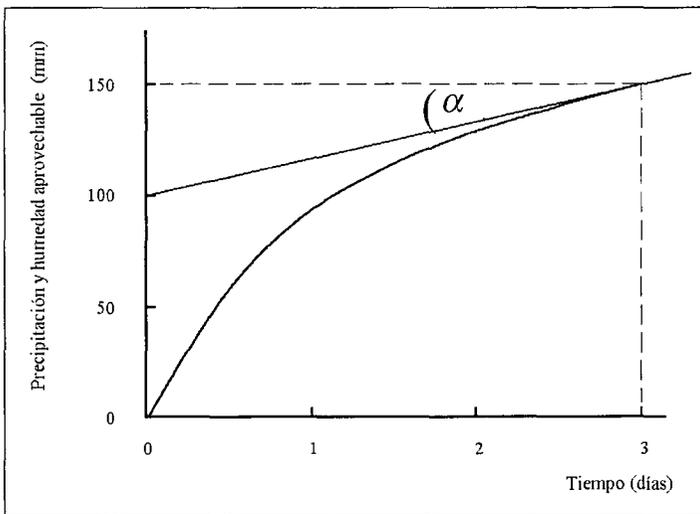
El valor anterior se ubica en la ordenada del gráfico de altura-frecuencia-duración obtenido anteriormente, tal como se indica en la figura 5.5.

Del gráfico se obtiene que:

$$\text{tg } \alpha = \frac{150 - 96}{3} = \frac{54}{3}$$

Luego, la percolación profunda o recarga es:

$$R = 18 \text{ mm/día}$$



*Figura 5.5.
Cálculo de la
recarga por
percolación de la
lluvia crítica.*

5.3.2. Recarga por riego.

Durante el riego la cantidad de agua efectivamente aplicada (V_A) a un cultivo se descompone en tres partes: la que queda almacenada en la zona radicular (V_{ZR}), la que escurre superficialmente (V_{ESC}) y la que percola a mayor profundidad (V_{PER}), abasteciendo el nivel freático (Figura 5.6). La relación entre el volumen de agua almacenada en la zona radicular y el volumen total aplicado es la eficiencia de aplicación (Ef_a), tal que:

$$Ef_a = \frac{V_{ZR}}{V_A} * 100 \quad \text{Ec.5.16.}$$

De la ecuación 5.16 se desprende que en la medida que aumenta el volumen aplicado, la eficiencia disminuye. Esta es una situación frecuente en métodos de riego gravitacional donde, por tratar de lograr que el volumen almacenando en la zona radicular sea lo más uniforme posible, se aplican grandes cantidades de agua.

Percolación profunda.

La percolación profunda (P) puede calcularse a partir de la ecuación de infiltración acumulada (I_{ac}), tal que si:

$$I_{ac} = AT^B \quad \text{Ec.5.17.}$$

y además:

$$R = \frac{T_r}{T_f} \quad \text{Ec.5.18.}$$

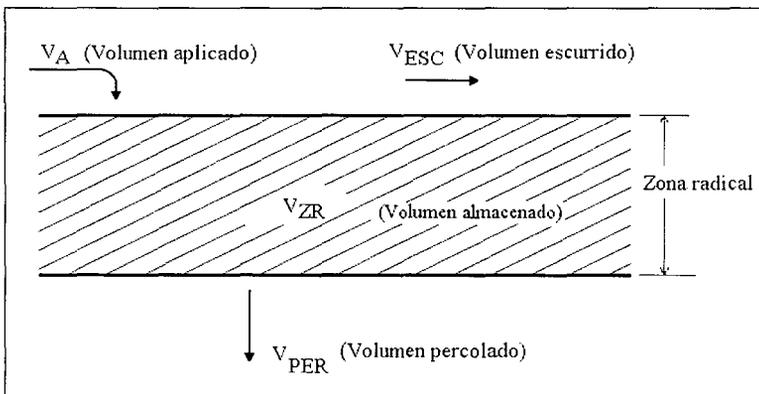


Figura 5.6. Distribución del agua durante el riego.

entonces:

$$P = \frac{(R + 1)^B - R^B}{(R + 1)^B + R^B} * 100 \quad \text{Ec.5.19.}$$

o simplemente:

$$P = \left(\frac{B}{2R + 1} \right) 100 \quad \text{Ec.5.20.}$$

donde:

$$A = K/n + 1$$

$$B = n + 1$$

K y n = constantes de la ecuación de infiltración

R = relación de tiempo

T_r = tiempo requerido para llevar la zona de raíces a capacidad de campo

T_f = tiempo requerido para que el agua llegue al final del paño a regar

P = percolación profunda

Al expresar las pérdidas por percolación en función del volumen infiltrado, tenemos:

$$P = \left(\frac{V_{PER}}{V_{ZR} + V_{PER}} \right) 100 \quad \text{Ec.5.21.}$$

Si la percolación se expresa en relación al volumen aplicado (V_A), la expresión es:

$$P = \left(\frac{V_{PER}}{V_A} \right) 100$$

Conocidos el coeficiente B de la ecuación de infiltración acumulada y la relación de tiempos (R), las pérdidas por percolación (%) se pueden calcular a partir de la figura 5.7.

Consecuentemente, para una situación determinada es posible calcular en forma bastante aproximada cual será el porcentaje de agua que percolará, si se conoce el tiempo de riego y el tiempo que el agua demora en recorrer todo el largo del área regada. En atención a que por lo general este tipo de

información no se encuentra disponible, se han sugerido otras formas más simples para determinar las pérdidas por percolación profunda, como la indicada en la tabla 5.15 siguiente:

TABLA 5.15. ESTIMACION DE LAS PERDIDAS POR PERCOLACION PROFUNDA EN RELACION CON LA EFICIENCIA DE APLICACION DEL AGUA, EL METODO DE RIEGO Y EL TIPO DE SUELO (FAO, 1985).

Métodos de riego	Procedimiento de aplicación	Eficiencia de aplicación de agua %		Percolación profunda media como porcentaje del agua aplicada al terreno	
		Textura del suelo			
		Denso	Poco denso	Denso	Poco denso
Aspersión	• Aplicación diurna, viento moderadamente fuerte	60	60	30	30
	• Aplicación nocturna	70	70	25	25
Por goteo		80	80	15	15
Por inundación	• Mal nivelado	60	45	30	40
	• Bien nivelado	75	60	20	30
Por surcos o bordes	• Mal nivelado	55	40	30	40
	• Bien nivelado	65	50	25	35

De la tabla anterior se desprende que existe una estrecha relación entre el método de riego, la textura del suelo y las pérdidas por percolación. Para un mismo método de riego, es factible esperar mayores pérdidas en suelos de textura gruesa que en suelos de textura fina.

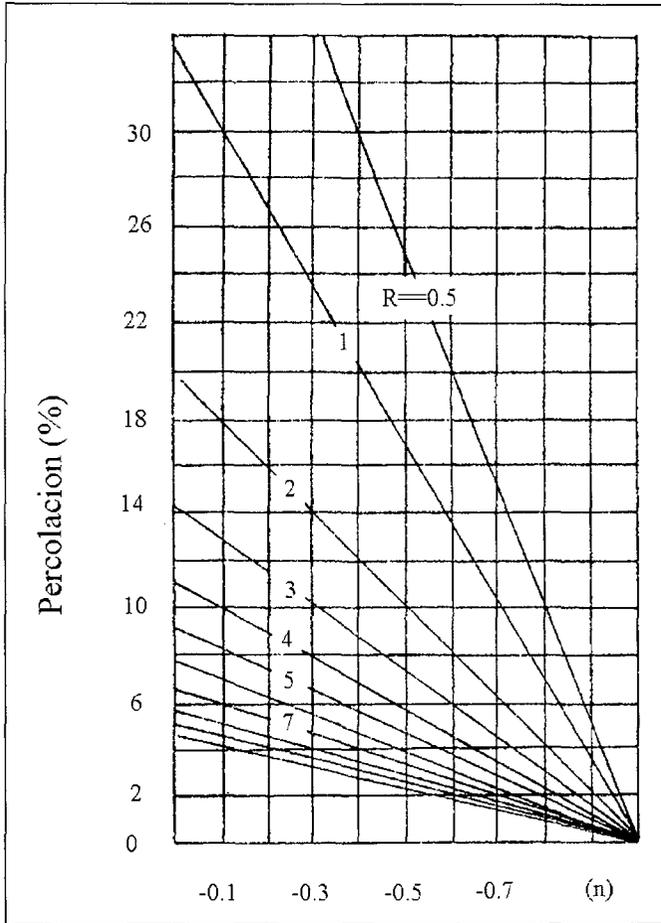


Figura 5.7. Diagrama para el cálculo de la percolación profunda.

*R = relación de tiempos
 n = exponente ecuación infiltración*

Estudios realizados por el Departamento de Riego y Drenaje de la Universidad de Concepción en la VII y VIII Regiones han permitido determinar que, en caso de riego gravitacional, del total de agua no almacenada en la zona radicular, aproximadamente un 60% se pierde por percolación profunda y el 40% restante lo hace por escorrentía superficial. Basado en esos antecedentes y considerando las eficiencias de riego que señala el Reglamento de la Ley 18.450, se puede establecer el criterio que se indica en la tabla 5.16.

TABLA 5.16. PERDIDA POR PERCOLACION PROFUNDA (%) SEGUN LA EFICIENCIA DE APLICACION Y EL METODO DE RIEGO UTILIZADO (Universidad de Concepción 1988, 1991).

Métodos de riego	Efic. Aplicación (%)	Perc. Profunda (%)
Tendido	30	28
Surcos	45	22
Bordes de contorno	50	20
Bordes (conducción californiano)	65	14
Bordes rectos	60	16
Pretilos	60	16
Tazas	65	14

Desde un punto de vista agronómico, la percolación es beneficiosa ya que si ésta ocurre en cantidad suficiente, se evitan los riesgos de salinización del suelo. Según FAO (1980), si la percolación supera en un treinta por ciento a las necesidades de lavado, el riesgo de salinización es mínimo. Si no fuera ese el caso, sería necesario determinar los requerimientos de lavado y hacer el diseño para tales condiciones.

En el cálculo de las necesidades de lavado de un suelo hay que considerar dos situaciones: a) una situación a largo plazo (un año o durante el período de riego) durante el cual no debe haber una acumulación de sales que pueda generar una salinización progresiva; b) una situación a corto plazo (durante el período de desarrollo del cultivo), durante el cual la salinidad del suelo no debe exceder el umbral de tolerancia del cultivo.

El balance de agua en la zona radicular de un suelo regado (Figura 5.8) en un cierto período de tiempo se puede expresar como:

$$P + R + C = ET + P_p + \Delta A \quad \text{Ec.5.22.}$$

donde:

- P = precipitación (mm)
 R = riego (mm)
 C = ascenso capilar (mm)
 ET = evapotranspiración (mm)
 P_p = percolación profunda (mm)
 ΔA = variación en el almacenamiento de humedad del suelo (mm)

Por otra parte, el balance de sales en la zona radicular, suponiendo que la sales existentes son altamente solubles y no precipitan y que la salinidad del agua de lluvia y la consumida por el cultivo (ET) es nula, es el siguiente:

$$R * C_r + C * C_c = P_p * C_{pp} + \Delta Z \quad \text{Ec.5.23.}$$

donde:

- C_r = concentración de sales del agua de riego (gr/l)
 C_c = concentración de sales del agua capilar (gr/l)
 C_{pp} = concentración de sales del agua de percolación (gr/l)
 ΔZ = variación del contenido de sales en la zona radicular (gr/m²)

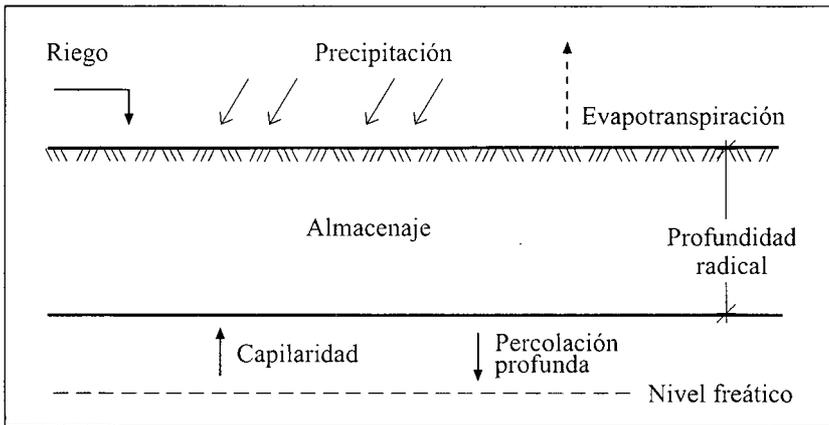


Figura 5.8.
Balance de agua en la zona radicular de un suelo regado.

Combinando ambas expresiones, resulta:

$$P_p = \frac{(ET - P) \times C_r + C(C_c - C_r)}{(C_{pp} + C_r)} \quad \text{Ec.5.24.}$$

La percolación neta o requerimiento de lavado (RL) que es la diferencia entre la percolación y el ascenso capilar es:

$$RL = \frac{(ET - P)C_r + C(C_c - C_{pp})}{(C_{pp} + C_r)} \quad \text{Ec.5.25.}$$

Si no existe ascenso capilar ($C=0$), significa que el requerimiento de lavado se reducirá a eliminar las sales acumuladas en el suelo por causa de la calidad del agua de riego. En tal caso, la ecuación 5.25. se reduce a:

$$RL = (ET - P) \frac{C_r}{C_{pp} - C_r} \quad \text{Ec.5.26.}$$

Pérdida por escorrentía superficial.

Las pérdidas por escorrentía en riego superficial corresponde al caudal que escurre al final del potrero, debido a que los tiempos de riego son mucho mayores que los que demora el frente de agua en llegar al final del sector a regar. Si dichas pérdidas no son controladas crearán problemas de drenaje superficial dentro o fuera del área regada. Estas pérdidas se pueden determinar por medio de la siguiente relación:

$$P_E = \frac{V_E}{V_A} * 100 \quad \text{Ec.5.27.}$$

donde:

P_E = pérdida por escorrentía (%)

V_E = volumen escurrido (m^3/ha)

V = volumen aplicado (m^3/ha)

5.3.3. Recarga por filtraciones.

Las filtraciones desde ríos, esteros, canales, embalses o terrenos adyacentes a la zona con problemas de drenaje, constituyen una importante fuente de recarga que es fundamental identificar y cuantificar. En los párrafos siguientes se describe cómo detectar la presencia de tales filtraciones y cómo determinar la cantidad de agua en movimiento.

Filtraciones desde canales.

En la red de riego, las pérdidas por filtraciones dependen de: a) el suelo donde está construido el canal; b) la presencia o ausencia de revestimiento; c) el diseño hidráulico; d) la conservación de la red y e) la eficiencia en la operación del sistema.

La medida directa de las pérdidas por filtración en canales pueden realizarse por los procedimientos convencionales basados en el aforo simultáneo en dos estaciones separadas convenientemente una de otra, determinando un tramo de canal. Si se dispone de tales datos es posible obtener las pérdidas por filtración de la siguiente manera:

$$F = Q_i - Q_f \quad \text{Ec.5.28.}$$

donde:

F = filtraciones (m³/seg) en un tramo de largo "l"

Q_i = caudal al inicio del tramo (m³/seg)

Q_f = caudal al final del tramo (m³/seg)

Para expresar dichas pérdidas en mm/día será necesario conocer el perímetro mojado del canal a través del cual se producen las filtraciones que eventualmente están abasteciendo el nivel freático.

En atención a que no siempre es posible realizar las mediciones respectivas para el cálculo de las filtraciones en la forma indicada, el Bureau of Reclamation (USBR) de Estados Unidos propone el uso de la figura 5.9. obtenido a partir de las características hidráulicas del canal y la naturaleza física del mismo (Grassi, 1981).

Filtraciones Laterales.

Si las filtraciones que llegan al área problema provienen desde terrenos adyacentes, para su identificación y cuantificación se requiere la construcción de una red de pozos de observación (Sección 4.2.4., pág. 57).

Si la fuente de filtración es un río, estero o canal importante, se sugiere la construcción de la red en la forma que se indica en la figura 5.10. Observe

que en este caso la idea es establecer líneas de observación perpendiculares al río y con los pozos distribuidos en forma tal que la distancia entre unos y otros aumente en la medida que nos alejamos del cauce. Si la fuente de filtración es un terreno plano adyacente, también es necesario construir la red de pozos teniendo la precaución de incluir un área aportante extensa.

Una vez hecho el levantamiento topográfico de los niveles freáticos, se procede al trazado de las isohypsas (líneas de igual cota). Si se conoce la conductividad hidráulica del suelo, es posible calcular el caudal que filtra hacia el área problema, aplicando la ley de Darcy:

$$Q = K \times A \times i \quad \text{Ec.5.29.}$$

donde:

Q = caudal que fluye en una determinada dirección ($\text{m}^3/\text{día}$)

K = conductividad hidráulica ($\text{m}/\text{día}$)

$$i = \frac{dh}{dx} = \text{gradiente hidráulico} = \frac{\text{diferencia entre dos curvas} \left(\frac{m}{m} \right)}{\text{distancia entre dos curvas} \left(\frac{m}{m} \right)}$$

Ejemplo 5.4.

Un suelo homogéneo de $K = 5 \text{ m}/\text{día}$, como el indicado en la figura 5.10, tiene un espesor de 5 metros al estrato impermeable y 500 metros desde la base de un cerro al borde del río. La pendiente del nivel freático es del 5 por mil. La profundidad al nivel freático es 50 centímetros uniforme a lo ancho del valle. Determine la cantidad de agua que fluye hacia el río por unidad de largo del acuífero.

Luego:

$$\begin{aligned} K &= 5\text{m}/\text{día} \\ A &= 5\text{m} \times \text{metro lineal} \\ i &= 0.005 \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación 5.29, tenemos:

$$Q = 5 * 5 * 0.005 = 0.125 \text{ m}^2/\text{día}$$

Si el valle tuviese 1 km de largo, el caudal sería de $125 \text{ m}^3/\text{día}$.

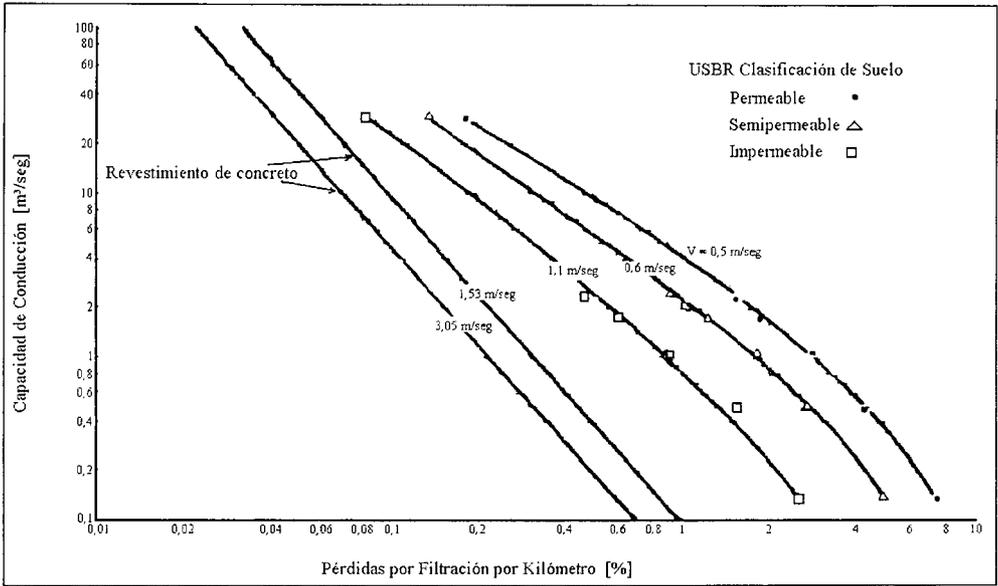


Figura 5.9. Nomograma para estimar la pérdida por filtración en canales (Grassi, 1981).

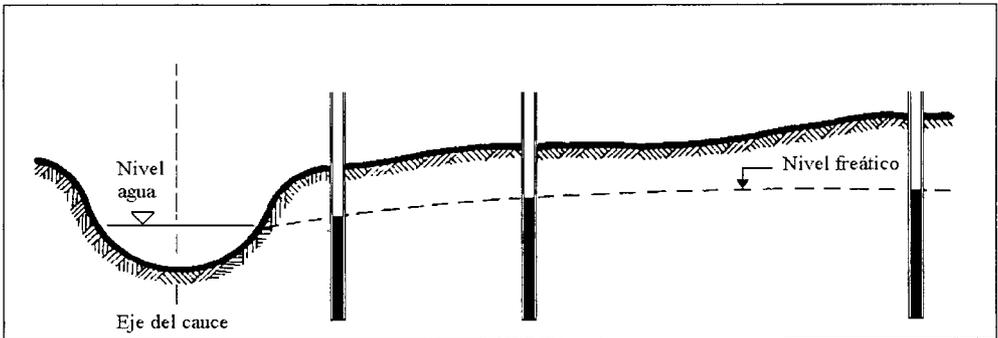


Figura 5.10. Pozos de observación en las cercanías de un río o canal.

5.4. PROFUNDIDAD DE LOS DRENES.

La profundidad óptima de los drenes es aquélla que permite satisfacer el criterio de profundidad radicular efectiva (P_e) al menor costo posible. En teoría, dicha profundidad no puede ser inferior a la profundidad efectiva. En la práctica, es igual a la profundidad efectiva más el rango sobre el cual

fluctúa el nivel freático. Generalmente se encuentra entre 1.0 y 2.0 m bajo la superficie del suelo.

La profundidad mínima de los drenes dependerá del régimen de flujo que se considere para el cálculo del espaciamiento. Según FAO (1985) esta profundidad mínima deberá ser el valor máximo resultante de las profundidades calculadas según el siguiente procedimiento:

a) **Bajo condiciones de régimen permanente:** la profundidad mínima de los drenes deberá ser igual a la suma de las siguientes distancias:

- La profundidad radicular efectiva seleccionada;
- el 50% del ascenso del nivel freático producido por la recarga individual máxima ocasionada por una aplicación local de agua;
- un valor de carga hidráulica residual de 0.1 m.

Como una forma de simplificar este cálculo, la profundidad de los drenes bajo condiciones de régimen permanente puede ser simplemente:

$$Pd = Pe + \Delta h \quad \text{Ec.5.30.}$$

donde:

Pd = Profundidad del dren (m)

Pe = Profundidad radicular efectiva (m)

Δh = Carga hidráulica (m)

b) **Bajo condiciones de régimen no permanente:** la profundidad mínima de los drenes estará dada por:

- La profundidad radicular efectiva seleccionada;
- el 100% del ascenso del nivel freático producido por la recarga individual máxima debida a una aplicación local de agua;
- un valor residual de carga hidráulica de 0.1 m.

Un método alternativo para este último caso es usar el método del equilibrio dinámico indicado en el Ejemplo 8.7. (Solución 3, pág. 221), Capítulo VIII; manteniendo el máximo nivel freático bajo el nivel especificado.

Ejemplo 5.5.

Determine la profundidad de los drenes requerida en un suelo de textura fina, donde se instalarán frutales. Se estima que la fluctuación promedio del nivel freático durante toda la temporada es de 0.5 m.

Para régimen permanente resulta que la profundidad efectiva requerida es de 1.6 m (Tabla 5.4, pág. 88). Luego:

$$P_d = 1.6 + 0.5 (0.5) + 0.1 = 1.85 \text{ m}$$

Para régimen no permanente resulta que la profundidad efectiva requerida es de 1.4 m (Tabla 5.4, pág. 88). Si la elevación máxima del nivel freático debido a la recarga instantánea fuera de 0.5 m ($\Delta h = R_i/\mu$).

donde:

R_i = Recarga instantánea

μ = espacio poroso drenable

entonces:

$$P_d = 1.4 + 0.5 + 0.1 = 2.0 \text{ m}$$

5.5. CARGA HIDRAULICA.

En un sistema de drenes paralelos, subsuperficiales, sometidos a una condición de régimen permanente, donde la recarga es igual a la descarga y el nivel freático permanece constante, para que el agua se mueva hacia los drenes se requiere que exista una cierta carga hidráulica (Δh). Es decir, en el punto medio entre los drenes debe haber una cierta altura de agua por sobre el nivel de los drenes.

No existen suficientes antecedentes que permitan recomendar un valor único de carga hidráulica para cualquier condición. FAO (1985) sugiere determinarla en base a un valor residual de 0.1 m más el 50 ó 100 por ciento de ascenso del nivel freático producido por una recarga instantánea según se trate de régimen permanente o no permanente, respectivamente.

Es necesario tener presente que, en la medida que aumenta el valor de la carga hidráulica el flujo hacia los drenes será más eficiente y rápido por cuanto

aumenta el gradiente hidráulico. Según este principio, pareciera conveniente utilizar valores lo más grande posible. Sin embargo, ello incide directamente sobre la profundidad de los drenes y por tanto sobre los costos. Considerando ambas circunstancias y la experiencia profesional acumulada, se recomiendan valores de carga hidráulica que pueden fluctuar entre 0.2 y 0.5 m.

5.6. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- FAO. 1980. Drainage design factors. Irrigation and Drainage Paper 38.
- Grassi, C.J. 1981. Manual de drenaje agrícola. CIDIAT, Venezuela, Serie Riego y Drenaje. R.D.-10.
- Honorato, R. 1993. Edafología. Universidad de Chile. Santiago.
- Oosterbaan, R.J. 1988. Drainage for agriculture. 27th International Course on Land Drainage. International Institute for Land Reclamation and Improvement. (ILRI). The Netherland.

CAPITULO VI.

DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS HIDRODINAMICAS DEL SUELO.

6.1. INTRODUCCION.

Desde el punto de vista del drenaje, las características hidrodinámicas más relevantes de un suelo y que tienen que ver directamente con el cálculo del espaciamiento entre drenes subsuperficiales (Capítulo VIII, 8.3, pág. 195) son:

- a) la conductividad hidráulica (K);
- b) el espacio poroso drenable (μ);
- c) el espesor de la región de flujo (D).

En un suelo isotrópico y homogéneo, estas características son constantes en cualquier sentido de un eje de coordenadas cartesianas. No obstante, la mayoría de los suelos son generalmente de tipo anisotrópico y heterogéneo, razón por la cual es posible que cada uno de estos factores varíe considerablemente tanto espacial como temporalmente. Por la misma razón, no es prudente hablar de “constantes” del suelo. Generalmente, los valores que se obtienen experimentalmente son meras aproximaciones a la realidad.

Antes del diseño de un sistema de drenes subsuperficiales (Capítulo VIII, pág.193) es fundamental proceder a la determinación de estas características hidrodinámicas del suelo. En este Manual se revisan solamente algunos de los métodos más usuales que se señalan en la literatura especializada. Es necesario recordar que, sin embargo, lo importante no es sólo aplicar bien un procedimiento sino aplicar aquél que efectivamente es el más apropiado para las condiciones imperantes. La elección del procedimiento adecuado así como la rigurosidad en su ejecución y la experiencia que tenga el operador, serán determinantes en la obtención del valor más representativo y confiable para el diseño.

6.2. CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.

El diseño y funcionamiento de un sistema de drenes subsuperficiales depende en gran medida de la conductividad hidráulica o conductividad saturada del suelo (K). Todas las ecuaciones para determinar espaciamiento entre drenes consideran este parámetro. Consecuentemente, para diseñar o evaluar un sistema de drenaje es necesario determinar el valor de la conductividad tan preciso como sea posible.

La importancia que tiene este valor en el cálculo del espaciamiento es posible demostrarlo a partir de cualquiera de las ecuaciones indicadas en el capítulo VIII.3. Así por ejemplo, un error en el cien por ciento de la conductividad provoca un error del orden del 40% en el espaciamiento. Considerando las variaciones que presenta un suelo, diferencias puntuales del cien por ciento entre uno y otro no son del todo extrañas cuando se hacen determinaciones en terreno.

Como ya se ha dicho, la conductividad hidráulica de un suelo varía tanto espacial como temporalmente. Esto significa que para realizar un adecuado diseño de un sistema de drenaje es necesario encontrar un valor representativo del suelo. Para encontrar dicho valor la persona que realice las determinaciones deberá tener conocimiento acerca de las relaciones teóricas entre el sistema de drenaje que enfrenta y las condiciones de drenaje imperantes en el área en estudio. Esto significa que el investigador deberá tener un conocimiento previo acerca de la efectividad del drenaje y otras relaciones tales como: a) la profundidad a que se ubicarán los drenes y la conductividad hidráulica a esa profundidad; b) la profundidad de la región de flujo y el tipo de acuífero; c) la variación de la conductividad hidráulica con la profundidad y d) la anisotropía del suelo. En otras palabras, previo a la determinación de la conductividad hidráulica será necesario tener un acabado conocimiento del suelo, tal como se indica en la Sección 3.3.2. (pág. 43).

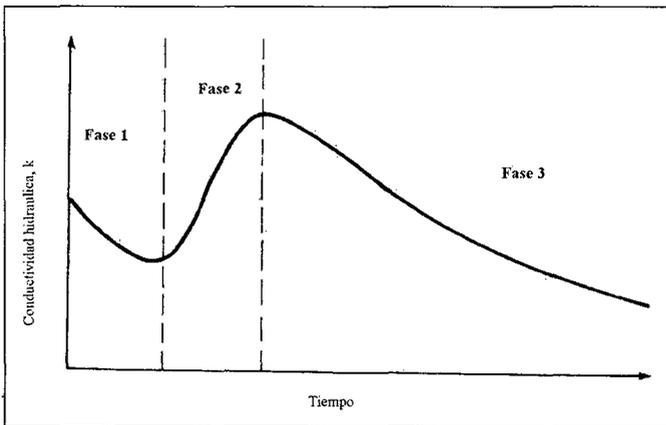
6.2.1. Factores que afectan la conductividad hidráulica.

La conductividad hidráulica varía espacialmente debido a: a) la interacción del fluido con el medio poroso por las características mineralógicas de las partículas y el agua que percola a través del suelo; b) el bloqueo de los poros debido al aire atrapado y a la destrucción de los agregados; c) los microorganismos por su multiplicación y la consiguiente descomposición de la materia orgánica; d) las grietas y cavidades resultantes de la actividad de las lombrices y descomposición de las raíces y e) la heterogeneidad del medio poroso, donde, variaciones en las características físicas de distintos estratos conduce a diferencias entre la conductividad hidráulica horizontal y vertical.

Desde el punto de vista de su variación en el tiempo ésta se debe a que los factores que actúan son dinámicos lo cual, sumado a la intervención humana, somete al suelo a continuos cambios que de una u otra forma afectan la conductividad. La Figura 6.1. muestra la variación de la conductividad hidráulica debido a una saturación prolongada. Dicha variación depende de varios procesos simultáneos, aunque la diferencia en las tres Fases en que se ha dividido la curva, se explica por la predominancia de cada factor. De acuerdo a la figura, la disminución de la conductividad durante la Fase 1, se debe al efecto de la mojadura de las partículas y lixiviación de los

electrolitos. En la Fase 2, se produce un aumento relativamente brusco de la conductividad debido a la disolución del aire atrapado y eliminación del mismo con el agua. Finalmente, en la Fase 3, se produce una disminución gradual de la conductividad debido a la actividad microbiana. Un sistema de drenaje puede detener este fenómeno antes que produzca el deterioro de la estructura del suelo.

De acuerdo a lo anterior, suelos regados por un largo período de tiempo, se encuentran en la situación descrita en la Fase 3, con un notable efecto de la acción microbiana sobre la reducción de la conductividad hidráulica. En esta etapa, sería conveniente la construcción de un sistema de drenaje, sin el cual la conductividad hidráulica seguirá disminuyendo con el consiguiente deterioro de la estructura del suelo.



*Figura 6.1.
Variación de la
conductividad
hidráulica en el
tiempo (Reeve,
1957).*

Dos características del suelo que inciden poderosamente sobre la conductividad hidráulica son la textura y la estructura. La tabla siguiente ilustra claramente el efecto de la textura sobre la conductividad hidráulica del suelo.

TABLA 6.1. VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA SEGÚN TEXTURA (Grassi, 1981).

<i>Textura</i>	<i>K m/día</i>
<i>Arena gruesa con grava</i>	<i>10 - 50</i>
<i>Franco arenosa fina; arena fina</i>	<i>1 - 5</i>
<i>Franco; franco arcillosa bien estructurada</i>	<i>1 - 3</i>
<i>Franco arenosa muy fina</i>	<i>0.5 - 2</i>
<i>Arcilla con grietas</i>	<i>0.5 - 2</i>
<i>Arena muy fina</i>	<i>0.2 - 0.5</i>
<i>Franco arcillosa, arcillosa mal estructurada</i>	<i>0.002 - 0.2</i>
<i>Arcilla compactada</i>	<i>< 0.002</i>

Como se puede apreciar en la Tabla 6.1, la conductividad hidráulica disminuye de las texturas más gruesas a las más finas, además dentro de una misma clase textural las variaciones de la conductividad hidráulica del suelo son considerablemente altas y están afectadas por la estructura predominante. Esto ilustra con claridad la necesidad de obtener un valor representativo de la conductividad para hacer un diseño de drenaje adecuado. En general, es posible sostener que la conductividad de un suelo arenoso es función de su textura (granulometría), en cambio, la conductividad de un suelo arcilloso depende fundamentalmente de su estructura (ordenamiento espacial de las partículas).

6.2.2. Determinación de la conductividad hidráulica.

Existe una serie de técnicas destinadas a la obtención de un valor puntual de la conductividad hidráulica. Estos métodos se pueden clasificar de la siguiente forma:

- a) Métodos de laboratorio.
 - a.1. Permeámetro de altura constante
 - a.2. Permeámetro de altura variable

b) Métodos de terreno.

b.1. Con nivel freático presente

- Método del pozo
- Método del piezómetro
- Método del doble pozo
- Método de la prueba de bombeo
- Método de drenes paralelos

b.2. Sin nivel freático presente

- Método del pozo invertido
- Método del cilindro de infiltración
- Método del doble tubo

c) Métodos de correlaciones.

- c.1. A partir de la curva de retención de humedad del suelo
- c.2. A partir de la curva de distribución del tamaño de partículas
- c.3. A partir de la clase textural

Tanto los métodos de laboratorio como los de terreno, se basan en imponer ciertas condiciones al flujo de agua, en una muestra de suelo o en el suelo mismo, para la aplicación de una fórmula basada en la ley de Darcy sujeta a ciertas condiciones de borde.

Los métodos de laboratorio se aplican sobre muestras de suelo obtenidas mediante cilindros. Aunque éstos métodos son relativamente laboriosos se usan en atención a su rapidez y bajo costo y porque eliminan algunos supuestos en los que se basan las fórmulas que relacionan las propiedades del suelo con la conductividad. Además, permiten obtener la conductividad horizontal y vertical del suelo en cada estrata identificada en el estudio agrológico, lo que es una ventaja. Sin embargo, estos métodos son poco recomendables, debido a la gran variabilidad y escasa representatividad de los resultados por el pequeño tamaño de la muestra. Además, y puesto que la muestra proviene de un lugar puntual, está afecta a errores de procedimiento durante su extracción y posterior manipulación en el laboratorio.

En contraste con los anteriores, en los métodos de terreno el valor de la conductividad hidráulica se obtiene directamente. En un hoyo construido en el suelo, se mide en su interior la disminución del nivel de agua (métodos sin nivel freático presente) o el ascenso del nivel del agua (métodos con nivel freático presente).

Los métodos de correlación, se basan en relaciones predeterminadas entre la conductividad hidráulica y una propiedad específica del suelo (ej. textura, curva de retención de humedad o distribución del tamaño de partículas). Su aplicación es fácil y rápida y no requiere trabajo de terreno o laboratorio, aunque los valores obtenidos en esta forma no son representativos del suelo que se desea drenar, debido a las restricciones de cada método, por lo tanto no son recomendables con fines de diseño.

En Chile, la Comisión Nacional de Riego (CNR) convoca a Concursos de Proyectos de Drenaje que se rigen por las Bases Técnicas, de acuerdo a lo establecido por la Ley 18.450 y sus modificaciones posteriores. En estas se señala que con fines de diseño sólo deben emplearse métodos de terreno (con o sin nivel freático presente). No obstante, en este Manual se presentan tanto algunos métodos de terreno como de laboratorio por estimarse que es aconsejable tener un conocimiento adecuado de las técnicas más comúnmente usadas.

Permeámetro de altura constante.

Como se indica en la Figura 6.2. un permeámetro de altura constante es un instrumento muy simple, cuya estructura consiste en un cilindro que contiene la muestra de suelo (preferentemente no disturbada) cubierto por otro cilindro, del mismo diámetro sobre el cual se mantiene una columna de agua de una altura constante. El cilindro que contiene la muestra tiene en su base una gasa o malla, muy fina, de alambre o plástico que impide que el suelo pierda sus características originales. Todo el aparato se instala sobre un embudo que sirve para coleccionar el agua que pasa a través de la muestra. Una vez saturada la muestra y estabilizado el nivel de agua sobre la misma, se colecta el volumen de agua que percola y se mide con una probeta, expresándose en unidades de caudal.

Para el cálculo de la conductividad hidráulica se utiliza la ecuación de Darcy que bajo las condiciones de flujo imperantes en el sistema resulta ser:

$$K = \frac{Q \times L}{A \times H} \quad \text{Ec.6.1.}$$

donde:

- K = conductividad hidráulica (L/T).
- Q = caudal (L³/T).
- L = largo de la muestra de suelo (L).
- A = área del cilindro (L²).
- H = $L + h$ = carga de agua (L).
- h = altura de agua sobre la muestra (L).

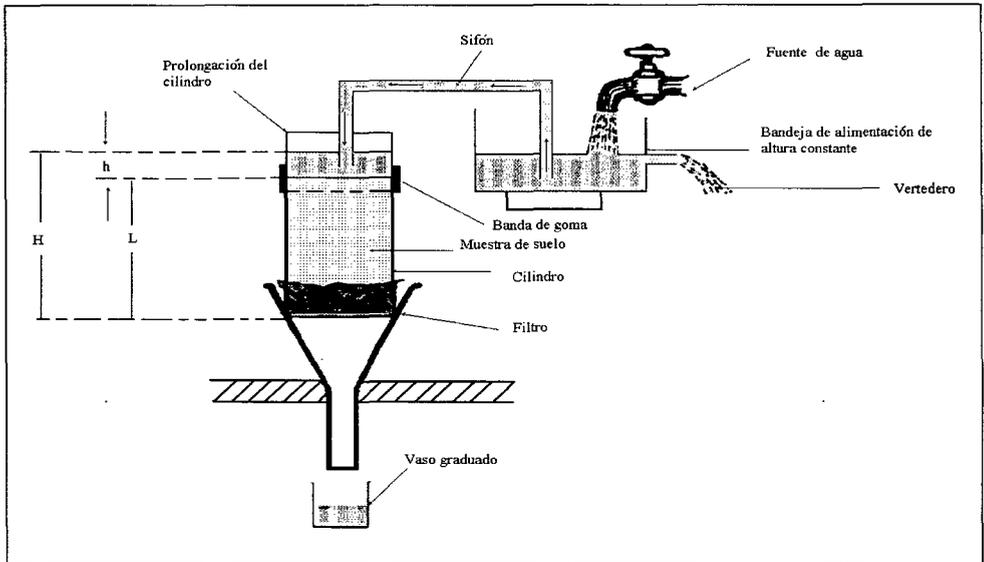


Figura 6.2. Permeámetro de altura constante para determinar la conductividad hidráulica de un suelo.

Con el propósito de obtener una muestra de suelo en su condición más natural posible (muestra no disturbada), es conveniente que ésta se obtenga con el mismo cilindro con que posteriormente será procesada en laboratorio. Es conveniente que el cilindro escogido esté provisto de un bisel en el borde inferior, tenga un diámetro no superior a 7.5 centímetros y que no supere los 10 centímetros de largo. Este cilindro se inserta en el suelo (vertical u

horizontalmente) a la profundidad deseada mediante presión o golpes suaves cuidando no destruir la estructura natural del suelo.

Una vez obtenida la muestra, ésta se limpia con un cuchillo para ajustarla al nivel superior e inferior del cilindro, cuidando no sellar los poros del suelo. Para evitar la deshidratación de la muestra y facilitar su traslado hacia el laboratorio, es conveniente sellar ambos extremos con un plástico.

De la Ecuación 6.1. se desprende que el cálculo de la conductividad es independiente del largo y del área de la muestra y consecuentemente del cilindro que la contiene. Esto es importante, puesto que ello significa que tanto los cilindros que contienen el suelo como aquéllos que contienen el agua pueden fabricarse fácilmente a partir de cañerías de fierro o cobre, sin importar sus dimensiones.

Permeámetro de altura variable.

Un permeámetro de altura variable es un instrumento tan simple como el de altura constante. Como su nombre lo indica, en este caso el procedimiento consiste en hacer variar la altura de una columna de agua, de un nivel inicial (H_i) a uno final (H_f). Para lograr tal propósito, se recomienda que el tubo que se ubica sobre el que contiene la muestra tenga un largo suficiente (15-20 cm.) para hacer las lecturas con relativa facilidad (Figura 6.3.). El correcto funcionamiento de este instrumento requiere las mismas precauciones, indicadas anteriormente, con respecto a la toma de la muestra, montaje y operación del instrumento.

Bajo las condiciones de flujo indicados en la Figura 6.3., es posible demostrar que la conductividad hidráulica queda determinada por la siguiente expresión:

$$K = 2.3 \frac{L}{\Delta t} \log \frac{H_i}{H_f} \quad \text{Ec. 6.2.}$$

donde:

- K = conductividad hidráulica (L/T).
- L = largo de la muestra (L).
- Δt = intervalo de tiempo desde H_i a H_f (T).
- H_i = altura inicial del agua (L).
- H_f = altura final del agua (L).

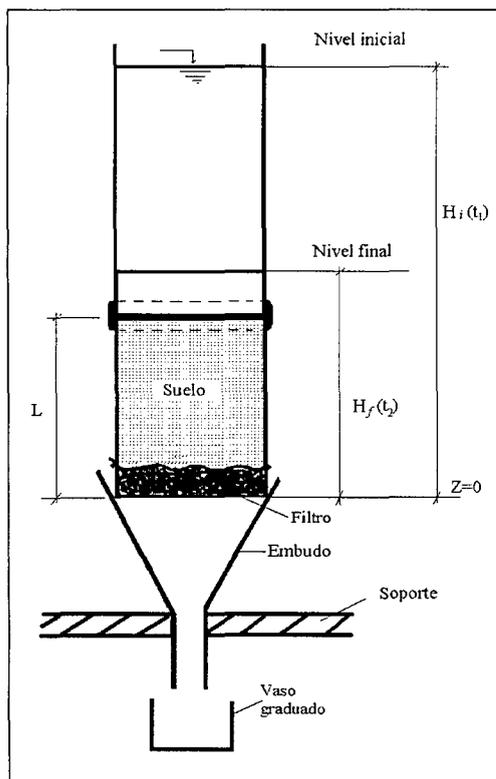


Figura 6.3. Esquema de un permeámetro de altura variable.

Método del pozo.

Este método consiste en perforar un pozo en el suelo hasta la profundidad deseada bajo el nivel freático, empleando un barrenado. Luego que el agua en el pozo alcanza su nivel de equilibrio con aquélla presente en el suelo, se extrae una parte mediante una bomba de tipo manual. Al producirse una diferencia de carga hidráulica entre el nivel de agua del pozo y la del suelo circundante, el agua comienza a fluir por las paredes y llena el interior del pozo. Disponiendo de un conjunto de datos de altura del agua versus tiempo, se calcula la conductividad hidráulica con alguna ecuación que relacione la velocidad de ascenso del agua, las condiciones de flujo y la geometría del pozo (Salgado, 1971). Bajo las condiciones descritas, este método mide la conductividad hidráulica promedio en un radio de 40 a 50 centímetros en torno al pozo y hasta 20 centímetros bajo el fondo del mismo (Figura 6.4.).

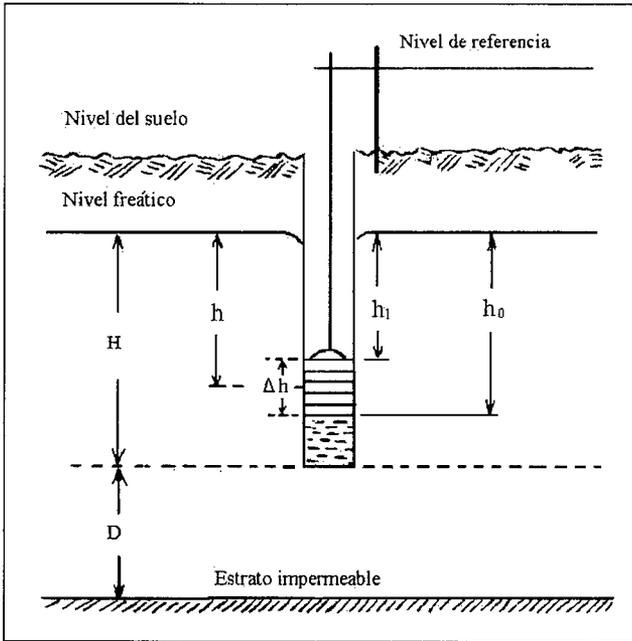


Figura 6.4. Diagrama del método del pozo según Hooghoudt y Ernst

Numerosos investigadores han intentado describir numéricamente las condiciones en las cuales se produce el flujo al interior del pozo. Según Hooghoudt (Grassi, 1981) el flujo al interior del pozo es horizontal a través de las paredes del pozo y vertical a través del fondo del mismo. Asumiendo que durante el período que tiene lugar la determinación en terreno, no se produce abatimiento del nivel freático en las inmediaciones del pozo, este autor obtuvo las siguientes expresiones para el cálculo de la conductividad hidráulica.

a) Si $D \neq 0$, entonces:

$$K = \frac{2,3r S}{(2H+r)\Delta t} \log \frac{h_0}{h_1} \quad \text{Ec. 6.3.}$$

b) Si $D = 0$, entonces:

$$K = \frac{2,3r S}{2H \Delta t} \log \frac{h_0}{h_1} \quad \text{Ec. 6.4.}$$

donde:

D = profundidad al estrato impermeable desde el fondo del pozo (cm).

r = radio del pozo (cm).

H = distancia desde el nivel freático al fondo del pozo (cm).

h_0 = distancia desde el nivel freático estabilizado al nivel del agua en el pozo al tiempo t_0 (cm).

h_1 = distancia desde el nivel freático al nivel del agua en el pozo al tiempo t_1 (cm).

Δt = intervalo de tiempo entre t_0 y t_1 (seg)

S = factor de geometría del pozo (adimensional)

Empíricamente, a través de modelos eléctricos, se ha obtenido que el factor S es igual a:

$$S = \frac{r \times H}{0,19}$$

donde:

r = radio del pozo.

H = distancia desde el nivel freático estabilizado al fondo del pozo.

Ernst (Van Beers, 1970) desarrolló una fórmula para determinar la conductividad hidráulica del suelo independientemente de la velocidad de ascenso de agua dentro del pozo. Dicha ecuación se puede expresar en forma simple como:

$$K = C \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{Ec. 6.5.}$$

Donde:

K = conductividad hidráulica (m/día).

C = coeficiente geométrico.

Δh = distancia entre h_0 y h_1 (cm).

Δt = intervalo de tiempo entre t_0 y t_1 (seg).

El factor geométrico C depende de la profundidad al estrato impermeable (D) y la profundidad media del agua dentro del pozo (\bar{h}). Esta dado por las siguientes expresiones:

Si $D > 0.5 H$

$$C = \frac{4.000 r/\bar{h}}{(20 + H/r)(2 - \bar{h}/H)} \quad \text{Ec. 6.6.}$$

Si $D = 0$

$$C = \frac{3.600 r/\bar{h}}{(10 + H/r)(2 - \bar{h}/H)} \quad \text{Ec. 6.7.}$$

donde:

D = profundidad al estrato impermeable desde el fondo del pozo (cm).

H = distancia desde el nivel freático al fondo del pozo (cm), siempre que: $20 < H < 200$.

r = radio del pozo (cm). Se recomienda que: $3 < r < 7$.

\bar{h} = profundidad media del agua en el pozo bajo el nivel freático (cm), tal que $\bar{h} = 0.5 (h_0 - h_1)$.

h_0 = profundidad inicial del agua en el pozo desde el nivel freático (cm), al tiempo t_0 .

h_1 = profundidad final del agua en el pozo desde el nivel freático (cm), al tiempo t_1 .

Cuando $0 < D < 0.5 H$ el valor de la conductividad hidráulica puede obtenerse a partir de la media aritmética o geométrica de los valores obtenidos con las Ecuaciones 6.6 y 6.7.

La Figura 6.5. muestra el equipamiento requerido para realizar la determinación en terreno. Esta compuesto por barreno, bomba manual, soporte, huincha y flotador. En condiciones de suelo muy inestable puede ser necesario el uso de un filtro metálico para evitar que el pozo colapse. En este caso será necesario construir el pozo a través del interior del filtro.

Luego de construido el pozo se requiere que el agua alcance su nivel de equilibrio. Las mediciones se deben comenzar tan pronto se extraiga el agua desde el pozo, a intervalos regulares de tiempo y deben prolongarse por un tiempo no superior al requerido para que el 25% del volumen de agua extraída haya reingresado al pozo, a través de las filtraciones. Si no se respeta esta condición, es posible que en el suelo adyacente se produzca un considerable abatimiento del nivel freático, haciendo variar las condiciones de flujo bajo las cuales fueron derivadas las ecuaciones y por lo tanto no sean válidas.

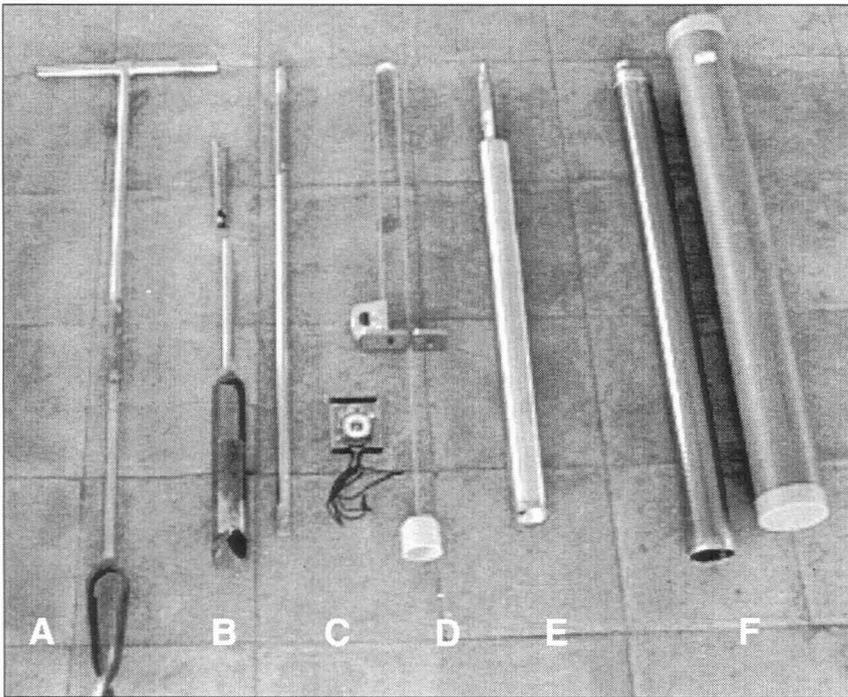


Figura 6.5. Equipamiento para determinar la conductividad hidráulica mediante el método del pozo.

- A. Barreno*
- B. Extensión*
- C. Cronómetro*
- D. Flotador y huincha*
- E. Bomba manual*
- F. Filtro*

Luego que se han hecho las mediciones respectivas será necesario revisar su consistencia y confiabilidad. Para tal efecto será necesario realizar todo el

proceso de nuevo, hacer nuevas mediciones en el mismo pozo, eliminar aquellos datos que merezcan dudas y finalmente utilizar sólo aquéllos con los cuales se obtiene máxima consistencia.

Método del doble pozo.

Cuando se trata de un suelo heterogéneo, compuesto de dos horizontes que tienen una apreciable diferencia en su textura (Figura 6.6.), Ernst propuso obtener la conductividad de cada estrato utilizando las siguientes expresiones:

$$\frac{\Delta h^I}{\Delta t^I} = \frac{K_1}{C_1} + \frac{K_2}{C_2} - \frac{K_2}{C_1}$$

luego:

$$K_2 = \frac{C_1 \Delta h^I / \Delta \Delta - K_1}{(C_1 / C_2) - 1} \quad \text{Ec.6.8.}$$

Los valores C_1 y C_2 se obtienen a partir de la ecuación 6.6. o 6.7. dependiendo de la distancia del fondo del pozo a la estrata impermeable usando H_1 y h_1 ; H_2 y h_2 , respectivamente. El valor de K_1 se obtiene como si se tratara de un suelo homogéneo, constituido por una sola estrata, reemplazando los valores respectivos en la ecuación 6.5.

Método del Piezómetro.

Con frecuencia es deseable obtener la conductividad hidráulica de cada estrata del perfil de suelo. Esto es particularmente importante cuando se estudia el diseño de un sistema de drenaje de un suelo de origen aluvial, estratificado, en que las características físicas de cada estrata, influyen directamente en la profundidad de instalación de los drenes. En un suelo de dos estratas (Figura 6.6.) se puede emplear el procedimiento propuesto por Ernst (Ec. 6.8.). En un suelo de tres o más estratas, se recomienda el uso del método del piezómetro.

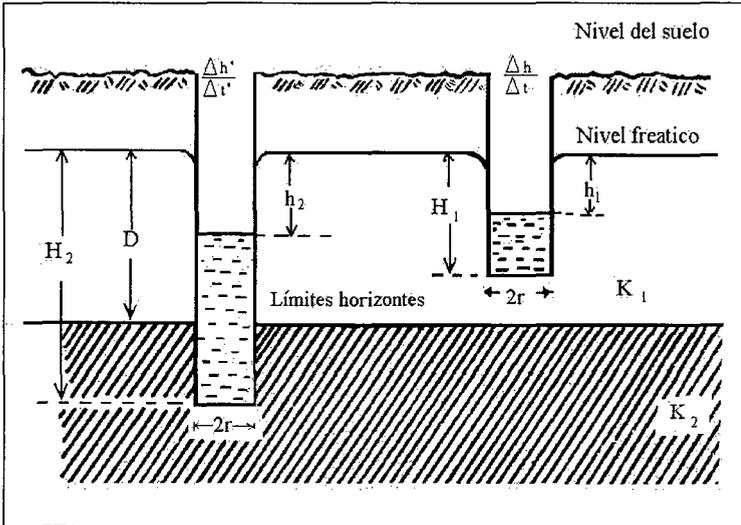


Figura 6.6. Diagrama del método de Ernst para un suelo de dos estratos.

Este método, permite la entrada de agua al pozo solamente a través de una cavidad en el extremo inferior de un tubo. El procedimiento consiste en hincar en el suelo, un tubo metálico o plástico con su borde inferior biselado hasta una profundidad bajo el nivel freático (Figura 6.7). El tubo se introduce a presión, y se va extrayendo el suelo del interior. Lograda la profundidad requerida, se continúa perforando más allá del tubo, dejando un espacio de paredes sin recubrir. Una alternativa diferente es perforar hasta el fondo del tubo y luego levantarlo para dejar un espacio de paredes sin tubo.

Una vez construida la cavidad, se deja que el nivel freático alcance su punto de equilibrio, se extrae el agua desde el interior y se inicia el registro de los datos correspondientes al ascenso del agua, en forma similar a la descrita para el método del pozo.

Kirkham (Salgado, 1971) determinó las siguientes expresiones que permiten el cálculo de la conductividad hidráulica.

$$K = \frac{2.3 \pi r^2}{A * \Delta t} \log \frac{h_0}{h_1} \quad \text{Ec.6.9.}$$

o bien

$$K = \frac{\pi r^2}{A * \Delta t} - \frac{\Delta h}{\bar{h}} \tag{Ec.6.10.}$$

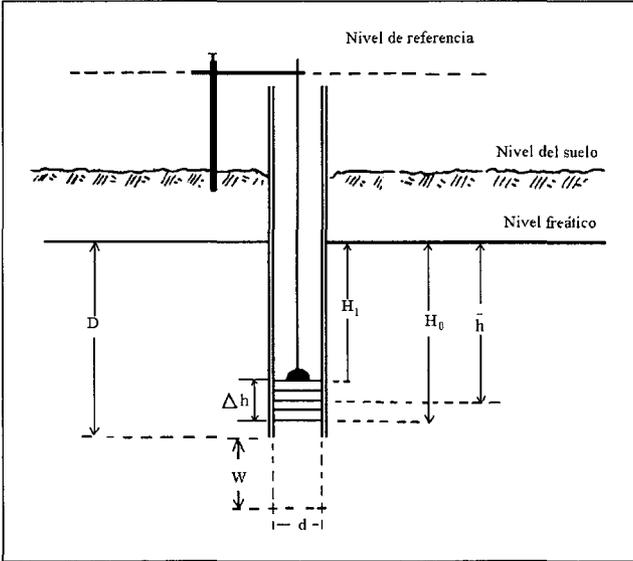


Figura 6.7. Diagrama del método del piezómetro.

donde:

K = conductividad hidráulica (cm/seg).

r = radio del tubo (cm).

h_0 = profundidad inicial del agua en el pozo desde el nivel freático (cm).

h_1 = profundidad final del agua en el pozo desde el nivel freático (cm).

Δh = intervalo de distancia entre h_0 y h_1 .

A = factor geométrico del pozo (Figura 6.8.).

\bar{h} = profundidad media = $(h_0-h_1)/2$ (cm).

Δt = intervalo de tiempo entre t_0 y t_1 (seg).

El error que se comete al usar la ecuación 6.10. es pequeño si la relación $\Delta h/h_1$ es pequeña, pero aumenta al aumentar dicha relación. Dicho error es inferior al 4% para relaciones $\Delta h/h_1$ menores a 0.5 e inferior al 10% para relaciones entre 0.5 y 0.7 (Richards, 1954).

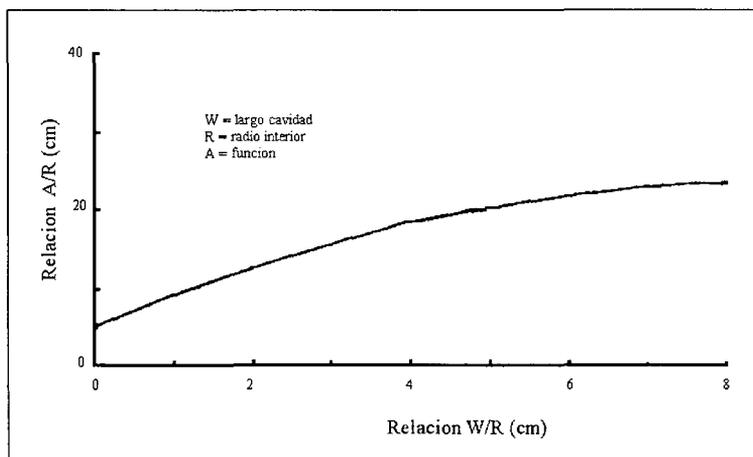


Figura 6.8. Factor geométrico A de la ecuación de Kirkham.

Método del Pozo invertido.

Reconocido como método de Porchet en la literatura francesa, ha sido diseñado para obtener la conductividad hidráulica de un suelo con problemas de drenaje, pero sin presencia de nivel freático en el momento de la medición. Se basa en el principio de la infiltración de agua en el suelo y se emplea un cilindro para hacer pasar continuamente agua a un suelo no saturado. Después de un tiempo, se encontrará que el suelo debajo y alrededor del cilindro alcanza la saturación, y que el frente húmedo describe una línea relativamente nítida entre el suelo húmedo y el suelo seco (Figura 6.9.).

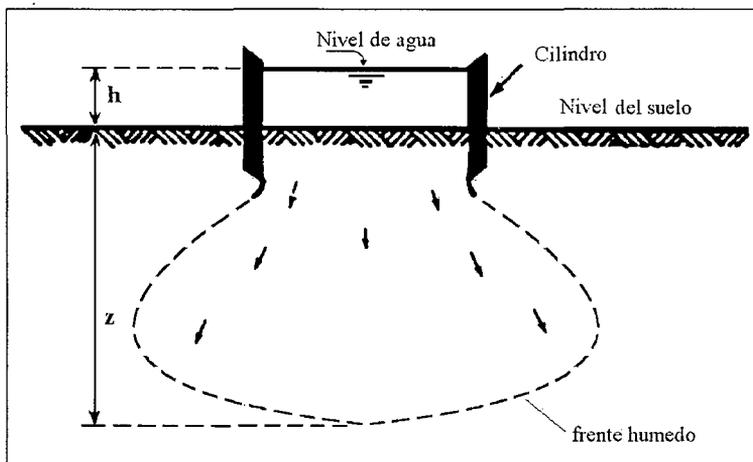


Figura 6.9. Proceso de Infiltración bajo un cilindro

Si se considera un punto por encima del frente húmedo, se observa que allí el potencial mátrico (h_m) es bajo. La diferencia de carga entre el punto Z y la superficie del suelo, por lo tanto, será $Z + h$, siendo h , la altura del agua en el cilindro.

$$\Delta h = Z + h + |h_m|$$

y el gradiente hidráulico (i), será:

$$i = \frac{\Delta h}{Z} = \frac{Z + h + |h_m|}{Z}$$

Si Z es suficientemente grande y en atención a que generalmente h y h_m son pequeños, el gradiente tiende a la unidad ($i \Rightarrow 1$). Bajo tales condiciones y aplicando Darcy, resulta que cuando el suelo se encuentra prácticamente saturado, la velocidad de flujo del agua es igual a la conductividad hidráulica ($V = K$).

En el método del pozo invertido, el suelo saturado alcanza una velocidad de infiltración casi constante (Figura 6.10). Luego la infiltración total (Q) será igual a la velocidad por el área de infiltración ($V * A$) y como $V = K$, entonces:

$$Q = K * A \quad \text{Ec. 6.11}$$

Como en tales circunstancias el agua se infiltra tanto a través de las paredes como del fondo del pozo, el área total de infiltración será:

$$A = 2\pi r h + \pi r^2$$

donde:

A = área total de infiltración.

r = radio del pozo.

h = altura de agua dentro del pozo

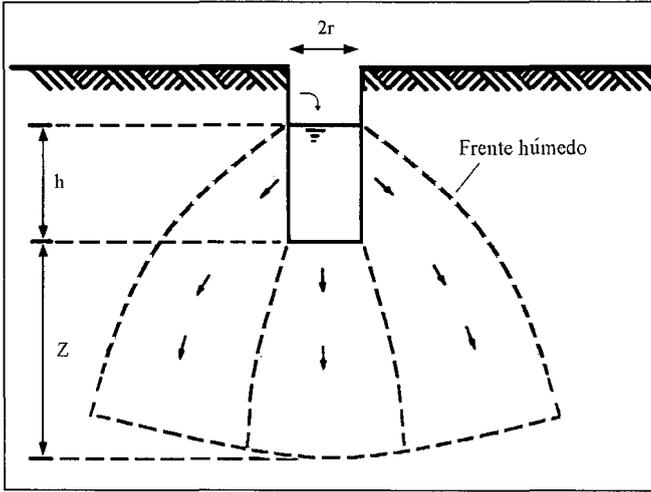


Figura 6.10. Infiltración de agua en un pozo.

Reemplazando en la ecuación 6.11, resulta:

$$Q = 2\pi K r (h + r/2)$$

Puesto que también el caudal de infiltración (Q) se puede expresar como:

$$Q = -\pi r^2 \frac{d_h}{d_t}$$

Reemplazando el valor de Q resulta:

$$-\pi r^2 = 2\pi K r \frac{d_h}{d_t} \left(h + \frac{r}{2} \right)$$

Integrando la expresión anterior entre los límites $h_o - h_t$ y $t_o - t_t$, resulta finalmente que:

$$K = 1.15 r \frac{\log (h_o + r/2) - \log (h_t + r/2)}{t_t - t_o} \quad \text{Ec. 6.12.}$$

donde:

K = conductividad hidráulica (cm/ seg).

h_o = altura de agua en el pozo al tiempo t_o .

h_t = altura de agua en el pozo al tiempo t_t .

Al graficar en un papel semilogarítmico los valores de $h_t - r/2$ versus t (Figura 6.11.), resulta una línea recta donde:

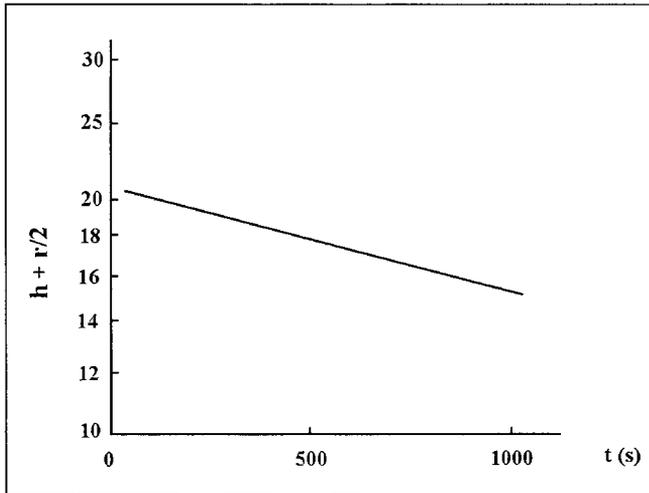


Figura 6.11. Gráfico de una prueba de pozo invertido.

$$tg \alpha = \frac{\log (h_o + r/2) - \log (h_t + r/2)}{t_t - t_o} \quad \text{Ec. 6.13.}$$

y por tanto:

$$K = 1.15 r tg \alpha \quad \text{Ec. 6.14.}$$

Es importante construir el gráfico ilustrado en la Figura 6.11 ya que si los valores resultantes de una prueba de terreno no se ajustan a una línea recta significa que el suelo no ha alcanzado aún la plena saturación y por lo tanto se requiere seguir agregando agua al pozo hasta lograr dicha condición.

Método de la prueba de bombeo.

Dado el origen aluvial de la mayoría de los suelos del Valle Central de Chile, es usual que se necesite conocer la conductividad hidráulica de una estrata formada por una gran cantidad de piedras y gravas, con una matriz arenosa o arcillosa. En este caso resulta infructuoso el empleo de barrenos para aplicar el método del pozo, se recomienda en cambio, realizar una prueba de bombeo (Figura 6.12.), de acuerdo a la siguiente metodología:

- Confeccionar un pozo de diámetro conocido, de una profundidad superior a la del nivel freático.
- Bombear el agua a caudal constante hasta alcanzar la condición de equilibrio
- Calcular la conductividad hidráulica según la siguiente expresión, la cual es válida sólo en caso que el pozo penetre menos del 20% del espesor del acuífero:

$$K = \frac{Q}{C \times L \times r} \quad \text{Ec. 6.15.}$$

donde:

K = Conductividad hidráulica (m/día).

Q = Caudal de bombeo constante (m³/día).

r = Radio del pozo (m).

$C = f(h, r) =$ factor geométrico adimensional (Figura 6.13.)

$$L = \frac{H^2 - h^2}{H} \text{ (m)}$$

H = Distancia desde el fondo del pozo al nivel freático en su condición inicial (m)

h = Distancia del fondo del pozo al nivel de agua dentro del mismo luego de alcanzar la condición de equilibrio (m)

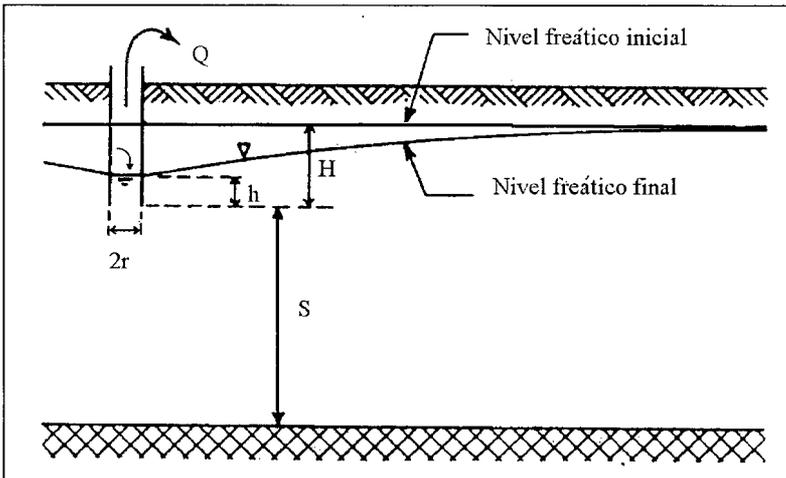
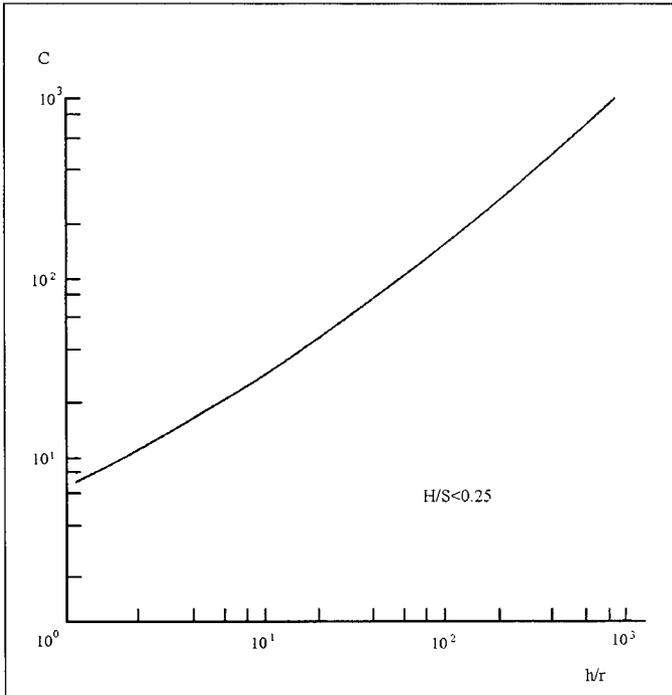


Figura 6.12. Diagrama indicando las variables de la prueba de bombeo.

Es necesario tener presente que en este procedimiento el valor de C es válido sólo para $H < 0.25S$, donde S representa la distancia desde el fondo del pozo hasta el estrato impermeable. El valor así obtenido representa un promedio dentro de la región del flujo.



*Figura 6.13.
Factor (C) para el
cálculo de la
conductividad según
prueba de bombeo.
(Kessler, J. and
Oosterbaan, R.J.,
1974).*

6.2.3. Cantidad y profundidad de las determinaciones.

Cualquiera sea la metodología que se aplique lo que se obtiene es un valor puntual de la conductividad hidráulica. Sin embargo, con fines de drenaje lo que realmente interesa es tener un valor espacial de la conductividad. Consecuentemente, el asunto no consiste tanto en la precisión con que se haga una determinación en particular, sino en lograr que los valores obtenidos sean representativos de las condiciones reales del suelo. Por lo tanto, será conveniente tener en consideración lo siguiente:

1. La determinación de la conductividad hidráulica debe estar íntimamente relacionada con el estudio de suelos realizado, con el

- propósito de: a) seleccionar adecuadamente el método a utilizar, y b) definir la profundidad hasta la cual deben realizarse las determinaciones.
2. Puesto que con fines de drenaje no tiene sentido conocer la conductividad hidráulica de una fase, de una unidad de manejo ni mucho menos de una serie de suelos, es indispensable realizar un gran número de determinaciones y con éstos desarrollar un plano de **rangos de conductividad** (Figura 4.14., pág. 70) para finalmente elegir un valor representativo dentro de dicho rango y proceder al cálculo del espaciamiento, el cual es válido sólo dentro del área que comprende ese rango.

La literatura indica diversos criterios para estimar el número mínimo de determinaciones que debieran realizarse, cantidad que está condicionada por las características del suelo y el espaciamiento esperado. La Tabla 6.2. señala un criterio ampliamente utilizado en el cual los valores recomendados expresan el número máximo de hectáreas representadas por cada punto de determinación.

TABLA 6.2. DENSIDAD DE DETERMINACIONES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN RELACIÓN A LA VARIABILIDAD DEL SUELO Y ESPACIAMIENTO ESPERADO (FAO, 1980).

<i>Condición de suelo</i>	<i>Espaciamiento posible (m)</i>		
	<i>< 30 m</i>	<i>30-75 m</i>	<i>> 75 m</i>
<i>Heterogéneo</i>	<i>< 5</i>	<i>5-10</i>	<i>10-15</i>
	<i>5-10</i>	<i>10-25</i>	<i>20-40</i>
<i>Homogéneo</i>	<i>10-25</i>	<i>25-50</i>	<i>40-75</i>

En Chile, en las Bases Técnicas de los Concursos de la Ley 18.450 se tiende a exigir un elevado número de determinaciones en superficies inferiores a 100 hectáreas. Esto, en atención a que la mayor cantidad de proyectos que se realizan abarcan efectivamente pequeñas superficies. La Tabla 6.3. resume dicho criterio.

TABLA 6.3. FACTOR PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE MEDICIONES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA POR RANGO DE SUPERFICIE.

<i>Superficie (ha)</i>	<i>Factor</i>
≤ 20	1,0
25 - 50	0,5
51 - 100	0,2
>100	0,1

La aplicación de la Tabla 6.3. exige que la superficie total a drenar sea subdividida en cada uno de los rangos indicados y éstos multiplicados por el respectivo factor. Así, en una superficie menor de 20 ha., debe realizarse una determinación por hectárea; si la superficie es de 50 ha. deberán realizarse 35 determinaciones ($20 * 1 + 30 * 0,5 = 35$) y si la superficie es de 100 ha. deberán realizarse 45 determinaciones ($20 * 1 + 30 * 0,5 + 50 * 0,2 = 45$).

En cuanto a la profundidad a la cual deben hacerse las mediciones, aquélla está determinada por el tipo de suelo existente. Generalmente se acepta que si el suelo es homogéneo, las determinaciones, debieran hacerse hasta una profundidad equivalente a 1/8 del espaciamiento previsto. Si el suelo es heterogéneo las determinaciones debieran hacerse hasta una profundidad equivalente a 1/20 del espaciamiento previsto. En ambos casos, obviamente, el límite inferior es el estrato impermeable. Otro criterio recomienda que la profundidad hasta la cual deban realizarse las determinaciones sea en función de las características del suelo y el espaciamiento esperado. La tabla siguiente resume dicho criterio.

TABLA 6.4. DETERMINACIONES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA DE UN SUELO (FAO, 1980).

<i>Características del suelo</i>	<i>Profundidad de la investigación</i>		
	<i>Todos los sitios</i>	<i>20% de los sitios</i>	<i>10% de los sitios</i>
<i>Profundo</i>	0,1 L	0,2 L	-
$K_v < K_h$	0,05 L	0,1 L	-
$K_v \ll K_h$	0,05 L	-	0,1 L
<i>Sustrato poco permeable</i>	0,05 L	-	0,1 L

K_v = conductividad hidráulica vertical.

K_h = conductividad hidráulica horizontal.

Independientemente del criterio seleccionado, es fundamental tomar en consideración que las determinaciones deben realizarse en la región donde ocurrirá el flujo.

6.3. POROSIDAD DRENABLE.

6.3.1. Definiciones.

El espacio poroso drenable (μ) es una parte del espacio poroso total, y corresponde al volumen de agua que pierde un acuífero no confinado al bajar el nivel freático desde una posición inicial a un nivel final más profundo (Figura 6.14.). También puede definirse como la diferencia de contenido de humedad del suelo, inmediatamente encima del nivel freático, en ausencia de evaporación.

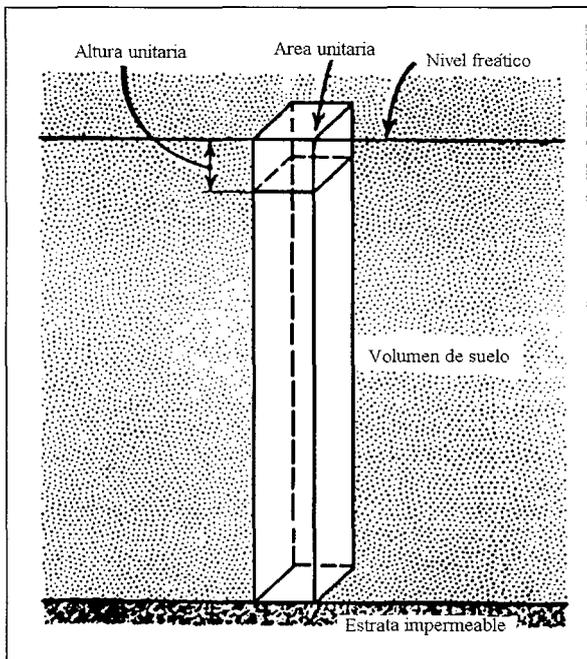


Figura 6.14. Diagrama que explica el concepto de espacio poroso drenable o rendimiento específico en un acuífero freático.

En atención a que en un acuífero freático la compresibilidad es despreciable, este concepto es equivalente al de rendimiento específico, espacio poroso drenable o porosidad efectiva. Es una cantidad adimensional normalmente expresada como porcentaje y sus valores fluctúan entre menos de un 5% en suelos arcillosos hasta más de 35% en suelos arenosos gruesos (Tabla 6.5).

TABLA 6.5. POROSIDAD DRENABLE SEGUN TEXTURA Y ESTRUCTURA DEL SUELO (FAO, 1980).

Textura	Estructura	Porosidad Drenable (%)
Arcillosa Franco-arcillosa densa	Columnar, aglomerada muy fina	1-2
Arcillosa Franco-arcillosa Arcillo-limosa Franco arcillo-arenosa	Prismática muy fina o fina en bloques angulares o laminar	1-3
Arcillosa Arcillo-limosa Franco-arcillo-limosa Franco-arcillosa Franco-limosa Limosa Franco-arcillo-arenosa	Prismática fina y mediana en bloques angulares y laminar	3-8
Franco-arcillosa poco densa Limosa Franco-limosa Franco-arenosa muy fina Franca	Prismática mediana y en bloques subangulares	6-12
Franco-arenosa fina Franco-arenosa	En bloques subangulares gruesos y granular, migajón fina	12-18
Arenosa-franca Arenosa-fina	Migajón mediana de grano suelto	15-22
Arenosa-media	De grano suelto	22-26
Arenosa-gruesa Grava	De grano suelto	26-35

De lo anterior, se desprende que los poros finos de un suelo no contribuyen al espacio poroso drenable debido a que la fuerza con que el agua es retenida, es mayor que el peso de la misma. Como consecuencia de lo anterior, desde los poros pequeños no hay drenaje de agua por efecto de la gravedad. Esto explica en parte, por qué en suelos arcillosos se requiere un menor espaciamiento de los drenes que en suelos arenosos y por qué los suelos arcillosos retienen mayor cantidad de agua que los arenosos.

Si en un suelo cualquiera, que tiene un nivel freático a una determinada profundidad (NF inicial) se lleva éste a una nueva posición, más profunda (N.F. final), se produce una pérdida de agua desde el perfil del suelo equivalente al área sombreada de la Figura 6.15. Por lo tanto, el espacio poroso drenable estará determinado por:

$$\mu = \frac{\text{cambio en el contenido de humedad del suelo}}{\text{cambio en la profundidad del nivel freático}} \quad \text{Ec. 6.16.}$$

De la ecuación anterior es posible concluir que el espacio poroso drenable no es una constante para todo el perfil del suelo y depende de la profundidad del nivel freático. Esto hace que su determinación sea relativamente complicada.

6.3.2. Determinación de la porosidad drenable.

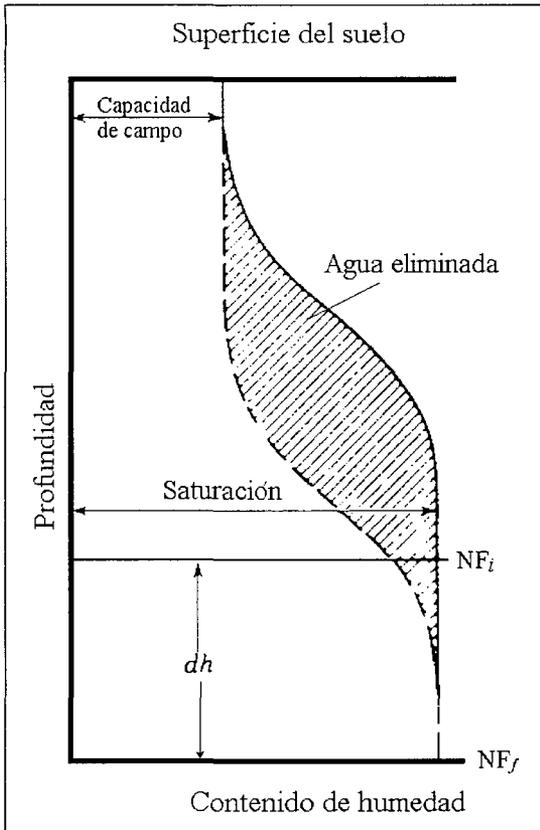
Existen diversos métodos para determinar la porosidad drenable. Las Bases Técnicas de los Concursos de la Ley 18.450 señalan que este valor puede obtenerse por una simple correlación con la conductividad hidráulica mediante la expresión desarrollada por Van Beers (Martínez, 1982).

$$\mu = \sqrt{K} \quad \text{Ec. 6.17.}$$

donde:

μ = porosidad drenable (%)

K = conductividad hidráulica (cm/día)



*Figura 6.15.
Diagrama que describe el
concepto de porosidad
drenable.*

Los valores así obtenidos se relacionan razonablemente bien con aquellos otros propuestos por Grassi (1981) y el Water and Power Service de Estados Unidos (FAO, 1980) que se indican en las Figuras 6.16 y 6.17, respectivamente. Por tratarse todas ellas de relaciones empíricas, a continuación se indican dos procedimientos para calcular la porosidad drenable a partir de datos obtenidos en laboratorio.

Método del contenido de humedad.

Si el contenido de humedad volumétrico de un suelo (θ_v) se define como la relación entre el volumen de agua y el volumen unitario de suelo, la porosidad drenable resulta ser:

$$\mu = \theta_v(\varphi_h = 0) - \theta_v(\varphi_h = x) \quad \text{Ec. 6.18.}$$

En otras palabras, la porosidad drenable resulta del cambio en el contenido de humedad volumétrico del suelo cuando la tensión aumenta desde cero ($\phi_h = 0$) a un valor menor que cero determinada por la disminución del nivel freático desde su posición original ($Z = 0$) a una posición inferior.

Ejemplo 6.1.

En una muestra de suelo se tiene que:

$$A : \quad \phi_h = 0 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \theta_v = 49\%$$

$$A : \quad \phi_h = 100 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \theta_v = 42\%$$

$$\text{luego:} \quad \mu = 49 - 42 = 7\%$$

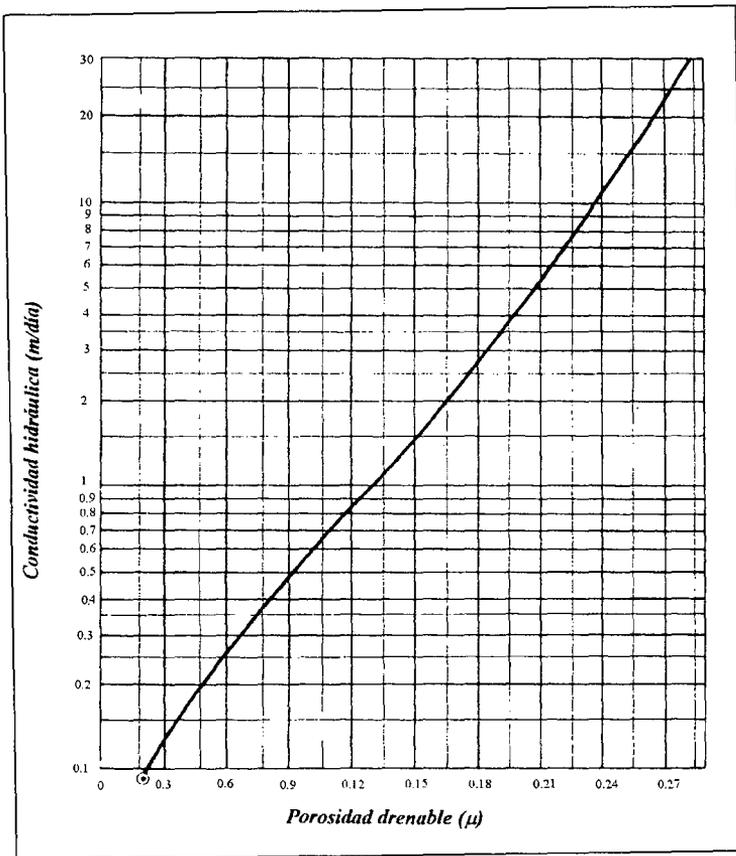
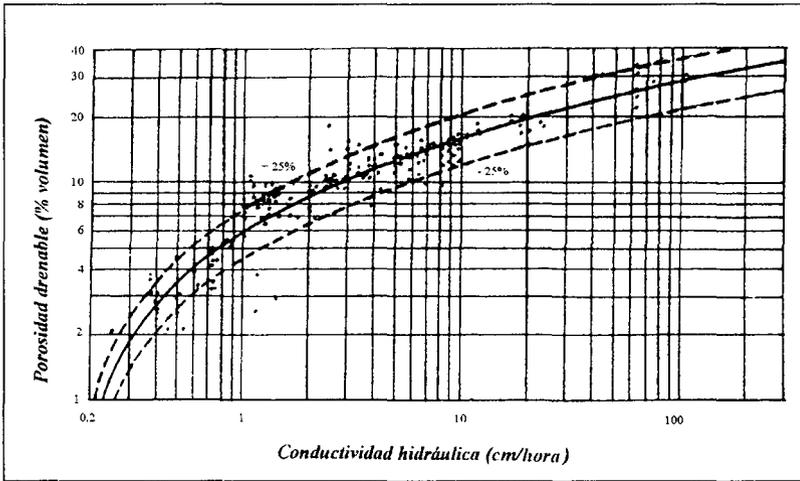


Figura 6.16.
Porosidad drenable
como función de la
conductividad
hidráulica (Grassi,
1981).



*Figura 6.17.
Relación general
entre porosidad
drenable (μ) y la
conductividad
hidráulica (K)
(Grassi, 1981).*

Método de la curva de retención de humedad.

Como se ha señalado anteriormente, al bajar el nivel freático desde una posición inicial (previo al drenaje) hasta una posición final (después de instalados los drenes), el suelo pierde agua desde la zona saturada. Bajo tales condiciones, la porosidad drenable queda determinada por la ecuación 6.16. Si la disminución del nivel freático no es superior a los 150-200 centímetros, es posible aplicar dicha relación y el procedimiento a seguir es el siguiente:

Supongamos que el nivel freático inicial de un suelo se encuentra en equilibrio y a 50 centímetros bajo la superficie. Bajo tales condiciones se tiene que la carga por presión es igual a la profundidad en cada punto ($h_1 = -z$). Si el nivel freático se baja a 1.2 metros de profundidad la carga por presión seguirá siendo proporcional a la profundidad, es decir ($h_2 = -z$). Estas dos curvas se muestran en la Figura 6.18. Si se grafican los datos de retención de humedad del suelo obtenidos en laboratorio, obtenemos las curvas $\theta_1(Z)$ y $\theta_2(Z)$ que se indican en dicha figura. Por lo tanto y según la ecuación 6.16,

$$\mu = \frac{\text{área } ABCD}{\text{distancia } AD} (mm)$$

Si el suelo es homogéneo, es posible demostrar que:

$$\mu = \frac{BE + CE}{2}$$

Esta última expresión señala que la porosidad drenable es igual al promedio del contenido de humedad en volumen en la superficie del suelo, entre ambas situaciones.

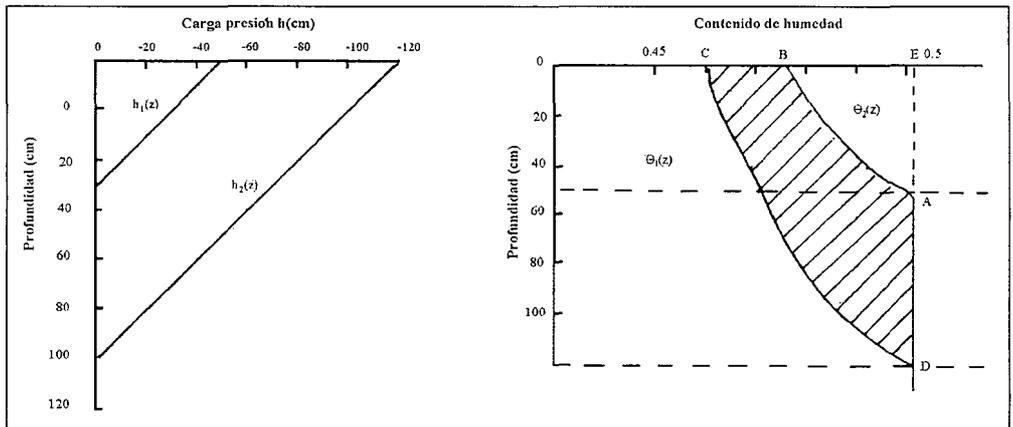


Figura 6.18. Distribución de presiones y contenidos de humedad de un suelo con el nivel freático a dos profundidades.

Ejemplo 6.2.

La Tabla 6.6. muestra un ejemplo de cálculo de la porosidad drenable para un suelo franco arcillo limoso, cuando el nivel freático se baja de 0.50 a 1.2 metros de profundidad. Como se desprende de la tabla, el método descrito requiere que se disponga de datos de contenido de humedad volumétrico del suelo a tensiones inferiores de 1/3 de atmósfera (300 centímetros).

Para no tener que recurrir a tales determinaciones específicas de laboratorio, se recomienda graficar los datos de la curva de retención del suelo (ϕ_m v/s θ_v) en un papel log-log. Bajo tales condiciones es posible esperar que los puntos se distribuyan en torno a una recta por lo cual es fácil extrapolar la función al rango 0-300 centímetros. Una vez ajustada la recta, se obtiene los valores de contenido de humedad (θ_v) para las tensiones (ϕ) o profundidades requeridas.

TABLA 6.6. EJEMPLO DE CALCULO DEL ESPACIO POROSO DRENABLE (μ) DE UN SUELO ARCILLO LIMOSO, CUANDO EL NIVEL FREATICO BAJA DE 50 CM A 120 CM DESDE LA SUPERFICIE DEL SUELO.

Profundidad bajo superficie	Altitud sobre N.F ₁	θ_{v1}	Altura sobre N.F ₂	θ_{v2}	$\Delta\theta$	$\bar{\Delta\theta}$	$\Delta\theta*100$
0	50	0,476	120	0,459	0,017	0,0175	1,75
10	40	0,479	110	0,461	0,018	0,0190	1,90
20	30	0,483	100	0,463	0,020	0,0205	2,05
30	20	0,487	90	0,466	0,021	0,0225	2,25
40	10	0,492	80	0,468	0,024	0,0305	3,05
50	0	0,507	70	0,470	0,037	0,0355	3,55
60		0,507	60	0,473	0,034	0,0325	3,25
70		0,507	50	0,476	0,031	0,0295	2,95
80		0,507	40	0,479	0,028	0,0260	2,60
90		0,507	30	0,483	0,024	0,0220	2,20
100		0,507	20	0,487	0,020	0,0175	1,75
110		0,507	10	0,492	0,015	0,0075	0,75
120		0,507	0	0,507	0,000	-	-
Total					0,289		28,05
$\mu = \frac{\text{Area ABCD}}{AD} = \frac{28.05}{700} = 0.04 = 4\%$							
O bien : $\mu = \frac{BE + CE}{2} = \frac{(0.507 - 0.476) + (0.507 - 0.459)}{2} = 0.04$							

6.4. REGION DE FLUJO.

La región de flujo es la zona saturada del suelo en la cual ocurre el flujo. Consecuentemente, es conveniente diferenciar entre la situación sin drenes y con drenes.

En una condición sin drenes (sin proyecto) la región de flujo está limitada en su parte superior por la posición del nivel freático (donde el agua se encuentra a una presión igual a la presión atmosférica) y en su parte inferior por el estrato impermeable causante de la presencia de esta situación de saturación.

En una condición con drenes (con proyecto) a su vez podemos distinguir dos situaciones. Bajo una condición de régimen permanente el límite superior de la región de flujo será la posición del nivel freático en el punto medio entre dos drenes laterales (Figura 8.1, pág.197). Bajo una condición de régimen no permanente el límite superior será el punto medio entre el nivel freático inicial y final entre dos períodos de recarga (Figura 8.12, pág. 224). En ambos casos el límite inferior es el estrato impermeable.

La identificación de esta región de flujo es fundamental para decidir a qué profundidad deben realizarse las determinaciones de conductividad hidráulica y porosidad drenable. Es decir, si la región de flujo está entre 1.5 m y 4.0 m de profundidad, la conductividad hidráulica debe determinarse en aquellas estratas que se encuentran comprendidas en dicha profundidad. En el capítulo VIII, donde se explica detalladamente el uso de las ecuaciones para el cálculo del espaciamiento, se hace mención nuevamente a la importancia de este concepto.

6.5. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- FAO, 1980. Drainage design factors. Irrigation and Drainage Paper 38.
- Grassi, C.J. 1981. Manual de drenaje agrícola. CIDIAT, Venezuela. Serie Riego y Drenaje RD-10.

- Kessler, J. and R.J. Oosterbaan. 1974. Determining hidraulic conductivity of soils. In. ILRI (ed). Drainage principles and applications. Publication 16. Chapter 24.
- Martínez, J. 1982. Drenaje de tierras en zonas regables. Escuela de Hidrología y Recursos Hidráulicos. España, Madrid. Apuntes mecanografiados.
- Reeve, R.C. and J.N. Luthin. 1957. Methods of measuring soil permeability. In. Luthin, J.N. (ed). Drainage of agricultural lands. American Society of Agronomy, Madison, Wisconsin. Volume 7.
- Richards, L.A. 1954. Diagnóstico y rehabilitación de suelos salinos y sódicos. Washington D.C., Departamento de Agricultura de Estados Unidos de América. Manual de Agricultura N° 60.
- Salgado, L. 1971. Determinación de la conductividad hidráulica del suelo. Universidad de Concepción, Escuela de Agronomía. Boletín Técnico N° 6.
- Van Beers, W.F.J. 1963. The auger hole method. A field measurement of the hydraulic conductivity of soil below the water table. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI), The Netherland. Bulletin 1.

CAPITULO VII.

DISEÑO DE DRENES SUPERFICIALES.

7.1. INTRODUCCION.

Se entiende por drenaje superficial, la remoción de los excesos de agua que se acumulan en la superficie del suelo a causa de lluvias muy intensas y frecuentes, topografía muy plana e irregular, suelos poco permeables y alta escorrentía superficial como consecuencia de riegos muy prolongados.

El drenaje superficial, al igual que el drenaje interno o subsuperficial de los suelos, ha sido un aspecto al cual normalmente ni los agricultores ni las agencias estatales le han dado la importancia que se merece. Por un lado, la actitud normal de los agricultores ha sido evitar el uso de aquellos suelos que presentan problemas de drenaje o, en el mejor de los casos, emplear cultivos

de período de desarrollo corto que crezcan durante la temporada en que el problema no es evidente. Por otra parte, los proyectos estatales sólo consideran la habilitación del suelo o su puesta en riego pero no aseguran su productividad en el futuro.

En la actualidad, la necesidad de obtener el máximo de rentabilidad de la producción agrícola obliga a que se haga un uso intensivo del suelo. Esta situación implica que el agricultor debe realizar inversiones que le permitan reducir los riesgos al mínimo, aumentando los rendimientos al máximo. Además, la necesidad de incorporar nuevas tierras a la producción e intensificar el uso de otras, obliga necesariamente a mejorar el drenaje natural de los suelos.

La necesidad del drenaje superficial se justifica en zonas donde los factores climáticos, las condiciones hidrológicas, las características de los suelos, la topografía y la utilización de la tierra, dan lugar a que el agua permanezca inundando la superficie del suelo, durante un tiempo superior al que los cultivos pueden soportar sin manifestar serios efectos sobre los rendimiento y/o sobrevivencia.

La acumulación de agua superficial puede deberse a que la velocidad de infiltración del suelo es menor a la intensidad de lluvia. Si la velocidad de infiltración no es factor limitante, la escorrentía superficial puede deberse a que la capacidad de almacenamiento de agua del suelo es sobrepasada por la precipitación y/o el riego.

En el diseño de sistemas de drenaje superficial hay que distinguir dos casos diferentes, el de las zonas planas (con pendientes inferiores al 2%) y el de zonas con pendiente (mayores al 2%). En el primer caso, el sistema debe ser capaz de evacuar el exceso de agua superficial, que ocurra en un cierto período de recurrencia, en un tiempo inferior al crítico de los cultivos. Este tiempo generalmente debe ser inferior a 48 horas y el período de retorno - para cultivos extensivos- suele ser de 5 años, aunque también se eligen períodos de 10 años, si los cultivos son de mayor rentabilidad. En el segundo caso, el sistema de drenaje debe ser capaz de conducir un caudal máximo, correspondiente al período de retorno seleccionado, sin que se produzca erosión.

Con frecuencia un sistema de drenaje superficial complementa a un sistema de drenaje subsuperficial, que controla la posición de la napa freática. En estos casos, el diseño de la red principal de drenaje se basa en el cálculo de la máxima descarga de agua superficial, a la que se añade el caudal del drenaje subsuperficial.

Tanto el diseño de los sistemas como el cálculo de la descarga máxima, no se basan en un análisis sistemático de los factores que influyen en el problema (como es el caso de la formulación de los criterios de drenaje subsuperficial) sino en una aproximación empírica basada en la experiencia de campo.

7.2. SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL.

El sistema de drenaje superficial a utilizar en un área depende de varios factores. Los más relevantes son:

1. Fuente de exceso de agua.
2. Características topográficas del área.
3. Tipo de suelos.
4. Uso del suelo (cultivos).
5. Consideraciones económicas.
6. Consideraciones sociales.

En este Manual se hace una presentación utilizando la fuente de exceso de agua como criterio de clasificación. A partir de este criterio podemos identificar los siguientes sistemas: control de inundaciones, control del escurrimiento de áreas adyacentes y drenaje superficial local.

7.2.1. Control de inundaciones.

No obstante que este tema puede considerarse que no está directamente relacionado con el drenaje, no es menos cierto que en muchos terrenos ésta es la razón principal de los problemas de drenaje que se presentan. Tal es el caso de las terrazas bajas adyacentes a ríos y esteros.

En un área afectada por inundaciones, es necesario efectuar las siguientes observaciones y determinaciones para tener una idea de la real magnitud del problema:

- a) Posibilidad de erosión de los drenes que se construyan a futuro.
- b) Frecuencia de las inundaciones. Si ésta es mayor de 3 a 5 años será necesario determinar si se justifica económicamente una obra de drenaje.
- c) Altura de agua y duración de las inundaciones.
- d) Epoca de ocurrencia de las inundaciones.
- e) Acumulación de sedimentos (puede afectar la infiltración de los suelos).
- f) Uso actual y futuro de la tierra.

La solución de un problema de esta naturaleza consiste en la construcción de obras de ingeniería que impidan el desbordamiento de los ríos o esteros causantes del problema. Las obras más comunes son: rectificación de cauces, diques y muros de contención.

Rectificación de cauces.

En presencia de un problema de drenaje superficial (e incluso en algunos casos de tipo subsuperficial) esto debiera constituir una etapa previa obligada. En este Manual el concepto rectificación se usa para referirse a actividades tales como: limpieza, modificación de la sección, mejoramiento de la pendiente y enderezamiento. El objetivo de estas medidas es:

- a) Limpieza: Disminuir el coeficiente de rugosidad del estero y consecuentemente aumentar la velocidad del agua.
- b) Modificación de la sección y pendiente: Aumentar la velocidad del agua y la capacidad de porteo del cauce.
- c) Enderezamiento: Mejorar las características del flujo y reducir la erosión en los bordes.
- d) Revestimiento: Mejorar las condiciones de flujo e impedir filtraciones.

Como se señala en el capítulo X, una intervención de este tipo sobre el estero o río podría tener algunas consecuencias de tipo ambiental no sólo en el lugar de la intervención sino, eventualmente, aguas arriba y/o aguas abajo del lugar afectado. Consecuentemente, deberán tomarse las medidas correctivas del caso cuando la intervención es de cierta magnitud.

Diques.

Los diques son muros de tierra que se levantan en los márgenes de los ríos con el objeto de aumentar la capacidad natural del estero e impedir que el agua ingrese a las áreas bajas adyacentes. La Figura 7.1 muestra un dique y las formas más tradicionales de elevar su altura bajo condiciones críticas.

Muros de contención.

Los muros de contención son, por lo general, obras de hormigón, albañilería o madera, destinados también a aumentar la capacidad de porteo del río e impedir que el agua ingrese a los terrenos circundantes. En la Figura 7.2 se muestran diferentes tipos de muros que pueden construirse.

7.2.2. Control de la escorrentía de áreas adyacentes.

El control de la escorrentía de área adyacentes a la zona afectada se logra mediante la construcción de diques perimetrales o drenes interceptores. A continuación se indican algunas características especiales de estas obras.

Diques perimetrales.

Los diques perimetrales tienen como función interrumpir el flujo del agua hacia el área de drenaje. Si la cantidad de agua que se desea interceptar no es muy alta, puede ser contenida por el dique y permitir que se infiltre. Si, por el contrario, la cantidad interceptada es muy alta, debe ir acompañada de una zanja de desviación que la transporte hasta un punto donde no cause problemas (Figura 7.3).

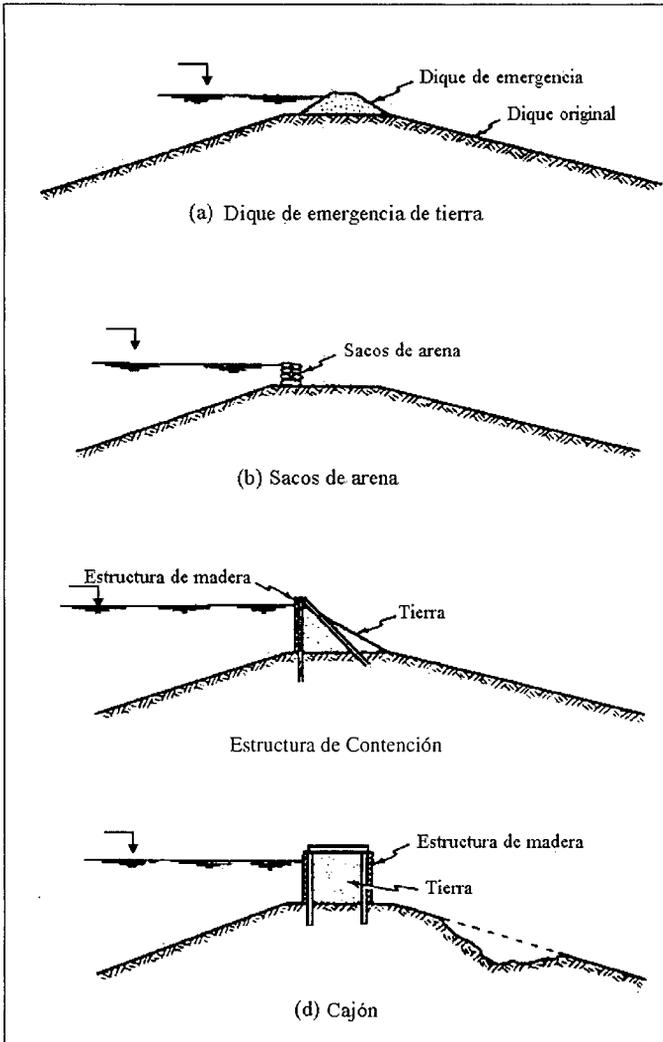


Figura 7.1. Diques de contención (Schwab, G, y otros, 1981).

Dren interceptor.

La intercepción de flujo superficial es considerablemente más simple que la intercepción de flujo subsuperficial (Sección 7.4.3., pág. 184). En este caso basta con la construcción de una zanja en un lugar previo al ingreso del agua a la zona problema. Lo más recomendable es hacerlo en el quiebre de la pendiente. La Figura 7.3 muestra esta situación inmediatamente aguas arriba del dique perimetral.

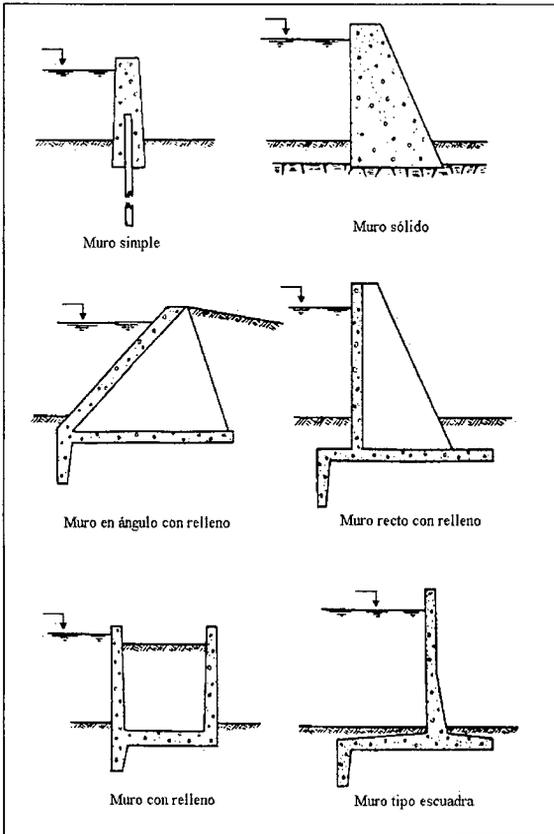


Figura 7.2. Muros de contención (Schwab, G. y otros, 1981).

Para prevenir la acumulación de sedimentos en el interior del interceptor, se recomienda la construcción de un dique de sedimentación. El interceptor debe tener una profundidad de 0.45 metros y una sección transversal mínima de 0.70 m^2 .

7.2.3. Drenaje local.

El drenaje superficial local es aquél que se realiza dentro del área afectada. De acuerdo a la pendiente del suelo, es posible distinguir entre drenaje de áreas planas y drenaje de áreas con pendiente. Por su importancia, ambas se tratarán separadamente en las secciones siguientes.

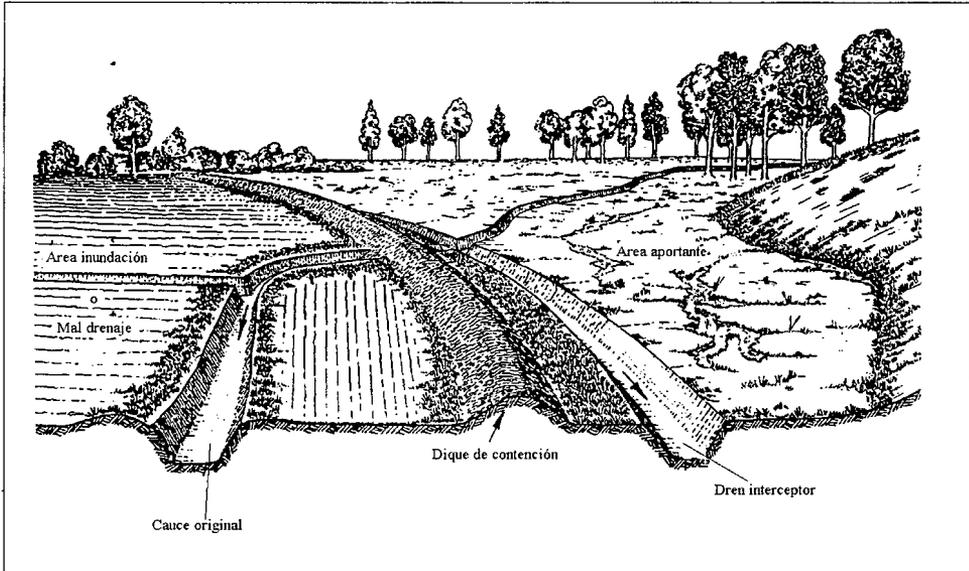


Figura 7.3. Dique perimetral y dren interceptor para controlar escorrentía (SCS-USDA, 1973).

7.3. DRENAJE DE AREAS PLANAS.

El problema de drenaje en áreas planas aparece como consecuencia de la falta de pendiente y la presencia de micro relieve que impide el libre escurrimiento de las aguas. Para mejorar las condiciones de desarrollo de las plantas, asegurando una oportuna y ordenada eliminación de los excesos de agua, la superficie del suelo debe ser suave (sin micro relieve) y tener una pendiente continua para permitir que el agua fluya hacia los puntos de descarga (drenes).

De lo anterior se concluye que el diseño de drenaje en áreas planas contempla dos etapas: a) el modelado o sistematización de la superficie del terreno, lo cual en otras palabras significa cambiar la microtopografía y b) la construcción de drenes.

7.3.1. Sistematización.

La construcción de un sistema de drenaje superficial, entendido sólo como un sistema que transporta agua, no garantiza por si solo la eliminación de los excesos de agua en el tiempo requerido. Por lo general, entonces, con posterioridad a la construcción de los drenes será necesario cambiar la microtopografía de los terrenos adyacentes para favorecer el movimiento del agua superficial. Las técnicas más recomendadas son la nivelación y el emparejamiento.

Nivelación.

La nivelación del suelo con fines de drenaje consiste en hacer cortes, rellenos y emparejamientos de modo de obtener una pendiente continua. Este tipo de nivelación difiere considerablemente de la nivelación con fines de riego porque para la primera no se requiere una pendiente continua, como en el segundo caso. Para proveer el buen drenaje superficial la pendiente puede variar tanto como se necesite, con el mínimo movimiento de tierra (Figura 7.4).

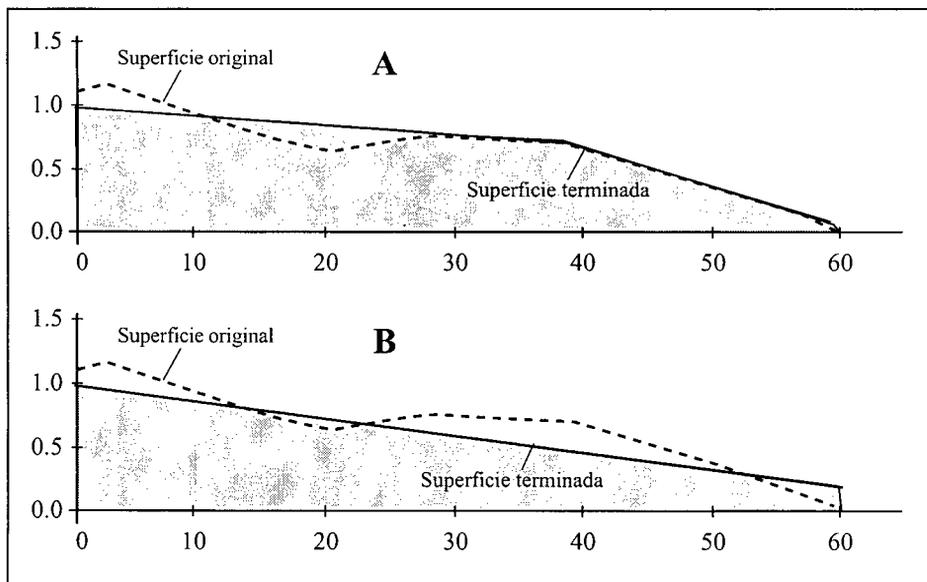


Figura 7.4. Perfil longitudinal de una nivelación (SCS-USDA, 1973).

A. Drenaje. Pendiente desuniforme.

B. Riego. Pendiente uniforme

La nivelación del suelo se hace con una combinación de maquinaria convencional de movimiento de tierra y maquinaria especialmente acondicionada para el afinado final (niveladora). Las etapas que comprende un proceso de esta naturaleza son: preparación del terreno (limpieza, destronque); cortes y rellenos (transporte de tierra de un lugar a otro con maquinaria especializada, traíllas) y afinado final (proceso mediante el cual se logra la pendiente requerida).

Emparejamiento.

Este método consiste en la eliminación de pequeñas depresiones y elevaciones que dificultan o impiden el movimiento del agua superficial, sin cambiar la pendiente natural del terreno. Por esta razón, el movimiento de tierra que es bastante menor que cuando se hace una nivelación (Figura 7.5).

Para la realización de esta operación no es necesario el empleo de maquinaria especializada de alto costo. A menudo, se logra un trabajo altamente satisfactorio con simples rastras (de tablas o metálicas) de tracción animal o mecanizada.

7.3.2. Camellones.

Probablemente este es el método de drenaje superficial más antiguo y simple. Consiste en la formación de camas y surcos muertos, orientados en dirección a la pendiente predominante. En esta forma el agua drena desde la cama al surco el cual a su vez descarga en un colector construido al final del potrero, perpendicular a los surcos (Figura 7.6).

La distancia entre surcos depende fundamentalmente de la conductividad hidráulica, la pendiente y el uso de la tierra. Se recomiendan las siguientes distancias (Raadsma y Schulze, 1974).

- Drenaje interno muy lento ($K = 0.05$ m/día) $L =$ de 8 a 12 m
- Drenaje interno lento ($K =$ de 0.05 a 0.1 m/día) $L =$ de 15 a 17 m
- Drenaje interno moderado ($K =$ de 0.1 a 0.2 m/día) $L =$ de 20 a 30 m

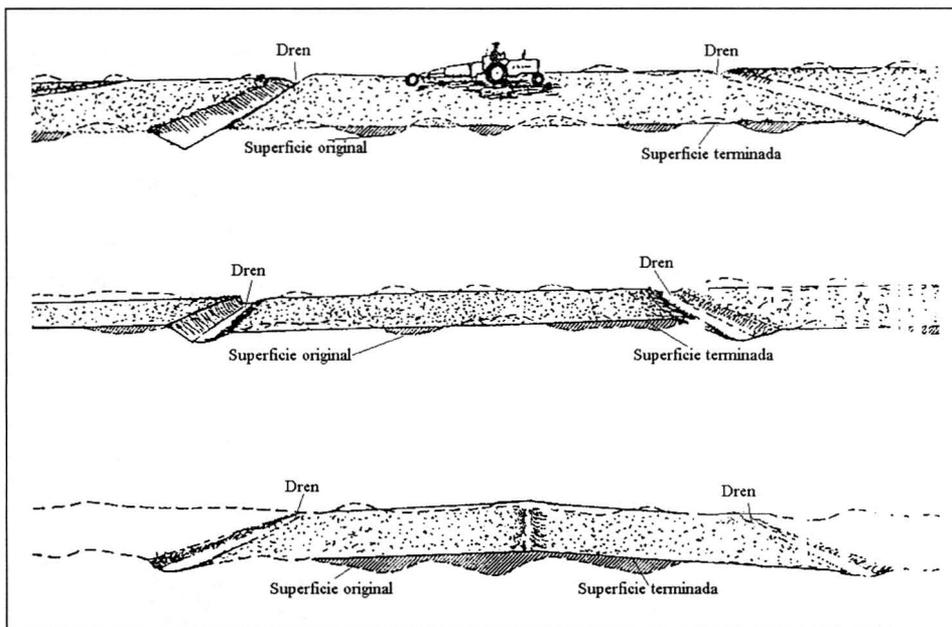


Figura 7.5. Emparejamiento del terreno con fines de drenaje superficial (SCS-USDA, 1973).

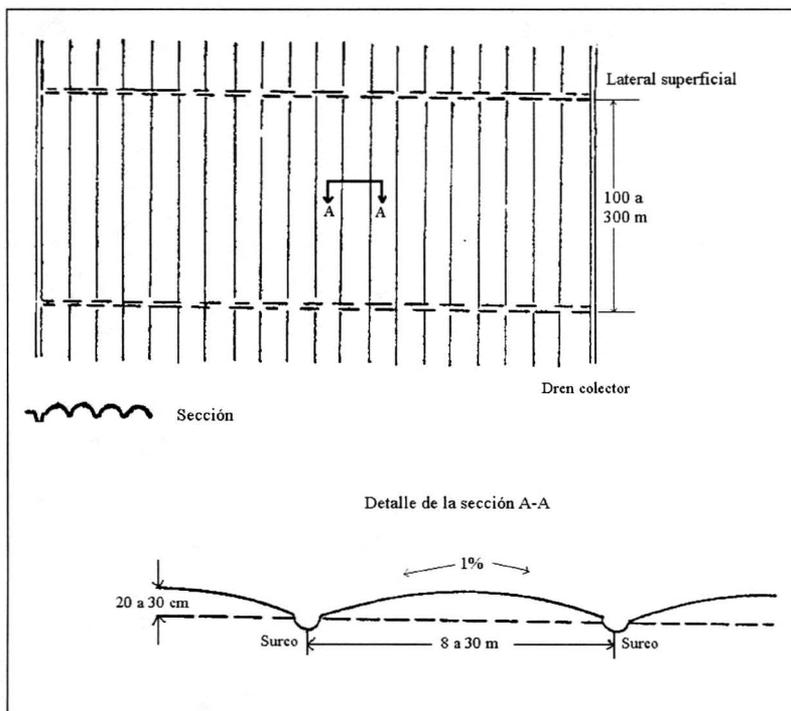


Figura 7.6. Sistema de camellones y surcos muertos para drenaje superficial.

La longitud de las fajas de tierra varía entre 100 y 300 metros. Su altura respecto al nivel de los surcos debe ser de 40 centímetros cuando el uso de la tierra es para praderas y de 20 centímetros para cultivos en rotación. Los laterales son drenes superficiales de unos 25 centímetros de profundidad, con taludes muy tendidos (1:6 ó 1:10) y pendiente de 0.1% o superior.

La utilización de este sistema se restringe a praderas y a cultivos que permiten una superficie del terreno suave. La Figura 7.7 muestra el proceso de construcción de este sistema de drenaje.

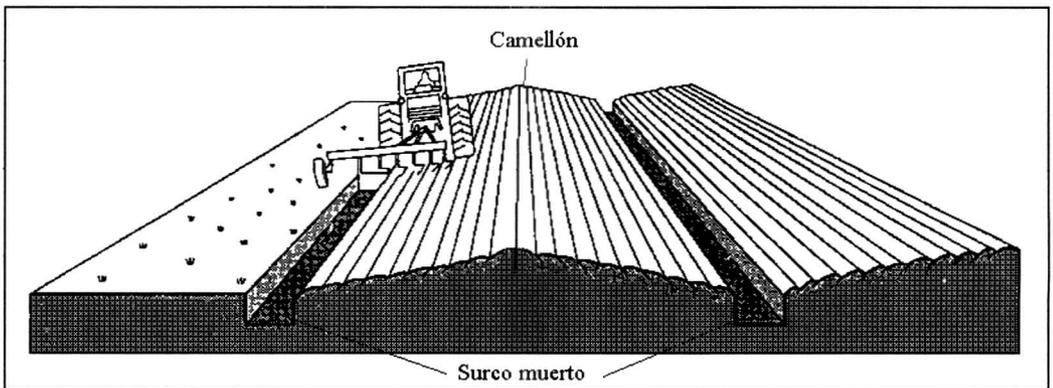


Figura 7.7. Construcción del sistema de camellón y surcos muertos.

7.3.3. Drenes paralelos.

Es el sistema más efectivo de drenaje superficial, especialmente para zonas planas con drenaje natural superficial muy deficiente. El sistema consiste en surcos trazados en dirección a la pendiente, que desaguan en drenes superficiales paralelos, de taludes muy bajos, para que la erosión sea pequeña y se permita el tránsito de maquinaria a través de ellos. Los drenes superficiales desaguan en un dren lateral, que a su vez descarga en un dren colector (Figura 7.8).

El diseño de los drenes superficiales depende más de las condiciones de mantenimiento y manejo que de criterios hidráulicos. La profundidad mínima debe ser de 25 centímetros; la sección hidráulica mínima de 0.5 m^2 ; el talud 1:8 ó 1:10 y la pendiente puede variar del 0.1 al 0.3% (Figura 7.9). En la Tabla 7.1 se indican algunas dimensiones recomendadas.

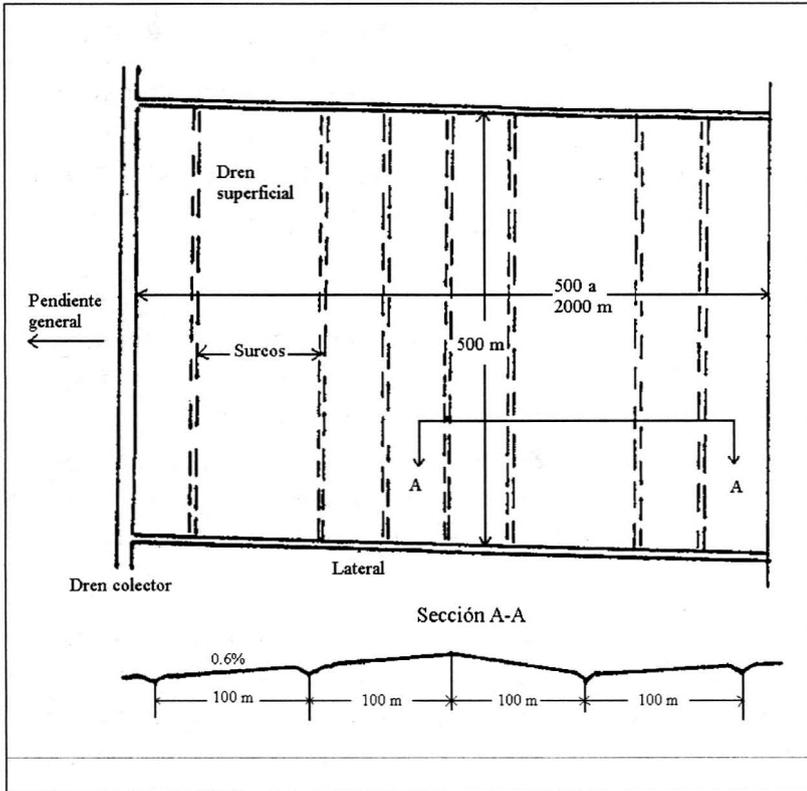


Figura 7.8. Sistema de drenes superficiales paralelos.

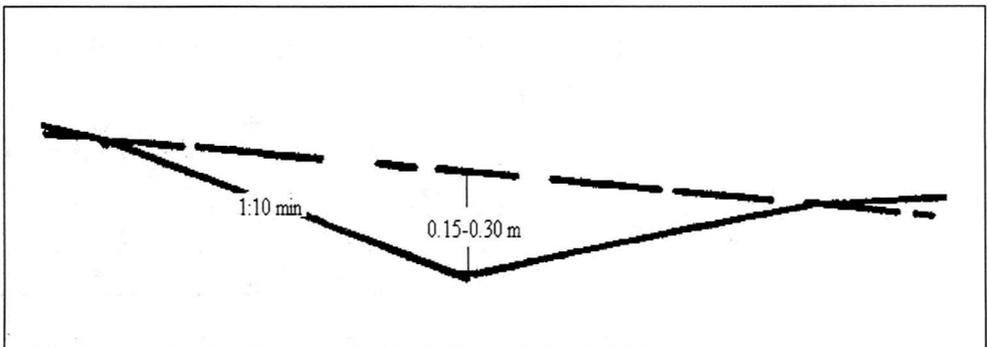


Figura 7.9. Sección transversal de un dren superficial en "V".

TABLA 7.1. DIMENSIONES TIPO PARA DRENES SUPERFICIALES
(Raadsma y Schulze, 1974).

Tipo de dren	Profundidad (m)	Ancho de solera (m)	Talud	Ventaja
Forma en V	0.15 a 0.30	-	1:10 o más tendido	facilidad de cruce y corte
Trapezoide	0.25 a 0.50	2.50	1: 8 o más tendido	facilidad de cruce y corte

El espaciamiento entre drenes superficiales depende de la conductividad hidráulica del suelo, de la utilización de la tierra y de la pendiente del terreno después del emparejamiento. En la práctica varía entre 100 y 200 metros en terrenos planos - con pendiente menor del 0.5% - que después de emparejadas quedan con la pendiente en una sola dirección (Figura 7.8). Si no hay riesgo de erosión, a los surcos se les puede dar también una pendiente del 0.5%.

Los laterales en los que desaguan los drenes superficiales suelen estar espaciados a 500 metros. Las secciones de estos drenes laterales - que pueden ser trapezoides o en V- varían según la capacidad de diseño, control de erosión, profundidad y pendiente del talud y necesidades de mantenimiento. En la Tabla 7.2 y Figura 7.10 se indican algunas dimensiones tipo recomendadas.

TABLA 7.2. SECCIONES TIPO DE DRENES LATERALES (Cavelaars, J.C.; W.F. Vlotman and g. Spoor, 1974).

Tipo de dren	Profundidad (m)	Talud recomendado	Talud mínimo
Forma en V	0.3 a 0.6	6 : 1	3:1
Forma en V	> 0.6	4 : 1	3:1
Trapezoide	0.3 a 1.0	4 : 1	2:1
Trapezoide	> 1.0	1.5: 1	1:1

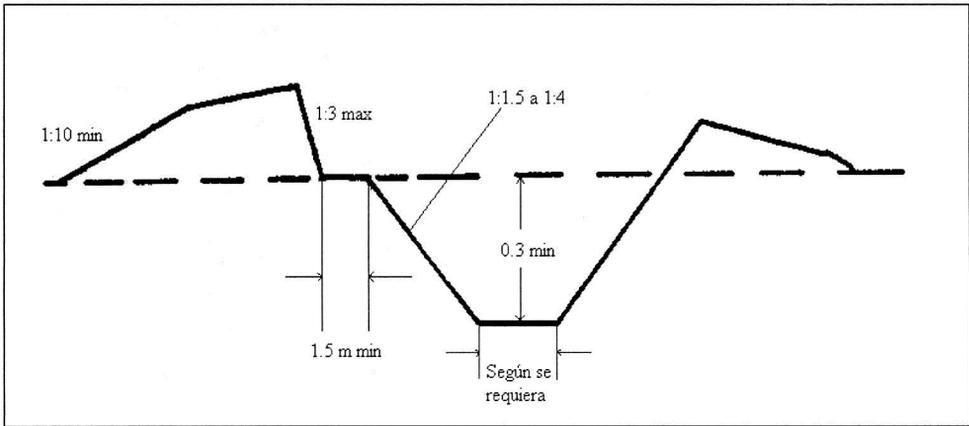


Figura 7.10. Sección transversal de un dren lateral.

7.3.4. Zanjas paralelas.

Este sistema es similar al anterior con la diferencia que los drenes paralelos son sustituidos por zanjas abiertas de poca profundidad. Generalmente se aplica en suelos que requieren drenaje superficial y subsuperficial. Las zanjas tienen una profundidad de 0.6 a 1 metro y los taludes varían entre 1:1 y 1:1.5. La separación depende de las condiciones climáticas y de los suelos; generalmente varía entre 60 y 100 metros. En la Figura 7.11 se muestra el trazado de un sistema de zanjas abiertas paralelas.

Si el espaciamiento entre las zanjas abiertas lo permite, los surcos pueden desaguar directamente en la zanja siempre y cuando el talud de la zanja sea muy tendido. En caso contrario, la descarga del agua superficial conducida por los surcos puede hacerse mediante surcos transversales, que recogen el agua de varios surcos longitudinales. La salida de un dren superficial a una zanja más profunda nunca debe ser directa. Para evitar el riesgo de erosión se utiliza un tubo que conecta el dren superficial con el lateral o colector. (Figura 7.12).

7.3.5. Drenes al azar.

Este sistema se utiliza en áreas con depresiones irregularmente distribuidas y distanciadas de forma tal que el emparejamiento total del área

no es económico. En este caso se utilizan drenes superficiales que conectan las depresiones y desaguan en un dren lateral o colector (Figura 7.13).

La profundidad de los drenes superficiales depende de la topografía y de la descarga de diseño, en general, tienen como mínimo 25 centímetros. Las pendientes de los taludes pueden ser 1:8 ó 1:10 para que los drenes sean cruzados sin dificultad por la maquinaria. Si las labores se hacen en dirección paralela a los drenes, la pendiente de los taludes pueden ser 1:4.

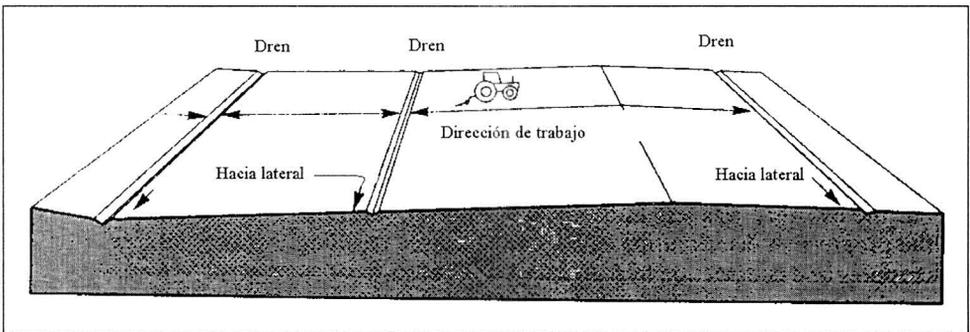


Figura 7.11. Sistema de zanjas paralelas.

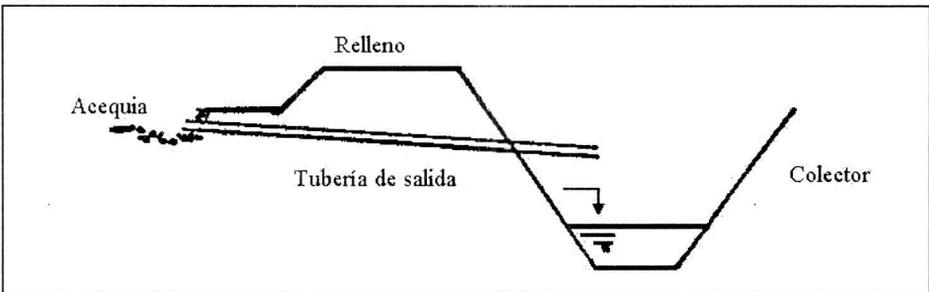


Figura 7.12. Salida de un dren superficial lateral a un colector.

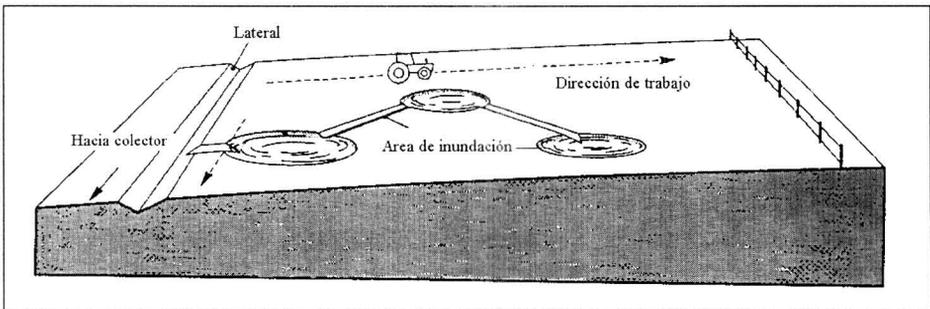


Figura 7.13. Sistema de drenes superficiales al azar.

7.3.6. Drenes topo.

Se entiende por dren topo la construcción de un pequeño túnel (de 5 a 7 cm de diámetro), sin necesidad de tener que cavar una zanja ni instalar un tubo. Se usa preferentemente en suelos de texturas finas y densamente estructurados. El propósito de estos drenes no es controlar el nivel freático que puede estar muy profundo, sino remover el exceso de agua de la superficie o de la parte superior del suelo. Por lo tanto, los drenes topo pueden ser considerados como un sistema intermedio entre un sistema de drenaje superficial y uno subsuperficial. Este sistema de drenaje que se recomienda en suelos con problemas de saturación hasta la superficie (pantanosos), también ha sido utilizado eficientemente en la recuperación de suelos salinos y salinos sódicos.

En Chile, este sistema ha sido exitosamente utilizado en algunos suelos ñadis de la X Región. Debido a que los excedentes de agua superficial se eliminan con cierta rapidez, es posible recuperar suelos que se encuentran con excesivo contenido de agua e incorporarlos a una agricultura productiva. Tanto en éstas áreas como en aquéllas con suelos pesados (arcillosos) podría tener un gran éxito tanto por su facilidad de construcción como por su bajo costo.

El éxito de un sistema de drenes topo, depende de una entrada satisfactoria del agua al túnel y del túnel mismo, el cual debe permanecer abierto y estable por un tiempo razonable. En los párrafos siguientes se hace una revisión de las principales características y requerimientos que tiene este sistema de drenaje.

Construcción.

Los drenes topos se construyen mediante un implemento que consta de una hoja o cuchilla que termina en una base o topo propiamente tal, a este último se adosa un cilindro, con un diámetro ligeramente superior a la base, que actúa como expandidor (Figura 7.14 A). La base o topo y el expandidor forman el túnel, y la cuchilla forma un surco fino, profundo y las respectivas fisuras o grietas, que se deben extender desde el túnel hasta la superficie (Figura 7.14 B). El número y tamaño de las fisuras producidas por la cuchilla depende de las condiciones del suelo. Un número pequeño de fisuras anchas,

tiende a formarse bajo condiciones de suelo seco, pero en la medida que el suelo se humedece y alcanza su límite de plasticidad, las fisuras son más angostas y más numerosas. Estos cambios continúan hasta que finalmente cesan cuando el suelo alcanza condiciones de extrema plasticidad.

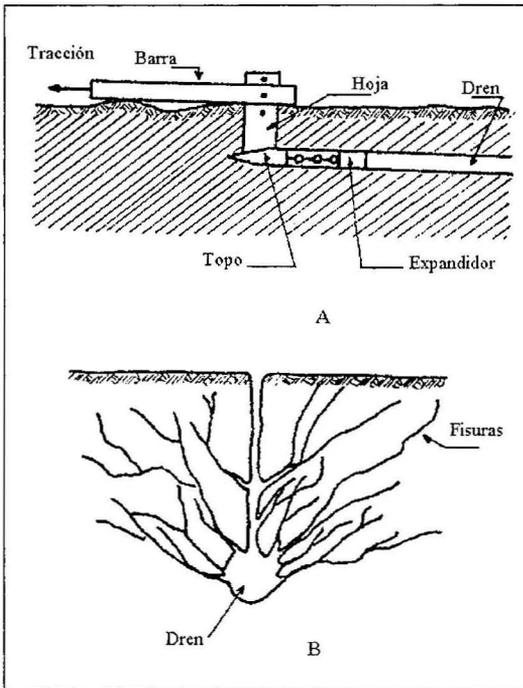


Figura 7.14. Dren topo
 A. Corte longitudinal
 B. Corte transversal

Por otra parte, las paredes del túnel serán más suaves en la medida que el contenido de agua aumenta. Bajo condiciones de alta humedad y suelo de baja densidad, el expandidor tiende a sellar los puntos de conexión entre las fisuras y el túnel. Consecuentemente, el éxito de un sistema topo depende de satisfacer dos condiciones básicas: alcanzar el patrón de flujo de aguas más apropiado para las condiciones existentes y lograr que el túnel sea lo más estable posible.

Características deseables del suelo.

Con el propósito que los drenes topo funcionen adecuadamente y persistan en el tiempo, es necesario que se construyan en una estrata donde exista un contenido moderadamente alto de arcilla. La cantidad de arcilla

presente en el subsuelo no es una garantía de éxito del sistema. Así, los suelos de textura fina, presentan índices de estabilidad variable y un suelo con mayor contenido de arcilla, puede en realidad ser menos adecuado para un drenaje de este tipo. Por último, estratas de arena y grava pueden transformar un suelo relativamente adecuado en inadecuado.

La oportunidad en que se construya el dren topo puede ser crítica y, en principio, en la medida que el suelo tenga una textura más gruesa, más seco debiera estar al momento de la construcción. Al respecto, formar drenes topo en suelos relativamente bajos en contenido de arcilla, significa ejercer mayor presión en las paredes, y el momento adecuado se presenta cuando el suelo se encuentra firme pero no muy seco.

Si una significativa cantidad de agua entra al dren tan pronto se construya el túnel, reducirá considerablemente su vida útil induciendo su inestabilidad. Si éste puede permanecer sin agua durante 2 a 3 semanas, favorecerá su estabilidad. Por lo tanto, será más deseable construir los drenes durante el período de verano y no en invierno. Cuando esta operación deba realizarse necesariamente bajo condiciones de suelo saturado para poder hacer otras labores posteriores (ñadis) ésta deberá repetirse nuevamente tan pronto el contenido de humedad del suelo lo permita.

Aunque no existen reglas definidas al respecto, algunos autores señalan que para que el dren tenga una larga vida útil y funcione adecuadamente, el contenido de arcilla del suelo a la profundidad que se construya el dren debe ser igual o superior al 50%.

Patrón de flujo.

El patrón de flujo depende del problema de drenaje que se desee resolver y de la forma que se decida construir el sistema. El flujo puede variar desde un 100% localizado a través de las fisuras del suelo y la fisura principal realizada por la cuchilla, hasta aquella situación en que la mayor parte del flujo ocurre a través de la masa de suelo. Algunos casos particulares son los siguientes:

- a) Si se trata de una condición de napa colgada, lo que se desea es una rápida descarga del agua del suelo al dren. Lo anterior, puede

lograrse con una buena conexión entre fisuras laterales, aquélla que deja la cuchilla y el propio túnel (Figura 7.15 A).

- b) Si se desea recuperar un suelo salino, el patrón de flujo de agua debe ser uniforme a lo largo de toda la masa de suelo (Figura 7.15 B). En esas condiciones, no es deseable tener fisuras o grietas bien desarrolladas y se debe evitar su formación. Así, una vez construido el dren será necesario cerrar todas las fisuras, rastreando el suelo y compactándolo con un rodillo. Esta misma condición puede ser deseable bajo condiciones de riego por tendido o inundación.
- c) En suelos arroceros, el drenaje del suelo es requerido sólo en ciertos estados de desarrollo del cultivo y por lo tanto la salida de los drenes debiera estar cerrada la mayor parte del tiempo. En este caso los drenes funcionarán con o sin fisuras, pero el tiempo de descarga variará totalmente (Figura 7.16).

Como se ha indicado, este patrón de flujo puede modificarse construyendo los drenes bajo diferentes condiciones de humedad o ajustando la geometría de la cuchilla. Esto último significa, por ejemplo, modificar el ancho, la rugosidad o el área lateral, puesto que el desarrollo de las fisuras depende principalmente del espesor y la rugosidad de la cuchilla, cuando la adhesión del suelo es baja y del área lateral de la misma cuando la adhesión es alta.

Estabilidad del dren.

La estabilidad o vida útil de un dren topo puede variar desde unos pocos minutos hasta varios años (10 o más), dependiendo del tipo de suelo, sus condiciones de humedad al momento de la construcción, las técnicas de construcción, el equipamiento usado y el clima bajo el cual ha de funcionar. La vida útil de un dren bien construido, fluctúa entre 3 a 5 años. Existen variadas razones que pueden hacer colapsar un dren topo, entre las más frecuentes se mencionan:

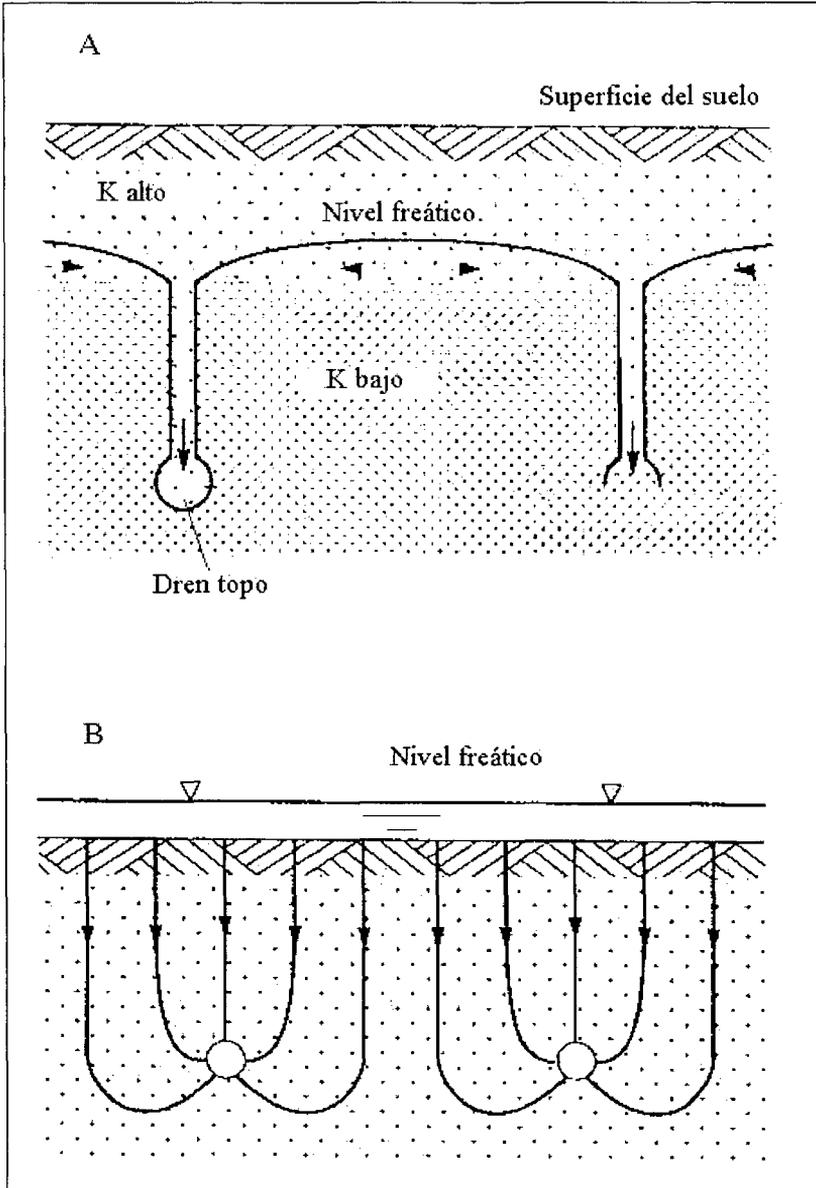
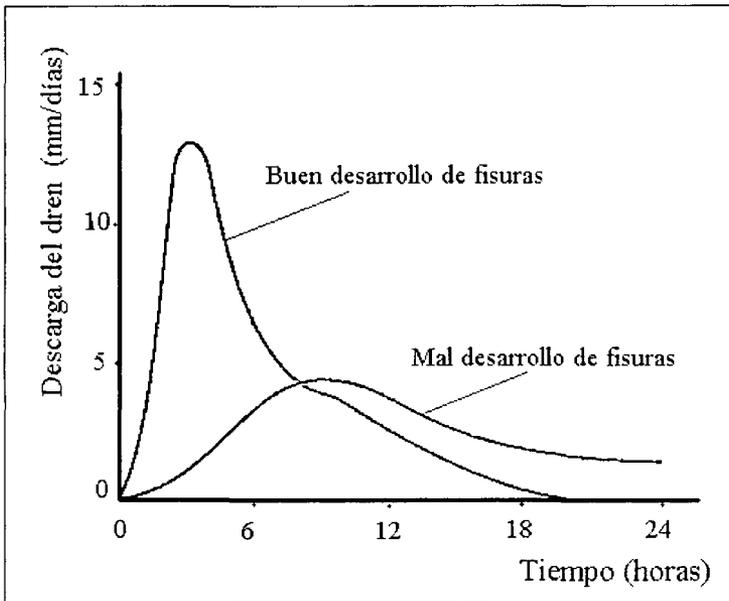


Figura 7.15. Patrón de flujo hacia los drenes topo (Cavalaars, Vlotman and Spoor, 1974).

A. Situación de napa colgada.

B. Situación de lavado del suelo.



*Figura 7.16.
Influencia del
desarrollo de las
fisuras en el
patrón de descarga
(Cavelaars,
Vlotman and
Spor, 1974).*

- a) El colapso de la parte superior del túnel, debido a una inadecuada cohesión de las partículas del suelo al momento de la construcción, probablemente como consecuencia de que el expandidor no trabajó en forma adecuada.
- b) Colapso del túnel en todo el perímetro. Debido a continuos procesos de expansión y contracción de las arcillas. La única solución es rehacer el trabajo.
- c) Disminución del diámetro del túnel. Ocurre frecuentemente en suelos permanentemente húmedos donde no hay contracción de las arcillas.
- d) Sedimentación. El túnel se tapa como consecuencia de un continuo arrastre de partículas finas de suelo al interior del túnel. Puede ocurrir en terrenos pantanosos cuando el dren comienza a transportar agua tan pronto es construido.
- e) Desmoronamiento. Se debe a que porciones importantes del suelo pueden caer a través de las fisuras laterales o por aquella producida por la cuchilla. Conviene rehacer el trabajo en condiciones diferentes de humedad del suelo.

- f) Erosión. Se produce cuando la pendiente del dren es muy alta y la velocidad del agua en su interior alcanza una velocidad erosiva. En este caso sería recomendable variar la dirección de los drenes para disminuir la pendiente.

Profundidad.

Como se ha mencionado antes, la profundidad del dren está en gran medida determinada por las características del suelo. La profundidad óptima será aquélla que combine en mejor forma una vida útil y eficiencia razonables.

Generalmente, los drenes topo se construyen a profundidades que varían entre 0.4 a 0.7 metros, aunque no hay ninguna razón para no hacerlo a mayor profundidad si así se desea. No obstante, varios autores indican que lo más importante es determinar la profundidad crítica para cada tipo de suelo. Dicha profundidad crítica corresponde al punto de transición entre dos formas diferentes de falla del dren y la única forma de encontrar este punto es realizando las pruebas de terreno, con un implemento específico. Construir los drenes a una profundidad inferior a la profundidad crítica, inducirá a soltar el suelo y favorecer su rápido deterioro. En terreno, esto puede identificarse rápidamente observando que el suelo superficial se levanta por la ausencia de la fisura principal que debió formar la cuchilla.

Espaciamiento.

Debido a la naturaleza semi permanente de los drenes, su bajo costo de construcción y a los riesgos de colapso, generalmente se adoptan espaciamientos inferiores a aquéllos que satisfacen los criterios de diseño mediante drenes subsuperficiales. Así, se asegura que el funcionamiento de los drenes, no se afecta severamente si uno de ellos se derrumba. Frecuentemente el espaciamiento varía entre 2 y 5 metros.

Largo del dren.

El éxito que se espera del sistema, depende en gran medida del largo del dren. Así, mientras mayor sea el riesgo, más corto debe ser el dren. El largo recomendado varía entre 20 y 100 metros. Para el diseño se debe establecer

como norma que a mayor pendiente menor largo, con el fin de evitar colapso por erosión.

Pendiente del dren y construcción.

La pendiente influye sobre la estabilidad del dren a través de la acumulación de agua dentro del túnel y de la erosión. En la práctica, el almacenamiento prolongado de agua, hasta una altura igual o superior a la mitad del diámetro, aumenta rápidamente el riesgo de colapso del dren. Asimismo, deben evitarse al máximo las pendientes negativas por cuanto en esas condiciones los riesgos son aún mayores.

La pendiente óptima del dren es 1,5 a 2,5 por mil, pendientes excesivas pueden causar erosión al interior del dren y posteriormente su colapso. Pendientes inferiores son adecuadas, siempre que no tengan valores negativos. En general, la pendiente de los drenes es igual a la pendiente media del terreno y usualmente no existe una forma de control independiente, puesto que por diseño la maquinaria trabaja a una profundidad constante.

Durante la etapa de construcción, es fundamental controlar que el pie del topo se desplace a la profundidad deseada, paralelo a la superficie del suelo. Pequeñas ondulaciones o irregularidades del terreno pueden causar variaciones en la pendiente general del dren afectando severamente su futuro funcionamiento. De acuerdo con lo anterior, una etapa de gran importancia previo a la construcción del dren es el acondicionamiento (nivelación y/o emparejamiento) del terreno. Igualmente importante resulta el tipo de implemento que se use. Los más usados se indican en la Figura 7.17. En la X Región del sur de Chile, se utiliza con bastante éxito un implemento en la barra de tiro accionado por animales o tractor según las condiciones del terreno.

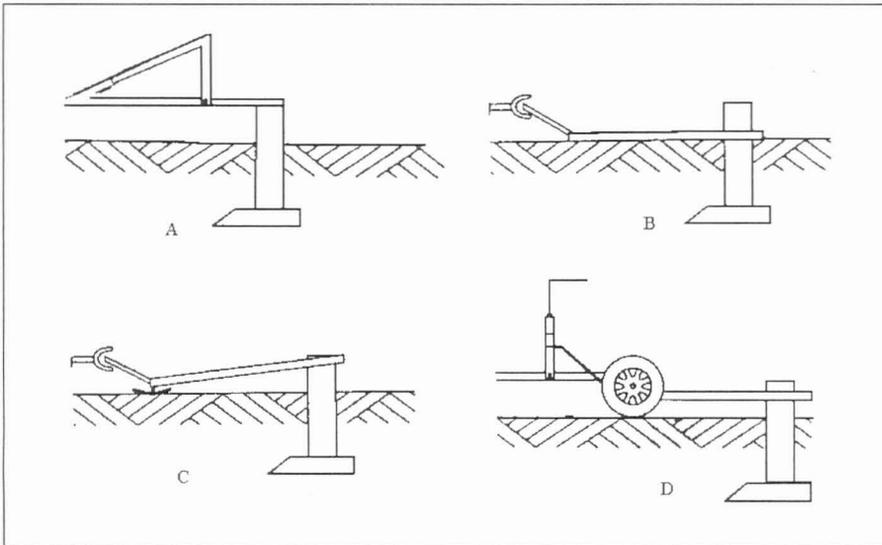


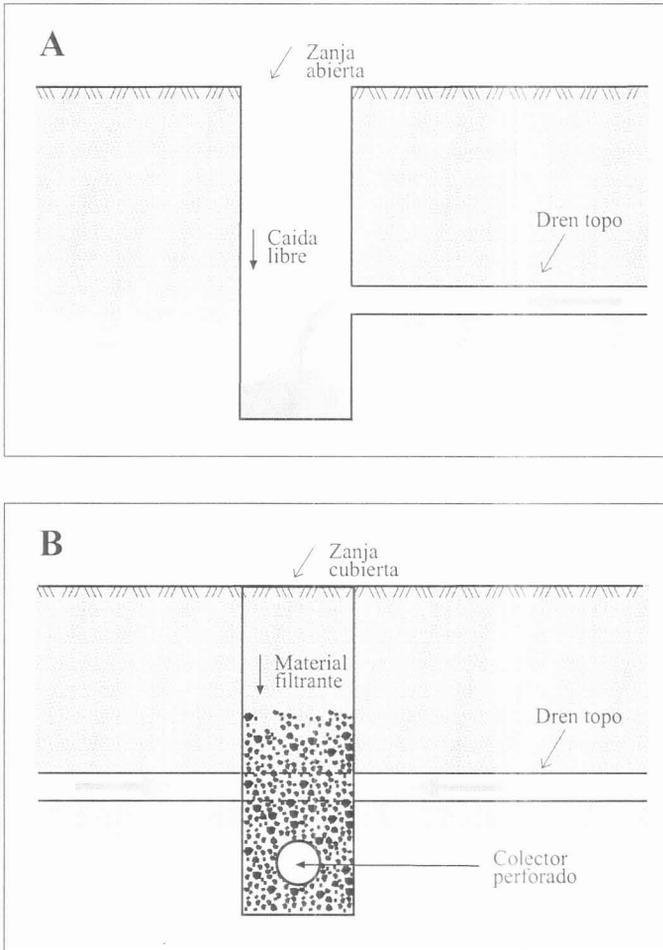
Figura 7.17 *Diferentes equipos para construir drenes topo.*
 A. *Enganche de tres puntos.*
 B. *De tiro.*
 C. *De tiro con patín.*
 D. *De tiro con rueda amortiguadora.*

Estructuras de salida del dren.

Las alternativas más comunes son:

- a) Salida directa a una zanja abierta de una profundidad tal que garantice la caída libre de aguas desde los drenes (Figura 7.18 A).
- b) Descarga a una zanja de relleno donde se ha instalado previamente un dren de tubo con abundantes piedras y grava como material envolvente que actúa como colector (Figura 7.18 B).

La primera alternativa es recomendable en suelos planos y donde la construcción de zanjas abiertas no represente dificultades. La segunda alternativa es particularmente útil en suelos que presentan depresiones localizadas, en cuyo caso el dren entubado se ubica en el punto más bajo y los drenes topo se trazan perpendicularmente a lo largo de la tubería.



*Figura 7.18
Estructura de
descarga de un dren
topo.*

- A. Descarga en
colector abierto.
B. Descarga en
colector
superficial.*

7.4. DRENAJE DE AREAS CON PENDIENTE.

El drenaje de áreas con pendiente (mayores de 2%) está estrechamente relacionado con el control de la erosión. Los métodos existentes intentan crear las condiciones apropiadas para regular o interceptar el flujo superficial que se puede acumular en las depresiones del terreno y/o alcanzar velocidades excesivas, causando erosión del suelo. Las técnicas de terraceo, que a menudo se emplean para drenaje y el control de la erosión y conservación del agua, son:

- a) Sistemas de drenaje perpendicular a la pendiente.
- b) Terrazas de control de erosión.
- c) Drenaje interceptor.

7.4.1. Drenes perpendiculares a la pendiente.

Este sistema, conocido también como terrazas Nichols, consiste en un dren y terraza nivelada como se indica en la Figura 7.19. Se usa fundamentalmente en terrenos que tienen una pendiente igual o inferior al 4% y donde los sistemas sugeridos para áreas planas son impracticables debido al riesgo de erosión. Se asemeja al sistema de drenes paralelos para áreas planas. Es efectivo en suelos con condiciones de drenaje pobres, de pendiente regular, pero con gran cantidad de depresiones.

Los drenes se construyen casi paralelos a la curva de nivel del suelo, con una pendiente entre el 1 y el 10 por mil, dependiendo de la topografía. La superficie del terreno debe ser emparejada para que el agua escurra libremente. Los drenes, según se indica en la Figura 7.19 pueden ser de forma triangular o trapezoide, con taludes de 4:1 a 10:1. El área transversal varía entre 0.4 y 0.7 m²; la profundidad puede variar entre 0.15 y 0.25 metros y el largo máximo alcanzar entre 300 a 400 metros. La distancia entre drenes depende de la pendiente del terreno, la intensidad de la lluvia, la erodabilidad del suelo y las especies que se cultivarán, sin embargo, generalmente fluctúa entre 30 y 45 metros.

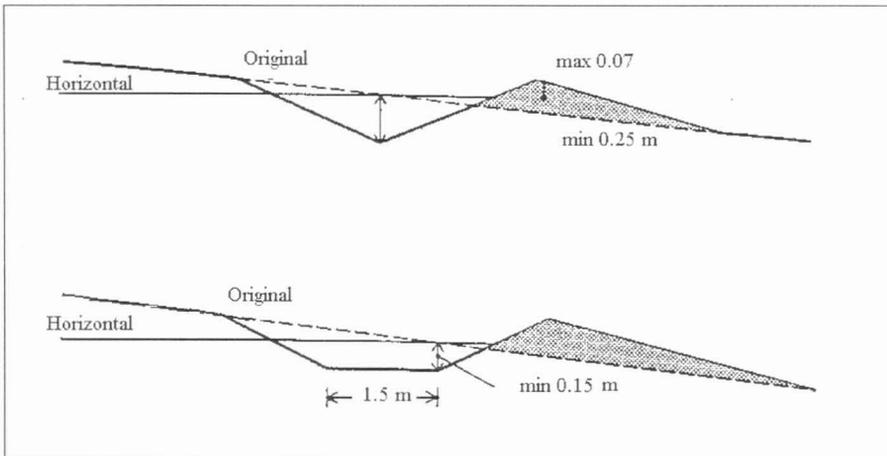


Figura 7.19. Sistema de drenaje perpendicular a la pendiente.

Una característica fundamental de este sistema es que entre el 80 y 100% del agua contenida en el dren se encuentra bajo el nivel original del suelo, que induce a reducir el riesgo de rotura de la terraza ubicada aguas abajo.

7.4.2. Terrazas para control de la erosión.

La terraza de erosión, conocida también como terraza tipo Magnum, se usa en terrenos hasta 10% de pendiente. La diferencia fundamental con el tipo anterior es que en este caso el material extraído para hacer el dren se utiliza para formar un dique aguas abajo (Figura 7.20).

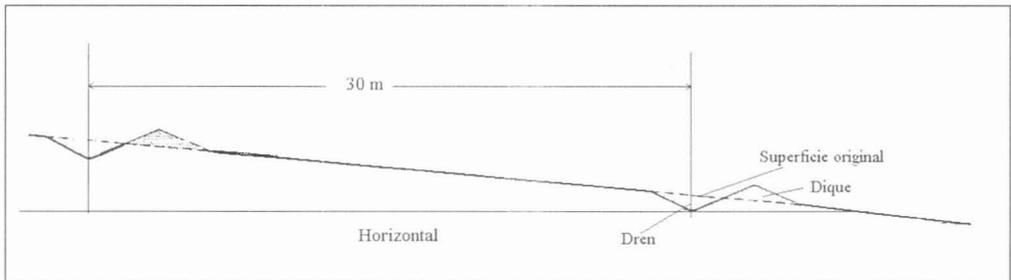


Figura 7.20. Terraza para control de la erosión.

Debido a la fuerte pendiente del terreno, en este tipo de terrazas por lo general sólo el 50% del agua almacenada se encuentra bajo el nivel del terreno. Los drenes también se construyen casi paralelos a las curvas del nivel del suelo, con pendientes entre el 1 y 6 por mil. Debe tenerse especial cuidado que la velocidad del agua entre terrazas no exceda 0.6 m/seg. En terrenos arenosos la velocidad del agua no debe exceder 0.3 m/seg.

7.4.3. Drenes interceptores.

Los drenes interceptores, se utilizan generalmente cuando la fuente de recarga de la napa freática, no es local sino externa, es decir, que la recarga no está sobre el mismo terreno por drenar, como en el caso de recarga por lluvia o riego, sino que proviene de otras áreas externas difusas o localizadas. Esta situación, se presenta frecuentemente en el valle central de Chile en los substratos aluviales presentes. En este caso, una parte importante de los

excedentes de riego, lluvia y/o filtraciones de canales se moviliza lateralmente a través de dichos substratos, generando problemas de drenaje en aquellos lugares donde el depósito superior del suelo es más delgado.

La teoría de esta forma de drenaje no está tan desarrollada como la del drenaje subterráneo con una fuente local de recarga. El caso más simple de intercepción es aquél en que se tiene que drenar una napa freática de pendiente uniforme que fluye sobre un lecho relativamente impermeable y cuya fuente de recarga constante se encuentra en algún lugar alejado, aguas arriba de la napa. El análisis matemático de este caso fue realizado por Glover y presentado por Donnan (Van Hoorn y Van der Molen, 1974).

De acuerdo a la ley de Darcy antes de instalar los drenes se tiene que (Figura 7.21):

$$q = K \times H \times S \quad \text{Ec.7.1}$$

donde:

q = flujo de agua por unidad de ancho del acuífero ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$).

K = conductividad hidráulica ($\text{m}/\text{día}$).

H = espesor del acuífero saturado, sobre la napa impermeable (m).

$S = \text{tg}\alpha =$ gradiente hidráulico de la napa freática.

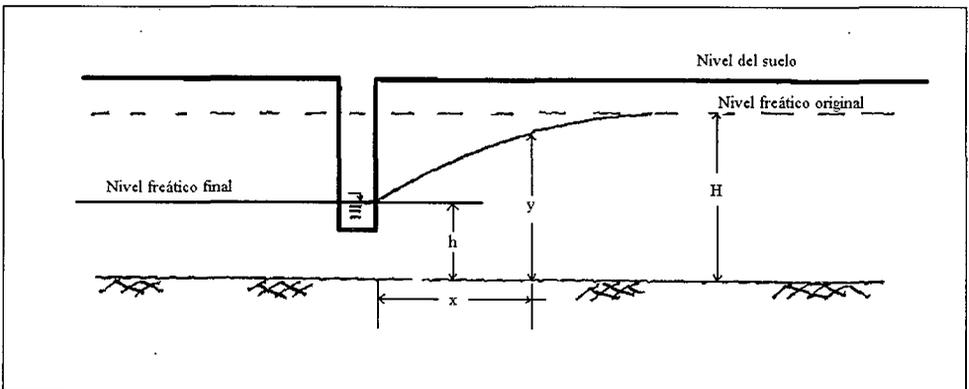


Figura 7.21. Geometría de un dren interceptor (Van Hoorn y Van der Molen, 1974).

Con la presencia de los drenes interceptores se establece una nueva situación en estado permanente y se tiene que:

$$q = K y \left(S + \frac{dy}{dx} \right) \quad \text{Ec.7.2}$$

donde:

y = espesor del acuífero saturado sobre la capa impermeable a una distancia x del dren interceptor (m).

dy/dx = gradiente hidráulico de la napa freática a una distancia x del dren interceptor (m/m).

En el lado aguas arriba de un dren interceptor (recuerde que los interceptores se diseñan en dirección perpendicular al flujo de agua) el volumen de agua que llega al dren es siempre el mismo.

Luego de integrar la ecuación 7.2, es posible obtener la distancia (x) hasta la cual es efectivo el dren, aguas arriba del mismo, tal que:

$$x = \frac{I}{S} \left[H \ln \frac{H-h}{H-y} + (h-y) \right] \quad \text{Ec.7.3}$$

donde:

x = distancia hasta el punto donde se alcanza la altura de agua y (m).

h = espesor de la lámina saturada sobre la capa impermeable aguas abajo del dren interceptor (m).

A veces se acepta que, aguas abajo del dren interceptor, la napa freática tendrá la misma pendiente que la que tenía antes de la existencia del dren, pero localizada en un nivel más bajo de tal manera que su punto de partida es el nivel de agua en el dren interceptor.

Debe recordarse que la ecuación 7.3 ha sido derivada sin tomar en cuenta la resistencia radial cerca del dren interceptor, ni la existencia de un suelo estratificado con diferente permeabilidad, ni otras fuentes adicionales de recarga como precipitación o excesos de riego. Cuando el flujo radial hacia los drenes es importante, es muy probable que el nivel y la pendiente de la

napa freática aguas abajo del dren interceptor no sea como el que se logra dentro del dren.

Para el diseño de la capacidad del dren, se debe conocer la cantidad de agua interceptada. Esta cantidad del flujo interceptado, q_i está dado por:

$$q_i = q \frac{H - h}{H} \quad \text{Ec.7.4}$$

donde:

q_i = flujo de agua interceptado por unidad de ancho del acuífero ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$).

q = flujo de agua por unidad de ancho del acuífero tal como se definió para la ecuación 7.1 ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}$).

H y h = anteriormente definidos.

Para disminuir la influencia del flujo radial alrededor del dren será siempre recomendable hacer el interceptor relativamente ancho y profundo.

Ejemplo 7.1.

Como su nombre lo indica, un dren interceptor se construye cuando se desea interceptar flujos de agua que provienen de áreas vecinas regadas, canales o esteros, que al ingresar a otra área ubicada en posición más baja crean un problema de drenaje. Si el flujo en cuestión es subsuperficial, es indispensable determinar dos variables: la distancia efectiva aguas arriba del dren (Ecuación 7.3) y el caudal interceptado (Ecuación 7.4).

De acuerdo al diagrama de la Figura 7.21, asumamos los siguientes datos:

$$K = 10.00 \text{ m/día.}$$

$$S = 0.008 \text{ (8 por mil).}$$

$$H = 6.0 \text{ m.}$$

$$h = 4.0 \text{ m.}$$

$$y = 4.5 \text{ m.}$$

Según ecuación 7.3

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

$$x = \frac{I}{0.008} \left[6.0 * \ln \frac{6-4}{6-4.5} + (4-4.5) \right]$$

$$x = 151 \text{ m}$$

Consecuentemente, el dren tiene una efectividad de 151 metros aguas arriba del mismo, hasta donde se tiene una altura del nivel freático (medido desde el estrato impermeable), igual o superior a 4.0 metros.

Según ecuación 7.4, el caudal total que fluye hacia el dren es:

$$q = K * H * S = 10 * 6.0 * 0.008 = 0.48 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Según ecuación 7.4, el caudal interceptado es:

$$q = q \frac{H-h}{H} = 0.48 \frac{6.0-4.0}{6.0} = 0.160 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

$$= 0.0019 \text{ l/s/m}$$

Si el largo del dren es 200 metros, significa que el caudal total interceptado será de 0.38 l/s.

7.5. DISEÑO DEL SISTEMA.

El diseño de un sistema de drenaje superficial comprende las siguientes etapas: cálculo de la recarga o coeficiente de drenaje; trazado de la red de drenaje y dimensionamiento de la red.

7.5.1. Cálculo de la recarga.

Es frecuente que en el diseño de drenes superficiales no se determine la recarga efectiva o coeficiente de drenaje sino que la capacidad de los drenes se determine directamente a partir de la escorrentía máxima obtenida a través de alguno de los métodos conocidos tales como la ecuación racional, el método de la curva número, el método de Cook o cualquier otro que se encuentra en la literatura (ver Capítulo V).

Los sistemas de drenaje superficial controlan el exceso de agua de precipitación y las pérdidas superficiales de agua de riego. En zonas regadas, las descargas superficiales máximas de agua lluvia ocurren fuera de la estación de riego por lo tanto no son simultáneas a las pérdidas por riego.

Los drenes superficiales no se dimensionan para la descarga de diseño de agua de escorrentía, por ser su capacidad generalmente mayor que la requerida para la descarga máxima. Esto se debe a que la sección hidráulica mínima, depende comúnmente más de las necesidades de control de erosión, de manejo del suelo y de los equipos empleados en la construcción, más que de la capacidad de descarga de agua. Excepcionalmente, la red de zanjas abiertas se dimensiona buscando la capacidad de almacenamiento de agua que permita disminuir la descarga máxima de agua de escorrentía.

Sin embargo, se debe calcular para el diseño de la red principal de drenaje, ya que sobre esta descarga y sobre la descarga debida al drenaje subsuperficial, se dimensionan los drenes colectores y los canales principales. Para la obtención del coeficiente de drenaje superficial es necesario conocer de antemano ciertos valores de diseño que dependen de la finalidad del sistema y de consideraciones técnico- económicas. Estos valores son el **tiempo de drenaje** y el **período de retorno**.

El tiempo de drenaje depende del cultivo y está determinado por la tolerancia del cultivo a condiciones de inundación. En la literatura no existen suficientes antecedentes que permitan clasificar las especies según su grado de sensibilidad al exceso de agua. No obstante, se puede utilizarse los datos indicados en la Tabla 5.7 (pág. 91).

En cuanto al período de retorno (T), éste dice relación con el tiempo de recurrencia para el cual se realiza el diseño. No existiendo otro tipo de indicaciones, debemos entender que, al igual como para calcular la recarga para drenes subsuperficiales, éste debiera ser de 5 años. La metodología para calcular la recarga o coeficiente de drenaje se explicó detalladamente en el Capítulo V.

7.5.2. Trazado de la red de drenaje.

Las aguas de drenaje provenientes de drenes de campo (laterales y colectores) deben conducirse hacia un dren principal y desde ahí a un lugar de descarga natural de las aguas (estero, quebradas, etc.). En lo posible cada uno de los drenes debe descargar sus aguas en forma libre (0,20-0,30 metros de diferencia de cota) para evitar sedimentación, erosión o ingreso de aguas a los terrenos cultivados.

En términos generales, el trazado de la red de drenaje debe consultar los siguientes aspectos:

- a) Procurar utilizar los drenes naturales o canales de drenaje ya existentes.
- b) El canal debe ser capaz de recolectar toda el agua del área que sirve.
- c) La salida debe ser conveniente (técnica y económicamente hablando).
- d) En lo posible los drenes deben estar localizados en los sitios más bajos del terreno.
- e) Las pendientes deben ser tales que no provoquen sedimentación ni erosión.

En áreas con pendiente, donde los drenes o zanjas se trazan casi paralelos a las curvas de nivel, la eliminación de las aguas debe hacerse necesariamente mediante colectores que corren en el mismo sentido de la pendiente. Esto implica la necesidad de construir estructuras tales como saltillos, pedraplenes y construcción de canales con vegetación, para impedir la erosión. Los drenes colectores pueden ser de sección parabólica, triangular o trapezoidal; Los taludes, no mayores de 4:1 para permitir el paso de maquinaria y el ancho de fondo, no inferior a 2,5 metros.

7.5.3. Dimensionamiento de la red de drenaje.

Una vez trazada la red es necesario proceder al cálculo de la capacidad de los drenes y el diseño de los canales.

Cálculo de la capacidad.

Esta se obtiene conociendo el coeficiente de drenaje y el área de drenar por cada dren.

Ejemplo:

Coeficiente de drenaje (C_d) = 91 mm = 10,5 l/s/ha

Area (A) = 12 ha

Capacidad ($Q = C_d * A$) = 10,5 * 12 = 126 l/s

Diseño definitivo.

Los factores a considerar en el diseño definitivo son los mismos que en el diseño de un canal y por escapar a los objetivos de este Manual no se analizan. Sin embargo, es conveniente recordar que estos factores de diseño son:

- a) Coeficiente de rugosidad de Manning (n)
- b) Velocidad máxima permisible
- c) Sección típica (máxima eficiencia)
- d) Profundidad del agua (tirante)
- e) Talud
- f) Base del dren

Para el diseño de los drenes se usa la fórmula de Manning ya mencionada en capítulos anteriores. Los siguientes factores deben considerarse al ajustar el tirante del agua, base y taludes para obtener la sección requerida.

- a) Un dren profundo (con tirante alto) proporciona una mayor velocidad que uno superficial (de tirante pequeño).
- b) Un dren profundo favorece el drenaje subsuperficial (aunque no es ese el objetivo de su diseño).
- c) Un dren profundo probablemente tenga una vida útil mayor por cuanto la sedimentación causa menor obstrucción o desbordamiento.
- d) Un canal superficial puede ser más fácil de mantener que uno profundo.

Para controlar la sedimentación inicial se pueden considerar algunos cambios en la sección de diseño. Estos son:

- a) Aumentar la sección en un 20%.
- b) Aumentar la base pero no la boca del dren. En suelos arenosos esto puede ser contraproducente por cuanto aumenta el talud y hay mayores riesgos de derrumbes.
- c) Aumentar la profundidad total del dren en 20 ó 30 centímetros manteniendo el mismo talud.

7.6. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Cavelaars, J.C.; W.F. Vlotman and G. Spoor. 1994. Subsurface drainage systems. In. Ritzema, H.P. (ed). Drainage principles and applications. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). The Netherland. Publication 16. pp 827-930.
- Raadsma, S. and F.E Schulze. 1974. Surface field drainage systems. In. ILRI (ed). Drainage principles and applications. Publication 16 ,Chaper 28. The Netherland.
- SCS-USDA. 1973. Drainage of agricultural land. A practical handbook for the planning. design, construction and maintenance of agricultural drainage system. Water Information Center, INC., N.Y.
- Schwab, G.O.; R.K. Frevert; T.W. Edminster and K.K. Barnes. 1981. Soil and water conservation engineering. John Wiley and Sons, N.Y.
- Van Hoorn, J.W. and W.H. Van der Molen. 1974. Drainage of sloping lands. In ILRI (ed). Drainage principles and applications. Publication 16, Chapter 34. The Netherland.

CAPITULO VIII.

DISEÑO DE DRENES SUBSUPERFICIALES.

8.1. INTRODUCCION.

Un sistema de drenes subsuperficiales tiene como objetivo fundamental el control de la profundidad de la napa freática, de forma que el balance de agua y sales dentro de la zona radicular sea el óptimo para los requerimientos del cultivo, en una condición de clima y suelos específica.

Consta fundamentalmente de tres tipos de drenes: laterales, colectores y dren principal. Los drenes laterales generalmente se disponen paralelos unos a otros y tienen como misión principal el control de la profundidad de la napa. Los drenes colectores, aunque eventualmente también drenan el terreno adyacente, su misión fundamental es transportar el agua extraída por los laterales hasta el dren principal donde se produce la descarga del sistema.

El dren principal, que puede ser artificial o natural (río, estero, etc.), es el que en definitiva recoge los excedentes provenientes de varios sistemas.

La relación entre laterales y colectores puede ser simple o compuesta. Se entiende por una red simple cuando laterales de tubo descargan en colectores zanja. Se entiende por una red compuesta cuando laterales de tubo o zanja descargan en colectores de tubo o zanja, respectivamente. Como se señalará más adelante, la primera forma de diseño (tubo-zanja) es la más frecuentemente utilizada por las ventajas que tiene para el mantenimiento de la red.

Según lo anterior, entonces, cuando se habla de diseño de drenes subsuperficiales estamos hablando de las características agronómicas, hidráulicas e ingenieriles que deben cumplir los laterales de un sistema de drenaje de modo de satisfacer los requerimientos de uno o más cultivos. En otras palabras, esto significa la definición de las características de diseño y las características constructivas del sistema.

En términos generales podemos señalar que definir las características de diseño significa definir los parámetros y criterios necesarios para determinar el espaciamiento y las características hidráulicas de los laterales para conducir los caudales de diseño. En cuanto a los aspectos constructivos, éstos son fundamentalmente la definición de la disposición de los drenes, los materiales que se utilizarán y las técnicas de construcción que se emplearán. En las secciones siguientes de este capítulo se hace una revisión de cada uno de estos aspectos.

8.2. PARAMETROS Y CRITERIOS DE DISEÑO.

En el contexto de este Manual, hemos definido como “parámetros de diseño”, todas aquellas características físicas o permanentes que definen el sistema. Tales parámetros son: la conductividad hidráulica del suelo, el espacio poroso drenable y el espesor de la región de flujo. Estos parámetros de diseño fueron abordados detalladamente en el Capítulo VI.

Por otra parte, hemos dicho que “criterios de diseño” son aquellos aspectos del diseño que pueden ser interpretados o manejados por el diseñador o consultor, ya sea para satisfacer requisitos internos específicos impuestos por el medio donde se desea implantar el sistema de drenes o para

satisfacer requisitos externos al sistema que pueden condicionar su construcción. Dichos criterios de diseño son: la recarga que debe extraer el sistema, la profundidad del nivel freático en el punto medio entre los drenes, la carga hidráulica, el tiempo entre dos posiciones de la napa, la profundidad de los drenes y el radio de la tubería o la sección de la zanja, según sea el caso. Es necesario recordar que la formulación de dichos criterios se realiza separando la temporada de riegos de la estación de lluvias, particularmente porque la recarga varía entre una estación y otra. La formulación de estos criterios se trató en el Capítulo V.

8.3. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES.

El objetivo fundamental de determinar y definir los parámetros y criterios de diseño es para disponer de los elementos de juicio necesarios para proceder al cálculo del espaciamiento o distancia que debe existir entre dos laterales bajo una cierta condición de suelo, clima y cultivo. Dicha distancia se calcula mediante ecuaciones que son expresiones matemáticas deducidas por simplificación de la teoría del flujo del agua subterránea, bajo ciertas condiciones límites preestablecidas. Tales ecuaciones se agrupan en dos grandes categorías: ecuaciones para régimen permanente y ecuaciones para régimen no permanente.

De acuerdo a una encuesta realizada por FAO (1980) a numerosos especialistas, fue posible concluir que: “El uso de las ecuaciones para régimen permanente o no permanente es en gran medida una opción personal. Como resultado de una larga experiencia utilizando ecuaciones para régimen permanente, son muchos los proyectistas que siguen utilizándolas indistintamente para cualquier condición. El uso actualmente creciente de las ecuaciones para régimen no permanente se debe fundamentalmente a la disponibilidad de nuevas técnicas de cálculo, que facilitan la aplicación de tales métodos, más que a una conveniencia de tipo técnico”.

La experiencia ha demostrado, además, que la única forma de tener respuestas confiables en relación al espaciamiento entre drenes es establecer áreas piloto en todos aquellos lugares donde se desea realizar proyectos de drenaje y allí experimentar diversas alternativas de espaciamiento, materiales envolventes, tuberías, etc., y seleccionar aquélla que mejor satisface las condiciones imperantes. En otras palabras, el cálculo del espaciamiento

mediante el uso de fórmulas debe considerarse sólo como de tipo referencial, independientemente de la precisión matemática que se obtenga en la solución de las mismas.

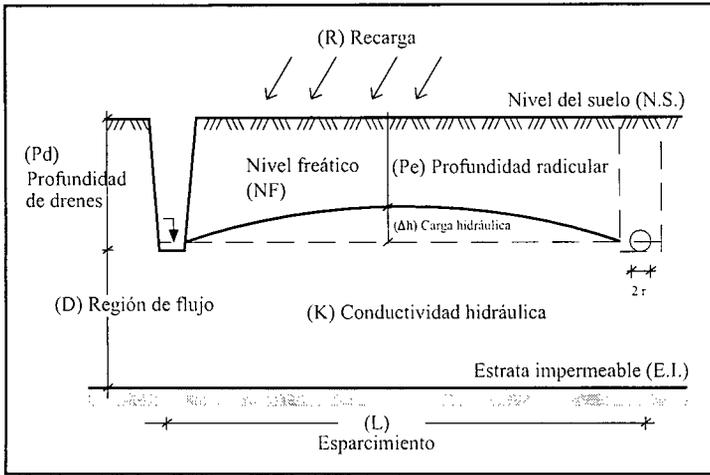
Pese a lo indicado en los párrafos precedentes, a continuación se analizan algunas de las ecuaciones más ampliamente utilizadas, válidas para las condiciones de régimen que se indican.

8.3.1. Ecuaciones para régimen permanente.

Una condición de régimen permanente o estacionario es aquella en la cual la cantidad de agua que entra al sistema es igual a la que sale. En este caso el **sistema** consiste en una serie de drenes paralelos como el que se indica en la Figura 8.1, donde la cantidad de agua que entra está dada por la recarga (R) que puede ser precipitación, riego o filtraciones (en forma individual o combinada), y la cantidad de agua que sale a través de los drenes, por la descarga (Q). Bajo tales condiciones el balance de aguas de la zona saturada se encuentra en equilibrio y la posición de la napa freática no cambia, siendo la carga hidráulica (Δh) función exclusivamente de la distancia desde el nivel freático en el punto medio entre dos drenes y el nivel de agua dentro de éstos.

Como podrá deducirse fácilmente, ésta es una condición difícil de encontrar en la naturaleza y sólo se da cuando la recarga es de baja intensidad y constante en el tiempo como sería el caso de lluvias moderadas de larga duración. No obstante, las ecuaciones que responden a esta condición son de uso común debido fundamentalmente a su simplicidad y facilidad de cálculo.

Para el cálculo del espaciamiento bajo una condición de régimen permanente es necesario conocer o definir; la conductividad hidráulica del o los estratos que componen la región de flujo (K); el espesor de la región de flujo (sobre y bajo los drenes); la profundidad a la napa en el punto medio entre laterales (Pe); la profundidad de los drenes (Pd); la carga hidráulica (Δh); la profundidad desde la base de los drenes al estrato impermeable (D) y la recarga (R). Todas estas variables están debidamente individualizadas en la Figura 8.1.



*Figura 8.1.
Diagrama
generalizado para
una condición de
régimen
permanente.*

Existe una serie de fórmulas para el cálculo del espaciamiento bajo condición de régimen permanente. En las secciones siguientes se analizan algunas de estas ecuaciones, evitando entrar en consideraciones teóricas para hacer énfasis en los aspectos prácticos de cada caso. El ordenamiento de dichas ecuaciones se hace a partir de las diferentes situaciones que el consultor puede enfrentar en la solución de un problema real.

SUELO HOMOGENEO, UNA ESTRATA.

CASO 1: Drenes zanja hasta el estrato impermeable, alto nivel de agua dentro de la zanja (Figura 8.2.).

Bajo tales condiciones es posible aplicar la siguiente ecuación:

$$L^2 = \frac{4K(H^2 - D^2)}{R} \quad \text{Ec.8.1}$$

o bien:

$$L^2 = \frac{8KD\Delta h + 4K\Delta h^2}{R} \quad \text{Ec.8.2}$$

donde:

L = espaciamiento (m).

K = conductividad hidráulica (m/día).

D = distancia del nivel de agua en la zanja al estrato impermeable (m).

$$H = D + \Delta h \text{ (m)}$$

$$\Delta h = \text{carga hidráulica (m)}$$

$$R = \text{recarga (m/día)}$$

Es posible demostrar que en la ecuación 8.2. el término $(8KD\Delta h)/R$ representa el flujo bajo los drenes y la expresión $(4K\Delta h^2)/R$ representa el flujo sobre los drenes.

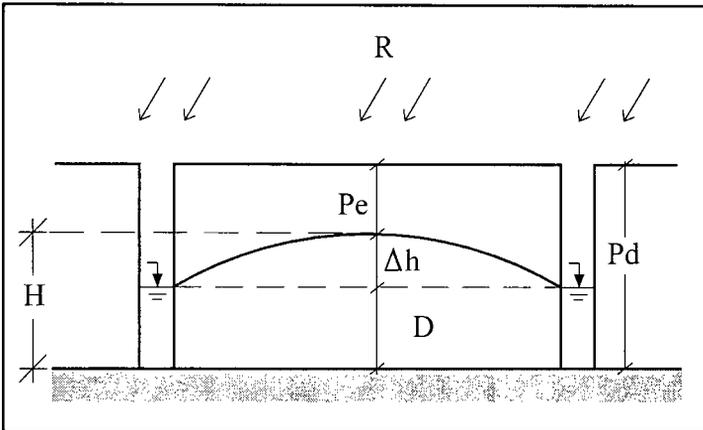


Figura 8.2. Drenes zanja hasta el estrato impermeable, alto nivel de agua dentro de la zanja.

R = recarga

Pe = profundidad efectiva

Pd = profundidad del dren

Δh = carga hidráulica

D = región de flujo bajo los drenes

H = Región total de flujo

Ejemplo 8.1.

Asumamos que un suelo homogéneo, sometido a una recarga de 15 mm/día (0.015 m/día), tiene una profundidad de 2.0 metros y una conductividad hidráulica de 1.0 m/día. Se requiere una profundidad radicular efectiva (P_e) de 1.2 metros. Se pretende construir zanjas que lleguen hasta el estrato impermeable. La carga hidráulica será de 0.3 m. Según la Figura 8.2, tenemos:

$$H = 0,8 \text{ m}$$

$$D = 0,5 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,3 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación 8.1, el espaciamiento es:

$$L^2 = \frac{4 * 1,0 * (0,8^2 - 0,5^2)}{0,015} = 104 \Rightarrow L = 10 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación 8.2, el espaciamiento es:

$$L^2 = \frac{8 * 1,0 * 0,5 * 0,3 + 4 * 1,0 * 0,3^2}{0,015} = 104 \Rightarrow L = 10m$$

Obviamente, el resultado es el mismo ya que la Ecuación 8.2 se deriva de la Ecuación 8.1.

CASO 2: Drenes de tubo o zanja en el estrato impermeable, con reducido nivel de agua (Figura 8.3.).

Puesto que en este caso la altura de agua alcanza sólo unos pocos centímetros por encima del estrato impermeable, se puede deducir fácilmente que no existe flujo bajo los drenes. Por lo tanto, despreciando el primer término de la ecuación 8.2. tenemos que el espaciamiento es:

$$L^2 = \frac{4K \Delta h^2}{R} \tag{Ec.8.3}$$

donde:

- L = espaciamiento (m).
- K = conductividad hidráulica (m/día).
- Δh = carga hidráulica (m).
- R = recarga (m/día).

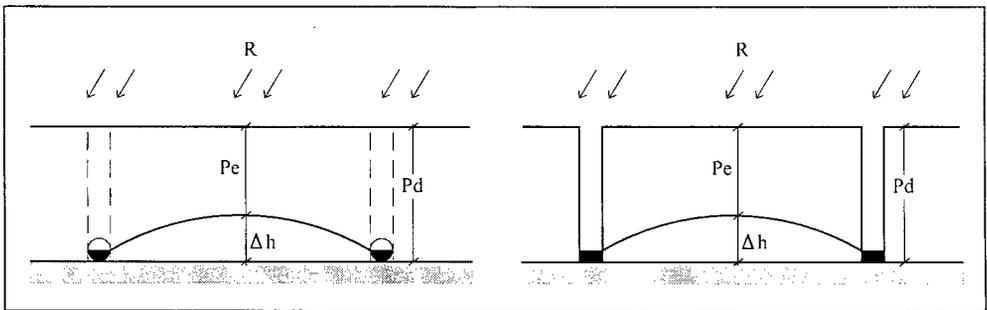


Figura 8.3. Drenes tubo o zanja en el estrato impermeable, bajo nivel de agua.

- R = recarga
- P_e = profundidad efectiva
- P_d = profundidad del dren
- Δh = carga hidráulica

Ejemplo 8.2.

Asumamos la misma situación del Ejemplo 8.1, pero ahora los drenes se ubican en el estrato impermeable. Si ese es el caso, podemos distinguir dos situaciones diferentes:

- a) Mantener la misma profundidad efectiva ($Pe=1.2$ m) y por lo tanto $\Delta h = 0.8$. Luego, según la ecuación 8.3:

$$L^2 = \frac{4 * 1,0 * 0,8^2}{0,015} = 170 \Rightarrow L = 13m$$

- b) Aumentar la profundidad efectiva a 1.7 m y mantener la misma carga hidráulica, $\Delta h = 0.3$ metros. Entonces:

$$L^2 = \frac{4 * 1,0 * 0,3^2}{0,015} = 24 \Rightarrow L = 5m$$

Como en este caso los drenes descansan en el estrato impermeable, no hay flujo bajo los drenes y el espaciamiento es considerablemente menor que en el Caso 1. Asimismo, se demuestra que al aumentar la carga hidráulica, aumenta el espaciamiento.

CASO 3: Drenes (tubo o zanja) que no alcanzan el estrato impermeable (Figura 8.4.).

Bajo tales circunstancias la primera parte de la ecuación 8.2. no es válida, puesto que al estar los drenes por encima del estrato impermeable, el flujo en la cercanía de éstos es de tipo radial. Para tomar este efecto en consideración, Hooghoudt introdujo el concepto de **estrato equivalente** (d) el cual se define como: “el espesor que tendría la región de flujo si éste fuese eminentemente horizontal”.

Consecuentemente, la ecuación 8.2 puede reescribirse como:

$$L^2 = \frac{8Kd\Delta h + 4K \Delta h^2}{R} \quad \text{Ec.8.4}$$

donde el significado de cada variable es el mismo señalado en la ecuación 8.2 y el estrato equivalente puede obtenerse de la siguiente manera:

Si $D < 1/4 L$

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}} \tag{Ec.8.5}$$

Si $D > 1/4 L$

$$d = \frac{L}{\frac{8}{\pi} \ln \frac{L}{u}} \tag{Ec.8.6}$$

donde:

- $u = b + 2 r_o =$ perímetro mojado (m).
- $b =$ base de la zanja de excavación (m).
- $r_o =$ radio interior de la tubería (m).

Si la zanja de excavación fuese muy angosta, ligeramente superior al diámetro de la tubería, el perímetro mojado puede calcularse simplemente como:

$$u = \pi * r_o$$

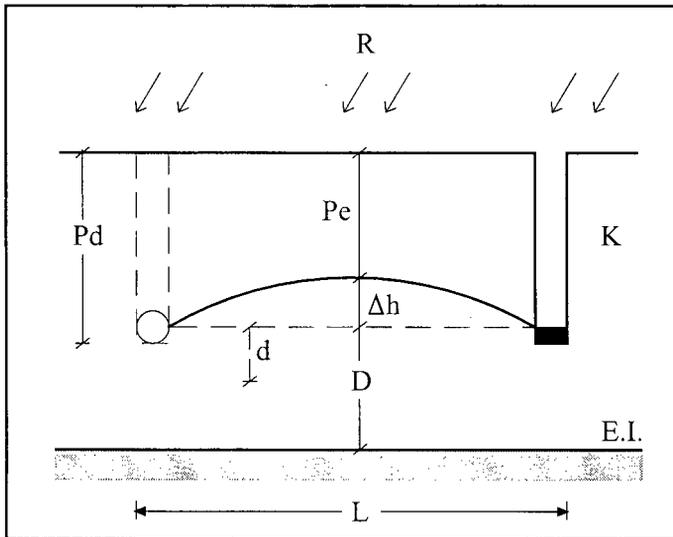


Figura 8.4. Drenes tubo o zanja encima del estrato impermeable.
 $R =$ recarga
 $P_e =$ profundidad efectiva
 $P_d =$ profundidad del dren
 $\Delta h =$ carga hidráulica
 $d =$ estrato equivalente
 $D =$ región de flujo bajo los drenes
 $K =$ conductividad hidráulica
 $L =$ espaciamiento entre drenes
 $E.I. =$ estrato impermeable

Ejemplo 8.3.

Consideremos la misma situación descrita en el Ejemplo 8.1. En este caso, sin embargo, se instalarán drenes de tubo de 100 milímetros de diámetro a 1.5 metros de profundidad. Según la Figura 8.4 tenemos.

P_e = profundidad efectiva = 1.2 m.

P_d = profundidad del dren = 1.5 m.

Δh = carga hidráulica = 0.3 m.

D = nivel de agua bajo dren = 0.5 m.

r_o = radio del dren = 0.05 m.

b = base zanja excavación = 0.5 m.

Aplicando la ecuación 8.4:

$$L^2 = \frac{8 * 1,0 * d * 0,3}{0,015} + \frac{4 * 1,0 * 0,3^2}{0,015}$$

$$L^2 = 160 * d + 24$$

Calculamos “d” a partir de la ecuación 8.5 por cuanto lo más probable es que $D < L/4$.

$$u = b + 2 r_o = 0,5 + 2 * 0,05 = 0,60 \text{ m.}$$

El cálculo de “d” requiere un proceso de iteración que consiste en asumir un cierto valor de L, calcular d y luego obtener L. Si el L calculado está dentro de un error menor o igual al 5% con respecto al valor asumido, se entiende como correcto. Por ejemplo:

$$\text{Si } L = 10\text{m} \Rightarrow d = \frac{0,5}{1 + \frac{8 \times 0,5}{\pi \times 10} \ln \frac{0,5}{0,6}} = 0,512$$

$$\text{luego } L^2 = 160 \times 0,512 + 24 = 105,92$$

$$L = 10 \text{ m.}$$

Como el L asumido es igual al L calculado, resulta que el espaciamiento correcto es 10 metros y como el resultado es igual al obtenido en el Ejemplo 8.1. se puede concluir que el efecto de la resistencia radial es despreciable. Esto es correcto debido a que el espesor de la región de flujo bajo el nivel de los drenes (D) es muy pequeño. La resistencia radial sería muy importante si dicha región de flujo fuera grande.

SUELO CONSTITUIDO POR DOS ESTRATOS.

Esta es una situación que se presenta muy frecuentemente en suelos de origen aluvial en que la conductividad hidráulica de la estrata superficial suele ser menor que la de la estrata más profunda. En este caso, el cálculo del espaciamiento entre drenes debe resolverse mediante aplicación de la ecuación de Ernst, la cual describe la pérdida de carga total (Δh_t) como la sumatoria de cuatro componentes (Figura 8.5), tal que:

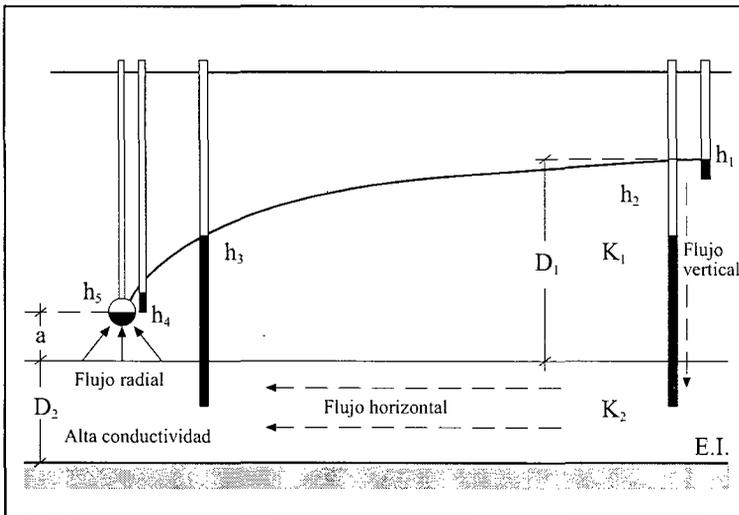


Figura 8.5. Componente del flujo hacia los drenes, según la teoría de Ernst.

- K_1 = conductividad hidráulica del estrato superior
- K_2 = conductividad hidráulica del estrato inferior
- D_1 = distancia desde el nivel del agua en el punto medio entre los drenes al límite de las estratas
- D_2 = espesor de la estrata inferior
- Δh = carga hidráulica
- E.I. = estrato impermeable

$$\Delta h_t = \Delta h_v + \Delta h_h + \Delta h_r + \Delta h_e \quad \text{Ec.8.7}$$

donde:

$$\begin{aligned} h_1-h_2 &= \Delta h_v = \text{pérdida de carga por flujo vertical (m)} \\ h_2-h_3 &= \Delta h_h = \text{pérdida de carga por flujo horizontal (m)} \\ h_3-h_4 &= \Delta h_r = \text{pérdida de carga por flujo radial (m)} \\ h_4-h_5 &= \Delta h_e = \text{pérdida de carga por flujo de entrada (m)} \\ h_1-h_5 &= \Delta h_t = \text{pérdida de carga total (m)} \end{aligned}$$

Según Ernst, cada componente se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta h_v = \frac{RD_v}{K_v}$$

$$\Delta h_h = \frac{RL^2}{8 \sum (KD)_h}$$

$$\Delta h_r = RW_r L$$

$$\Delta h_e = r_e q_u$$

Despreciando la componente Δh_e (a la cual nos referiremos en la Sección 8.7.3) y reemplazando las expresiones anteriores en la ecuación 8.7, tenemos que la ecuación general de Ernst es:

$$\Delta h_t = \frac{RD_v}{K_v} + \frac{RL^2}{8 \sum (KD)_h} + RW_r L$$

Reordenando los términos de la ecuación anterior e igualando a cero, resulta:

$$\frac{R}{8 \sum (KD)_h} L^2 + RW_r L + \frac{RD_v}{K_v} - \Delta h_t = 0 \quad \text{Ec.8.8}$$

donde:

$$\begin{aligned} L &= \text{espaciamiento (m)} \\ R &= \text{recarga (m/día).} \end{aligned}$$

$(KD)_h$ = transmisividad de la (s) estrata (s) a través de la(s) cual(es) ocurre flujo horizontal ($m^2/día$).

D_v = espesor de la estrata a través de la cual ocurre flujo vertical (m)

K_v = conductividad hidráulica vertical (m/día).

W_r = coeficiente de resistencia radial.

Δh_t = pérdida de carga total (m)

Para el correcto uso de la ecuación 8.8 se asume que el flujo vertical ocurre entre el punto mas alto del nivel freático y el nivel de los drenes y que el flujo horizontal y radial ocurre bajo el nivel de los drenes. Los Ejemplos 8.4, 8.5 y 8.6 ilustran esta situación según la posición del dren en un suelo estratificado.

La conductividad vertical es un dato del cual generalmente no se dispone. Sin embargo, y en atención a que la componente de pérdida de carga vertical en la mayoría de los casos no es muy grande, comparada con la pérdida de carga horizontal y radial, la conductividad vertical puede ser reemplazada por la conductividad horizontal (o promedio si es el caso), sin incurrir en un error importante.

En cuanto al coeficiente de resistencia radial (W_r), éste puede expresarse como:

$$W_r = \frac{l}{\pi K} \ln \frac{a D_r}{u} \quad \text{Ec.8.9}$$

donde:

K_r = conductividad hidráulica radial (m/día).

a = factor geométrico de resistencia radial (adimensional).

D_r = espesor de la estrata en la cual ocurre flujo radial (m).

u = perímetro mojado del dren (m).

El factor geométrico (a) depende del perfil del suelo y la posición de los drenes. En un suelo homogéneo el factor geométrico es igual a uno ($a=1$). En un suelo estratificado el factor geométrico depende si los drenes están en la estrata superior o en la estrata inferior. Si los drenes se encuentran en la estrata inferior, se asume que el flujo radial se restringe a esta estrata y por lo tanto nuevamente $a = 1$. Si los drenes se encuentran en la estrata superior, el

valor del factor geométrico depende de la relación entre la conductividad hidráulica del estrato inferior (K_2) y el superior (K_1), tal que :

Si $K_2/K_1 < 0,1$ Estrata inferior se puede asumir impermeable, el suelo es homogéneo y por tanto $a = 1$

Si $0,1 < K_2/K_1 < 50$ El factor geométrico debe obtenerse de la Tabla 8.1, o la Figura 8.6.

Si $K_2/K_1 > 50$ Factor geométrico permanece constante ($a = 4$)

TABLA 8.1. FACTOR GEOMÉTRICO (a) SEGÚN ERNST (Van Beer, 1979).

K_2/K_1	D_2/D_1					
	1	2	4	8	16	32
1	2,0	3,0	5,0	9,0	15,0	30,0
2	2,4	3,2	4,6	6,2	8,0	10,0
3	2,6	3,3	4,5	5,5	6,8	8,0
5	2,8	3,5	4,4	4,8	5,6	6,2
10	3,2	3,6	4,2	4,5	4,8	5,0
20	3,6	3,7	4,0	4,2	4,4	4,6
50	3,8	4,0	4,0	4,0	4,2	4,6

Obtenidos los valores de cada variable, la ecuación 8.8 se reduce a una expresión del tipo:

$$A L^2 + B L + C = 0$$

donde:

$$A = \frac{R}{8 \sum (KD)_h}$$

$$B = RW_r$$

$$C = \frac{RD_v}{K_v} - \Delta h_t$$

que es una ecuación cuadrática y puede resolverse según:

$$L = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Ec.8.12

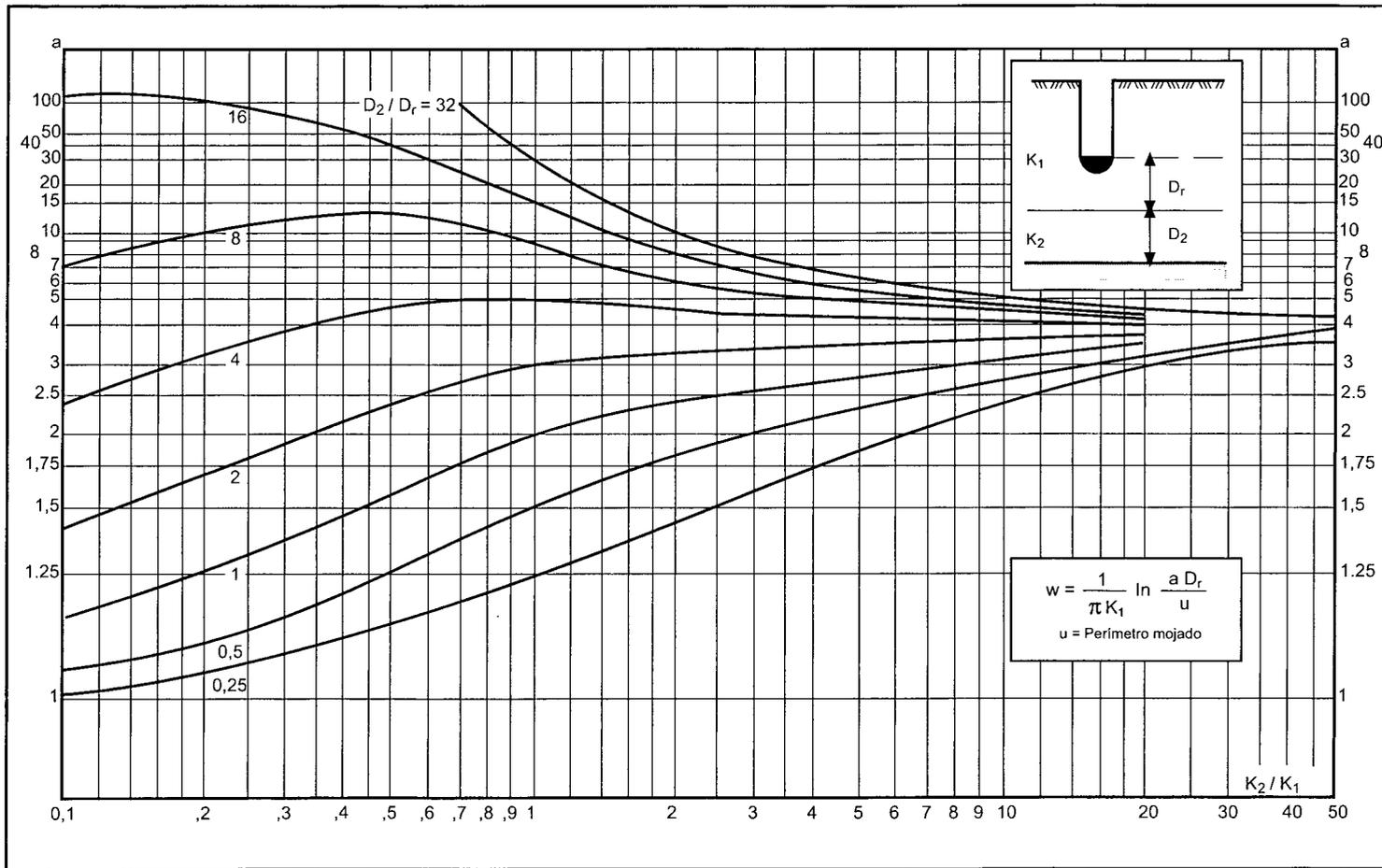


Figura 8.6. Diagrama para determinar el coeficiente de flujo radial (W_r).

Según la disposición que tengan los drenes es posible distinguir los siguientes casos: drenes ubicados en el estrato superior; drenes ubicados en el límite entre ambas estratas y drenes ubicados en el estrato inferior. La Figura 8.7 muestra esquemáticamente cada caso, cada uno de los cuales se analiza en las páginas siguientes.

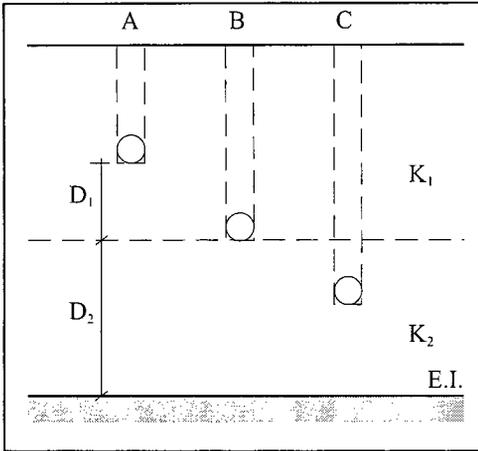


Figura 8.7. Ubicación del dren en un suelo constituido por dos estratas

- K_1 = conductividad hidráulica del estrato superior
- K_2 = conductividad hidráulica del estrato inferior
- D_1 = distancia desde el dren al límite de los estratos
- D_2 = espesor del estrato inferior
- E.I. = estrato impermeable

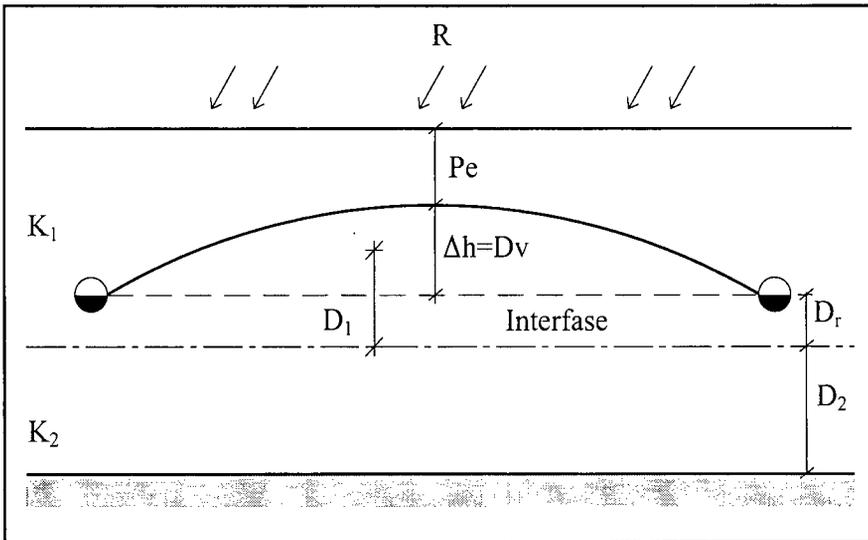


Figura 8.8. Suelo constituido por dos estratas. Drenes en el estrato superior

- Pe = profundidad efectiva
- D_1 = región de flujo horizontal
- K_1 = conductividad hidráulica estrato superior
- K_2 = conductividad hidráulica estrato inferior
- Δh = carga hidráulica
- D_2 = espesor estrato inferior
- R = recarga
- D_r = región de flujo radial

CASO 1. Drenes de tubo o zanja ubicados en el estrato superior (Figura 8.8).

Bajo tales condiciones se tiene que:

- $D_v = \Delta h$ debido a que no existe flujo vertical en la estrata inferior.
- $D_l = D_r + 0,5 \Delta h$ debido a que no es posible despreciar la transmisividad de la estrata superior.
- El flujo radial queda restringido a la estrata superior y el factor geométrico depende de la relación entre conductividades.

El ejemplo siguiente ilustra la aplicación de la ecuación de Ernst en estas condiciones:

Ejemplo 8.4.

Supongamos un suelo compuesto por dos estratas (Figura 8.8). El estrato superior tiene un espesor de 1,5 metros y el inferior de 2,0 metros. Las conductividades hidráulicas son $K_1 = 0,5$ m/día y $K_2 = 3,0$ m/día. Los drenes se instalarán a una profundidad de 1 metro y la profundidad efectiva será de 0,5 metros. La recarga es de 20 mm/día. Se usarán drenes de PVC corrugado de 100 milímetros de diámetro y se instalarán en el fondo de una zanja que tiene una base de 0,3 metros.

Con los datos anteriores obtenemos:

$$u = b + 2r_o = 0,3 + 2 * 0,05 = 0,4 \text{ m.}$$

$$D_l = D_r + 0,5 * \Delta h = 0,5 + 0,5 * 0,5 = 0,75 \text{ m.}$$

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{3,0}{0,5} = 6 \quad \text{y} \quad \frac{D_2}{D_1} = \frac{2,0}{0,75} = 2,67$$

De la Tabla 8.1 o Figura 8.6, se desprende que $a = 3,8$. Reemplazando este valor en la ecuación 8.9 y haciendo $K_1 = K_r$ puesto que los drenes se muestran ubicados en el estrato superior, tenemos:

$$W_r = \frac{1}{\pi * 0,5} \ln \frac{3,8 * 0,5}{0,4} = 0,637 \ln 4,75 = 0,99$$

Calculando separadamente cada componente de la ecuación 8.8 tenemos:

$$a) \frac{R}{8 \sum (KD)_h} L^2 = \frac{0,02}{8(0,5 * 0,75 + 3,0 * 2,0)} L^2 = 3,9 * 10^{-4} L^2$$

Observe que en este caso el flujo horizontal (D_h) ocurre desde $\frac{1}{2} \Delta h$ hasta el estrato impermeable (ver Figura 8.8).

$$b) R W_r L = 0,02 * 0,99 * L = 198 * 10^{-4} L$$

$$c) R \frac{D_v}{K_v} = \frac{0,02 * 0,5}{0,5} = 0,02$$

En este caso la región donde ocurre flujo vertical ($D_v = \Delta h$) es desde el nivel del agua en el punto medio entre los drenes al nivel de agua dentro de éstos.

Luego, según la ecuación 8.8:

$$3,9 * 10^{-4} L^2 + 198 * 10^{-4} L + 0,02 - 0,5 = 0$$

Amplificando por 100 para hacer la ecuación más manejable, tenemos:

$$0,039 L^2 + 1,98 L - 48 = 0$$

o bien :

$$L = \frac{-1,98 + \sqrt{1,98^2 + 4 * 0,039 * 48}}{2 * 0,039}$$

$$L = 17 \text{ m.}$$

CASO 2: Drenes ubicados en la interfase entre las dos estratas (Figura 8.9).

Esta situación puede resolverse indistintamente mediante la ecuación de Hooghoudt (Ec.8.4) o Ernst (Ec.8.8). Puesto que la primera de ellas es más simple y fácil de trabajar, se sugiere el uso de dicha ecuación que en este caso particular asume la siguiente forma:

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta h}{R} + \frac{4 K_1 \Delta h^2}{R} \quad \text{Ec.8.13.}$$

donde:

- K_1 = conductividad hidráulica del estrato superior (m/día).
 K_2 = conductividad hidráulica del estrato inferior (m/día).
 d = estrato equivalente (m).

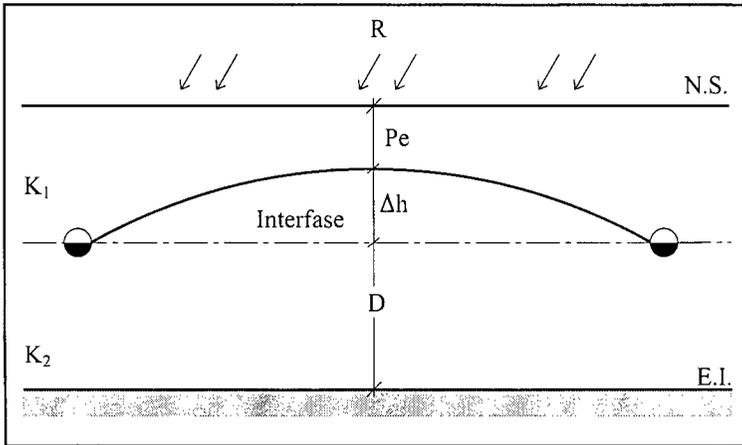


Figura 8.9. Suelo constituido por dos estratos. Drenes en la interfase.

- R = recarga
 P_e = profundidad efectiva
 Δh = carga hidráulica
 D = espesor estrato inferior
 K_1 = conductividad hidráulica estrato superior
 K_2 = conductividad hidráulica estrato inferior
 $E.I.$ = estrato impermeable
 $N.S.$ = nivel del suelo

Ejemplo 8.5.

Consideremos la misma situación del Ejemplo 8.4, pero ahora los drenes se ubican justo en la interfase entre las dos estratos (Figura 8.9). Los datos son:

$$\Delta h = 0,5 \text{ m.}$$

$$P_e = 1,0 \text{ m.}$$

$$K_1 = 0,5 \text{ m/día}$$

$$K_2 = 3,0 \text{ m/día}$$

$$D = 2,0 \text{ m}$$

$$L^2 = \frac{8 * 3,0 * d * 0,5}{0,02} + \frac{4 * 0,5 * (0,5)^2}{0,02} = 600 * d + 25$$

Para calcular “d” asumimos que $D < \frac{1}{4} L$, luego:

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$$

Asumiendo un valor de “L” para calcular “d” y luego recalculamos “L”, resulta:

$$\text{Si } L = 50 \quad \Rightarrow d = 1,72 \quad \Rightarrow L = 33$$

$$\text{Si } L = 32 \quad \Rightarrow d = 1,59 \quad \Rightarrow L = 31$$

De lo cual se deduce que el espaciamiento correcto en este caso es 32 metros, valor que es considerablemente mayor al que se obtiene cuando los drenes se instalan en la estrata superior. Esto se debe a la influencia del flujo horizontal a través de la estrata de mayor conductividad.

CASO 3: Drenes ubicados en el estrato inferior (Figura 8.10).

En este caso el flujo horizontal, vertical y radial son preponderantes, razón por la cual sólo se puede aplicar la ecuación de Ernst (ecuación 8.8). Bajo tales condiciones se tiene que:

- Podemos despreciar la resistencia vertical en la estrata inferior comparada con la que existe en la estrata superior.
- También podemos despreciar la transmisividad de la estrata superior ya que $K_1 < K_2$ y porque por lo general también $D_1 < D_2$.
- El flujo radial está restringido a la zona bajo los drenes (D_r), luego $a = 1$ y la ecuación 8.9 toma la forma :

$$W_r = \frac{l}{\pi K_2} \ln \frac{D_r}{u} \quad \text{Ec.8.14.}$$

reemplazando la expresión anterior en la ecuación 8.8 adquiere la siguiente forma :

$$\frac{RL^2}{8\sum(KD)_h} + \frac{RL}{\pi K_2} \ln \frac{D_r}{u} + \frac{RD_v}{K_1} - \Delta h_t = 0 \quad \text{Ec.8.15}$$

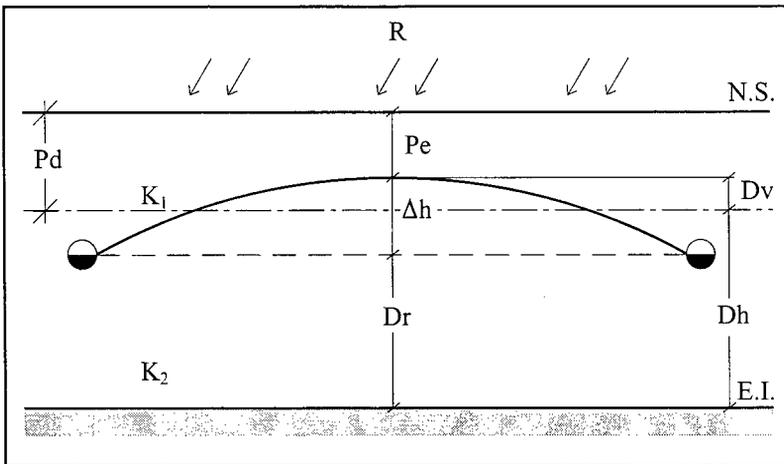


Figura 8.10. Suelo constituido por dos estratas. Drenes en el estrato inferior.

- R = recarga
- P_e = profundidad efectiva
- P_d = profundidad del dren
- Δh = carga hidráulica
- D_h = región de flujo horizontal
- D_v = región de flujo vertical
- D_r = región de flujo radial
- K_1 = conductividad hidráulica estrato superior
- K_2 = conductividad hidráulica estrato inferior
- $E.I.$ = estrato impermeable
- $N.S.$ = nivel del suelo

Ejemplo 8.6

Consideremos una vez mas la situación del Ejemplo 8.4, sin embargo, ahora los drenes estarán ubicados en la estrata inferior, tal que (Figura 8.10):

- $R = 0,020$ m/día
- $u = 0,4$ m
- $K_1 = 0,5$ m/día

$$K_2 = 3,0 \text{ m/día}$$

$$P_e = 1,0 \text{ m}$$

$$P_d = 1,65 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,65 \text{ m}$$

$$D_h = 2,0 \text{ m}$$

$$D_v = 0,5 \text{ m}$$

$$D_r = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{a) } \frac{RL^2}{8\sum(KD_h)} = \frac{0,02 L^2}{8(3,0 * 2,0)} = \frac{0,02}{48} L^2 = 4,17 * 10^{-4} L^2$$

$$\text{b) } W_r = \frac{l}{\pi K_2} \ln \frac{D_r}{u} = \frac{l}{\pi * 3,0} \ln \frac{1,85}{0,4} = 0,1061 \ln 4,625 = 0,162$$

$$RW_r L = (0,02 * 0,162) L = 32,4 * 10^{-4} L$$

$$\text{c) } R \frac{D_v}{K_v} = 0,02 * \frac{0,5}{0,5} = 0,02$$

De modo que:

$$4,17 * 10^{-4} L^2 + 32,4 * 10^{-4} L + 0,02 - 0,65 = 0$$

Amplificando por 100 :

$$0,0417 L^2 + 0,324 L - 63 = 0$$

$$L = \frac{-0,324 + \sqrt{0,324^2 + 4 * 0,0417 * 63}}{2 * 0,0417}$$

$$L = 35 \text{ m}$$

Al comparar este resultado con el obtenido en el Ejemplo 8.5 queda en evidencia que la diferencia en espaciamiento es mínima y que en este caso no se justificaría poner los drenes a mayor profundidad que el límite entre las estratas.

En la Tabla 8.2 se incluye un resumen de las ecuaciones de régimen permanente que se sugieren utilizar en las situaciones que se indican.

TABLA 8.2. ECUACIONES PARA UNA CONDICIÓN DE RÉGIMEN PERMANENTE.

<i>Perfil del suelo</i>	<i>Posición del dren</i>	<i>Teoría</i>	<i>Ecuaciones</i>
<i>Homogéneo</i>	<i>Zanjas hasta el E.I.</i>	<i>Donnen</i>	<i>8.1</i>
<i>Homogéneo</i>	<i>En el E.I.</i>	<i>Hooghoudt</i>	<i>8.3</i>
<i>Homogéneo</i>	<i>Por encima del E.I.</i>	<i>Hooghoudt</i>	<i>8.4</i>
<i>Dos estratas</i>	<i>En estrato superior</i>	<i>Ernst</i>	<i>8.8</i>
<i>Dos estratas</i>	<i>En límite entre estratas</i>	<i>Hooghoudt</i>	<i>8.4</i>
<i>Dos estratas</i>	<i>En estrato inferior</i>	<i>Ernst</i>	<i>8.8</i>

* *E.I.* = *estrato impermeable*.

8.3.2. Ecuaciones para régimen no permanente.

Una condición de régimen no permanente o transitorio es aquella en la cual la cantidad de agua que entra al sistema (recarga) es diferente a la que sale (descarga). Como consecuencia de lo anterior, el nivel freático no permanece en una posición única constante, sino que varía en función del tiempo.

Esta condición se presenta generalmente en zonas regadas, donde la recarga debida a las pérdidas que originan los excesos de riego percolan a mayores profundidades originando una elevación instantánea de la napa freática. Esto ocurre siempre que el suelo sea homogéneo y la profundidad a la napa freática tal que el espesor de la región de flujo pueda considerarse constante.

Como estas condiciones raramente se cumplen en la naturaleza y los parámetros del suelo (conductividad hidráulica, espesor del acuífero y porosidad drenable) son difíciles de determinar con precisión, los espaciamientos calculados con este tipo de ecuaciones deben contrastarse con los calculados mediante otros métodos, como la ecuación de Hooghoudt para régimen permanente, antes de tomar una decisión definitiva.

Por lo tanto, para el cálculo del espaciamiento entre drenes, bajo una condición de régimen no permanente, es necesario conocer o definir: la conductividad hidráulica (K); la porosidad drenable (μ); el tiempo (t) en que

el agua debe bajar desde una posición inicial (h_o) a una final (h_t); la recarga instantánea (R_i); la profundidad de los drenes (P_d) y la profundidad efectiva (P_e) para el desarrollo radicular.

A continuación se analizan dos situaciones que ocurren con frecuencia en la naturaleza.

SUELO HOMOGÉNEO, DRENES UBICADOS POR ENCIMA DEL ESTRATO IMPERMEABLE

Este caso se muestra esquemáticamente en la Figura 8.11. Para calcular el espaciamiento es posible recurrir a la ecuación de Glover y Dumm, que para una situación como la indicada en la figura, se expresa como:

$$L^2 = \frac{\pi^2 K D_o t}{\mu \ln \left(1,16 \frac{h_o}{h_t} \right)} \quad \text{Ec.8.16}$$

donde:

K = conductividad hidráulica (m/día).

$D_o = d + \bar{h}$ = espesor de la región de flujo(m)

d = estrata equivalente (m)

$\bar{h} = \sqrt{h_o * h_t}$ = altura media del nivel freático (m)

t = tiempo para que el nivel freático baje de h_o a h_t

$h_o = \frac{R_i}{\mu}$ = altura de agua al tiempo cero (m)

h_t = altura de agua al tiempo t (m)

μ = porosidad drenable (%)

R_i = recarga instantánea (m/día)

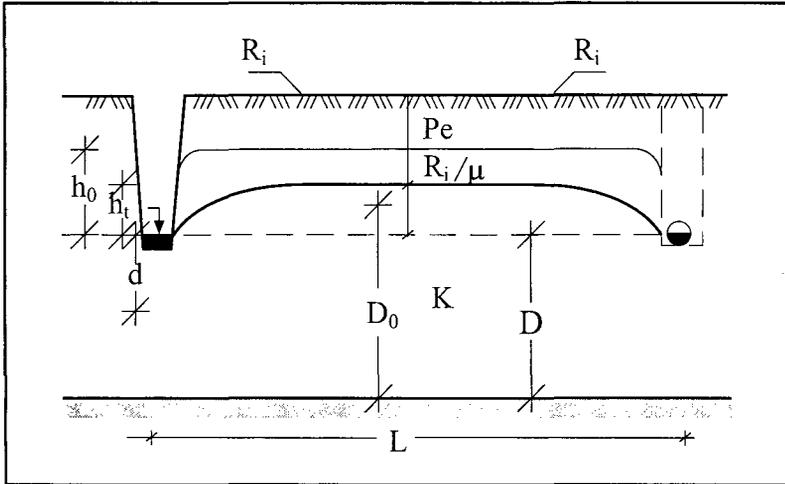


Figura 8.11. Régimen no permanente. Drenes ubicados por encima del estrato impermeable.

- R_i = recarga instantánea
- μ = porosidad drenable
- D_0 = región de flujo considerando resistencia radial
- D = región de flujo bajo los drenes
- D = estrato equivalente
- h_0 = carga hidráulica inicial
- h_1 = carga hidráulica final
- K = conductividad hidráulica
- P_e = profundidad efectiva
- L = espaciamiento entre drenes

Como en este caso los drenes (zanja o tubo), no llegan hasta el estrato impermeable, hay una fuerte componente de flujo radial (y consecuente resistencia radial), obligando al cálculo del **estrato equivalente**. Este cálculo se realiza mediante las ecuaciones 8.5 u 8.6, según sea el caso.

La distancia (\bar{h}) representa el espesor promedio de la región de flujo entre dos posiciones de la napa. Se recomienda calcularla como la media geométrica ya que la media aritmética tiende a sobrestimar la carga.

La solución de la ecuación 8.16 puede abordarse en tres formas diferentes:

a) Cada vez que sucede la recarga instantánea (R_i) el nivel freático se eleva una altura h_0 , pero la condición es que éste no puede superar cierta altura preestablecida para satisfacer la condición de profundidad efectiva (P_e). La variable tiempo (t) indica el intervalo (fijo) entre una recarga y otra.

b) Se permite que el nivel freático alcance cualquier altura (incluso la superficie del suelo) siempre y cuando dentro de un plazo predeterminado éste baje hasta niveles que no causen daño al cultivo. En este caso, por lo tanto, el tiempo (t) es la variable que permite satisfacer el requisito.

c) Si la recarga es una cantidad fija, conocida, pero no ocurre a intervalos regulares, es necesario seguir un procedimiento de tanteo, de modo que, cuando ocurra la mayor frecuencia de recargas, el nivel freático no supere la profundidad efectiva (P_e) deseada. Esta forma de resolver la ecuación se conoce como **equilibrio dinámico**.

En el Ejemplo 8.7 se ilustra el uso de la ecuación de Glover y Dumm.

Ejemplo 8.7.

Un suelo homogéneo tiene una profundidad total (hasta el estrato impermeable) de 5 metros, una conductividad hidráulica de 0,5 m/día y una porosidad drenable de 5%. La profundidad efectiva requerida es de 1,0 metro. La recarga se debe a pérdidas por percolación, producto de riegos de baja eficiencia los cuales se han estimado son de 25 milímetros por riego y ocurre cada 10 días. Se instalarán drenes de 100 milímetros de diámetro en una zanja de excavación de 0,3 metros de base: Consecuentemente, los datos son (Figura 8.11):

$$\begin{aligned}
 R_i &= 25 \text{ mm} = 0,025 \text{ m.} \\
 t &= 10 \text{ días} \\
 P_e &= 1,0 \text{ m.} \\
 P_d &= 1,8 \text{ m.} \\
 \phi &= 100 \text{ mm.} \\
 D &= 3,2 \text{ m.} \\
 K &= 0,5 \text{ m/día} \\
 u &= b + 2r_0 = 0,3 + 2 * 0,05 = 0,4 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Solución 1

$$\Delta h = \frac{R_i}{\mu} = \frac{0,025}{0,05} = 0,5 \text{ m}$$

Para cumplir la condición de $P_e = 1.0$ tenemos que:

$$h_o = P_d - P_e = 1,8 - 1,0 = 0,8m.$$

y luego de cada recarga:

$$h_i = h_o - \Delta h = 0,8 - 0,5 = 0,3m.$$

lo cual significa que cada vez que se riega el agua asciende 0,5 m y que al cabo de 10 días el agua se encuentra 0,3 m por encima del nivel de agua en los drenes.

Para calcular el espesor de la región de flujo: $D_o = (d + \bar{h})$:

$$\bar{h} = \sqrt{h_o * h_i} = \sqrt{0,8 * 0,3} = 0,49 \text{ m}$$

y puesto que probablemente $D < 1/4 L$, ocupamos la ecuación 8.5:

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$$

Para calcular el espaciamiento, a partir de la ecuación 8.16, tenemos:

$$L^2 = \frac{\pi^2 K D_o t}{\mu \ln 1,16 \frac{h_o}{h_i}} = \frac{\pi^2 * 0,5 * 10 * D_o}{0,05 * \ln 1,16 \frac{0,8}{0,3}}$$

$$L^2 = 873 D_o \Rightarrow L = 29\sqrt{D_o} = 29\sqrt{d + 0,49}$$

$$\text{Si } L = 40 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 2,25 \quad \Rightarrow D_o = 2,74 \quad \Rightarrow L = 48 \text{ m}$$

$$L = 50 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 2,39 \quad \Rightarrow D_o = 2,88 \quad \Rightarrow L = 49 \text{ m}$$

Consecuentemente el espaciamiento según este criterio es 50 metros.

Solución 2

La misma situación anterior, pero ahora supondremos que el nivel freático llega hasta la superficie cada vez que se riega. Los criterios de diseño son que:

1. Nivel freático debe descender 0,25 metros cada 2 días hasta 0,5 metros, y
2. Nivel freático debe descender hasta 1,0 metro de profundidad en los 3 días siguientes.

El procedimiento exige tratar cada condición separadamente y luego seleccionar aquélla que satisface la condición más exigente. Luego:

$$\begin{aligned}
 \text{a) } 0,0-0,25 & \Rightarrow h_o = 1,8 \text{ m} \\
 & h_t = 1,55 \text{ m} \\
 & t = 2 \text{ días} \\
 & \bar{h} = \sqrt[3]{1,8 * 1,55} = 1,67 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación 8.16 tenemos: $L = 26 \sqrt{D_o}$

Como $D_o = d + \bar{h}$, es necesario calcular d :

$$\begin{aligned}
 \text{Si } L = 40 \text{ m} & \Rightarrow d = 2,25 \Rightarrow D_o = 3,92 \Rightarrow L = 41 \\
 L = 50 \text{ m} & \Rightarrow d = 2,39 \Rightarrow D_o = 4,06 \Rightarrow L = 52 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) } 0,25-0,50 \text{ m} & \Rightarrow h_o = 1,55 \text{ m} \\
 & h_t = 1,30 \text{ m} \\
 & t = 2 \text{ días} \\
 & \bar{h} = 1,42 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación 8.16 tenemos: $L = 25 \sqrt{D_o}$

$$\begin{aligned}
 \text{Si } L = 40 \text{ m} & \Rightarrow d = 2,25 \Rightarrow D_o = 3,67 \Rightarrow L = 48 \text{ m} \\
 L = 48 \text{ m} & \Rightarrow d = 2,36 \Rightarrow D_o = 3,78 \Rightarrow L = 48 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c) } 0,50\text{-}1,00 \text{ m} &\Rightarrow h_o = 1,30 \text{ m} \\
 &ht = 0,80 \text{ m} \\
 &t = 3 \text{ días} \\
 &\bar{h} = 1,02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Reemplazando en 8.16 tenemos: $L = 22 \sqrt{D_o}$

$$\text{Si } L = 30 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 2,04 \quad \Rightarrow D_o = 3,06 \quad \Rightarrow L = 38 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 2,25 \quad \Rightarrow D_o = 3,27 \quad \Rightarrow L = 39 \text{ m}$$

Como se puede observar, en este caso hemos obtenido tres valores diferentes del espaciamiento (50, 48 y 40 metros) y cada uno de ellos satisface una condición específica. El único que satisface las tres condiciones es el de menor espaciamiento. En consecuencia, el valor recomendado de espaciamiento sería 40 metros.

Solución 3

En este caso h_o y h_t son desconocidos y cambian con el tiempo, por lo tanto para resolver el problema debemos recurrir a un proceso iterativo. Considerando los resultados de la solución 1, tenemos los siguientes datos para el primer intento:

$$L = 50 \text{ m}$$

$$D = 2,39 \text{ m}$$

$$D = 3,2 \text{ m}$$

$$P_d = 1,8 \text{ m}$$

$$P_e = 1,0 \text{ m}$$

$$h_o \text{ max} = P_d - P_e = 1,8 - 1,0 = 0,8 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,5 \text{ m}$$

$$h_t = 0,3 \text{ m}$$

$$\bar{h} = \sqrt{h_o \times h_t} = \sqrt{0,8 \times 0,3} = 0,49 \text{ m}$$

$$D_o = d + \bar{h} = 2,39 + 0,49 = 2,88 \text{ m}$$

Por definición tenemos que:

$$h_0 = h_i + \frac{R_i}{\mu} = h_i + \Delta h$$

y de 8.16 se puede demostrar que:

$$H_t = 1,16 h_0 e^{-\alpha t}$$

donde

$$\alpha = \frac{\pi^2 K D_0}{\mu L^2} = \frac{\pi^2 * 0,5 * 2,88}{0,05 * 50^2} = 0,114$$

Con estos valores construimos la tabla siguiente:

Riego N°	Δh (m)	h_0 (m)	t (días)	αt	h_t/h_0	H_t (m)
0						0,00 ^(*)
1	0,5	0,50	25	2,85	0,067	0,03
2	0,5	0,53	20	2,28	0,119	0,06
3	0,5	0,56	15	1,71	0,210	0,12
4	0,5	0,62	10	1,14	0,371	0,23
5	0,5	0,73	10	1,14	0,371	0,27
6	0,5	0,77	10	1,14	0,371	0,29
7	0,5	0,79	10	1,14	0,371	0,29
8	0,5	0,79	10	1,14	0,371	0,29

^(*)Asumimos que al tiempo ($t=0$) del primer riego, el nivel freático coincide con el nivel de agua en los drenes.

Como se puede observar en el ejemplo anterior, bajo tales condiciones, al séptimo riego la altura (h_0) es igual a 0,79 m. casi lo mismo que requiere el cultivo para su desarrollo radicular, lo cual significa que la solución es también válida par esta condición.

SUELO HOMOGENEO, DRENES EN EL ESTRATO IMPERMEABLE.

La Figura 8.12 representa una situación en la cual la ubicación de los drenes coincide con el estrato impermeable. En tal caso es posible utilizar las ecuaciones de Glover y Dumm o Boussinessq.

La ecuación de Glover y Dumm se expresa como:

$$L^2 = 0,22 \frac{K h_o t}{\mu \left(\frac{h_o}{h_i} - 1 \right)} \quad \text{Ec.8.17}$$

y la ecuación de Boussinessq como:

$$L^2 = 4,46 \frac{K h_o h_i t}{\mu (h_o - h_i)} \quad \text{Ec.8.18}$$

Las variables empleadas en las ecuaciones 8.17 y 8.18, tienen el mismo significado que el indicado al pie de la ecuación 8.16.

Ejemplo 8.8

Asumamos un suelo homogéneo, delgado, con el estrato impermeable a 1,5 metros. Su conductividad hidráulica es de 2,5 m/día y la porosidad drenable del 7%. Se instalan drenes de tubo de 100 milímetros de diámetro que descansan directamente sobre el estrato impermeable (Figura 8.12). Se desea una profundidad efectiva de 1 metro y que al cabo de 10 días el nivel freático baje de 0,5 a 0,2 m ($\Delta h = 0,3$ metros). Luego:

$$K = 2,5 \text{ m/día}$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow R_i = h_o * \mu = 0,035 \text{ m}$$

$$h_o = 0.5 \text{ m}$$

$$h_i = 0.2 \text{ m}$$

$$t = 10 \text{ días}$$

Aplicando la ecuación 8.17 (Glover y Dumm)

$$L^2 = \frac{0,22 * 2,5 * 0,5 * 10}{0,07 \left(\frac{0,5}{0,2} - 1 \right)} = \frac{2,75}{0,105} = 26,19$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

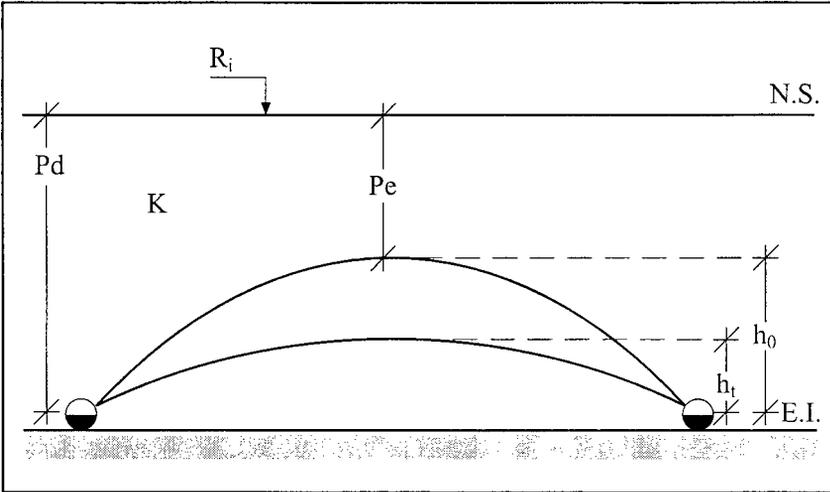


Figura 8.12. Régimen no permanente. Drenes en el estrato impermeable.

- R_i = recarga instantánea
- K = conductividad hidráulica
- P_e = profundidad efectiva
- P_d = profundidad del dren
- h_0 = carga hidráulica inicial
- h_t = carga hidráulica final
- E.I. = estrato impermeable
- N.S. = nivel del suelo

Aplicando la ecuación 8.18 (Boussinessq)

$$L^2 = \frac{4,46 * 2,5 * 0,5 * 0,2 * 10}{0,07(0,5 - 0,2)} = \frac{11,15}{0,021} = 530$$

$$L = 23 \text{ metros}$$

Dada la disparidad en los resultados que se obtienen con ambas ecuaciones, sería conveniente comprobar el resultado con la ecuación 8.3. En tal caso, utilizando un valor promedio de h_0 y h_t (aritmética o geométrica), se obtiene que:

$$\Delta h = \frac{h_0 + h_t}{2} = 0,35$$

$$L^2 = \frac{4K \Delta h^2}{R} = \frac{4 * 2,5 * (0,35)^2}{0,035} = \frac{1,225}{0,035} = 35$$

$$L = 6 \text{ metros}$$

En consecuencia, el resultado más probable de espaciamiento para estas condiciones es 5 metros.

8.4. CALCULO HIDRAULICO DE LATERALES Y COLECTORES.

Como se señaló en la Sección 8.1 (pág. 193), laterales y colectores pueden ser zanjas y/o tubos. Por lo general los laterales son tuberías y los colectores, zanjas. Esto facilita el mantenimiento de la red y el control de su funcionamiento (Figura 8.13).

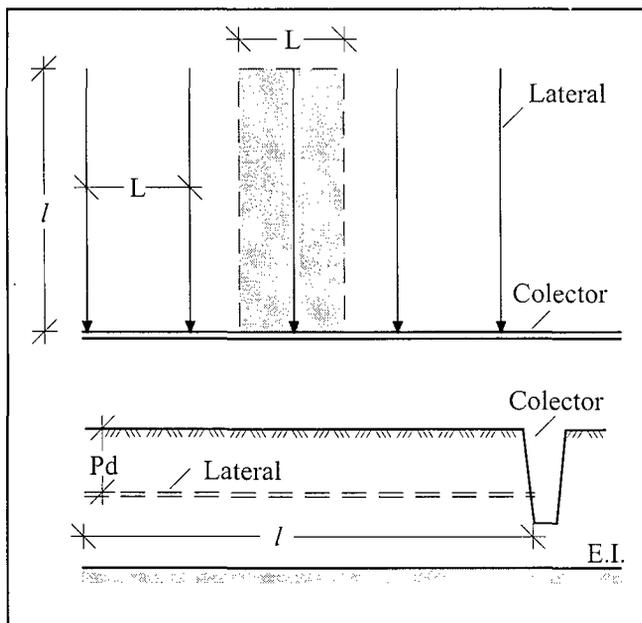


Figura 8.13. Vista en planta y corte longitudinal de una red de drenaje mostrando laterales y colectores.

L = espaciamiento entre drenes

l = largo del lateral

P_d = profundidad del dren

E.I. = estrato

Cuando el suelo tiene una alta conductividad hidráulica, está sometido a una recarga relativamente baja y no se requiere alcanzar grandes profundidades del nivel freático (caso de praderas en suelo arenoso), es

recomendable construir zanjas como laterales. El costo es menor y debido a que el espaciamiento es grande, no se produce un excesivo seccionamiento del suelo.

Por el contrario, cuando el suelo tiene una conductividad baja, la recarga es alta y se requieren grandes profundidades del nivel freático, es más recomendable el uso de tubos para construir los laterales. Bajo tales condiciones puede esperarse un costo mayor por unidad de superficie, pero tiene la ventaja que una vez rellenada la zanja donde se instalaron los tubos la superficie del terreno queda continua, en su forma original, sin obstrucciones para su uso y libre circulación de maquinaria.

Las tuberías más frecuentemente utilizadas con fines de drenaje son las de cloruro de polivinilo (PVC), liso o corrugado. También es posible el uso de tuberías de cemento o arcilla. Sin embargo, estas últimas han sido largamente superadas por las de PVC en atención a su costo, duración, facilidad de transporte y manipulación.

En las páginas siguientes se hace un análisis del cálculo hidráulico de tuberías y zanjas en términos de caudales, diámetros (de tubos), secciones (zanjas) y pendientes de diseño.

8.4.1. Caudales de diseño.

Los laterales de un sistema de drenaje deben diseñarse para conducir el caudal máximo que es posible esperar bajo las condiciones de diseño. Esto es:

$$Q_{max} = q_o * A \quad \text{Ec.8.19}$$

donde:

Q_{max} = caudal máximo ($m^3/día$)

q_o = caudal específico ($m/día$)

A = $L * l$ = área drenada por cada lateral (m^2)

L = espaciamiento (m)

l = largo del lateral (m)

La longitud máxima de los laterales (l) depende de la pendiente del dren y su relación con la del terreno, de la cota de salida al colector y de las dimensiones y forma del terreno a drenar. En áreas planas se recomienda que dicho largo no exceda los 200-250 metros, como una forma de favorecer la mantención.

Puesto que el área drenada queda definida por el espaciamiento y el largo de los laterales, el problema principal consiste en determinar el caudal específico (q_o). Este caudal específico depende del régimen imperante, tal que:

Para condiciones de régimen permanente. ($R=Q$)

Si para el cálculo del espaciamiento se ha asumido una condición de régimen permanente (en que la recarga es igual a la descarga) y se ha utilizado cualquiera de las ecuaciones de la Sección 8.3.1, entonces:

$$q_o = R \text{ (m/día)} \quad \text{Ec.8.20}$$

Para condiciones de régimen no permanente ($R \neq Q$)

En este caso es posible distinguir dos situaciones:

a) Si el espaciamiento se ha calculado según la ecuación de Glover y Dumm (Ec.8.16 u 8.17), entonces:

$$q_o = \frac{6,84 K d h_o}{L^2} \quad \text{Ec.8.21}$$

b) Si el espaciamiento se ha calculado según la ecuación de Boussinesq (Ec.8.18), entonces:

$$q_o = \frac{3,46 K}{L^2} h_o^2 \quad \text{Ec.8.22}$$

donde, el significado de las variables es:

q_o = caudal específico (m/día).

R = recarga (m/día)

- K = conductividad hidráulica (m/día)
 d = estrato equivalente (m)
 h_o = R_i/μ = altura inicial del nivel freático (m)
 R_i = recarga instantánea (m/día)
 μ = espacio poroso drenable (adimensional)
 L = espaciamiento (m)

En el caso de los colectores, el caudal que éstos transportan es proporcional al número de laterales que descargan a los mismos, de modo que, según Figura 8.13, en un punto cualquiera el caudal de un colector es:

$$Q_t = \sum_{i=1}^n q_i$$

donde:

- Q_t = caudal total del colector (m³/día)
 q_i = caudal máximo del lateral i (m³/día)

8.4.2. Sección hidráulica de zanjas.

La sección hidráulica (radio hidráulico) de zanjas requeridas para conducir los caudales máximos de drenaje es por lo general tan pequeña que usualmente se adoptan valores constructivos mínimos. Estos valores mínimos, muchas veces, están determinados por la maquinaria que se utiliza en la construcción.

Si la cantidad de agua que deben transportar laterales y colectores es muy grande, es posible utilizar la fórmula de Manning que indica que:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{E.8.23.}$$

donde:

- Q = caudal (m³/seg)
 n = coeficiente de rugosidad de Manning
 R = A/P = radio hidráulico (m)
 A = $bd + Zd^2$ = área (m²)
 P = $b + 2d \sqrt{Z^2 + 1}$ = perímetro mojado (m)

- Z = talud
 b = base de la zanja (m)
 S = pendiente de la zanja (%)
 d = tirante o altura del agua (m)

El coeficiente de rugosidad de Manning depende de las dimensiones de la zanja, del tipo de suelo y de la densidad de la vegetación existente en el talud. La tabla siguiente muestra algunos valores generalmente usados en el diseño de canales en tierra con vegetación.

TABLA 8.3. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (Martínez, 1987).

<i>Textura</i>	<i>Invierno</i>	<i>Verano</i>
<i>Suelos arenosos</i>	0,029	0,050
<i>Suelos arcillosos</i>	0,040	0,067

La pendiente, talud y la velocidad máxima permisible del agua en la zanja depende de la naturaleza del suelo. La tabla 8.4 muestra algunos valores frecuentemente recomendados:

TABLA 8.4. TALUDES Y VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES (Chow, 1982).

<i>Suelos</i>	<i>Talud</i>	V_{max} (m/seg)
<i>Arcillosos</i>	0,5:1 - 0,75:1	0,6 - 0,8
<i>Arcillo arenosos</i>	1,5:1 - 2:1	0,3 - 0,6
<i>Franco arcillosos</i>	1:1 - 1,5:1	0,4 - 0,6
<i>Franco</i>	1:1	0,3 - 0,5
<i>Franco arenosos</i>	2:1	0,2 - 0,3
<i>Franco finos</i>	2:1 - 4:1	0,15 - 0,3
<i>Arenoso gruesos</i>	1,5:1 - 3:1	0,20 - 0,5

8.5. Pendiente de laterales y colectores.

Como regla general, la pendiente de diseño de laterales y colectores debe ser la máxima disponible por cuanto para descargar el caudal máximo, a

mayor pendiente menor será la sección hidráulica requerida. Si el terreno tiene pendiente y ésta es uniforme, el dren puede ir paralelo a la superficie del terreno a todo lo largo del lateral. Esto puede facilitar considerablemente el replanteo. Si el terreno es excesivamente plano, la pendiente del dren será diferente a la del terreno y la profundidad del lateral será menor al inicio que a la salida. En este caso se puede optar por dos alternativas:

- a) hacer el diseño de modo que al inicio del lateral se satisfaga los requerimientos de profundidad al nivel freático y al dren. En tales circunstancias, dichos requerimientos quedarán sobradamente satisfechos en la medida que nos acercamos a la salida del lateral, pero significa que el colector debe diseñarse a mayor profundidad.
- b) hacer el diseño de modo de compartir los requerimientos. En la práctica esto significa que aguas abajo de un cierto punto del lateral se satisfagan plenamente los criterios de diseño, pero no así aguas arriba del mismo punto. Sin embargo, en esta forma se evita construir colectores demasiado profundos.

No obstante lo señalado, es importante tener presente que existe una relación indisoluble entre caudal, sección y pendiente. De modo que, en la medida que una quede previamente determinada, afecta directamente a la otra. En la sección siguiente se analiza esta situación en forma más detallada.

8.6. DIAMETRO DE LAS TUBERIAS

A diferencia de las tuberías para conducción de agua a presión, en que el caudal es constante, en los drenes el caudal aumenta con el largo, desde cero al inicio del lateral, hasta un máximo a la salida del mismo. Consecuentemente, las ecuaciones que relacionan caudal, diámetro y pendiente deben ser corregidas para incorporar esta condición. A continuación se mencionan separadamente las ecuaciones más frecuentemente utilizadas para tuberías lisas y corrugadas.

8.6.1. Tubos lisos.

Si la tubería es lisa (arcilla o PVC liso) se recomienda resolver este problema según las fórmulas de Darcy-Weisbach, debido a que existe una

estrecha relación entre el factor de resistencia al flujo y el número de Reynolds. Basado en este principio, existe la posibilidad de calcular el diámetro a partir de la ecuación de Wesseling, la cual se expresa como (Pizarro, 1985):

$$Q_{max} = 88,14 \phi^{2,71} S^{0,571} \quad \text{Ec.8.24.}$$

de donde resulta que:

$$\phi = 0,192 Q_{max}^{0,375} S^{-0,211} \quad \text{Ec.8.25.}$$

y

$$S = 3,93 * 10^{-4} Q_{max}^{1,751} \phi^{-4,745} \quad \text{Ec.8.26.}$$

ϕ = diámetro de la tubería (m)

Q_{max} = caudal máximo (m³/seg)

S = pendiente (m/m)

8.6.2. Tubos corrugados.

Si la tubería es corrugada (PVC corrugado o arcilla), no hay relación entre el factor de resistencia al flujo y el número de Reynolds y en tal caso se sugiere resolver el problema a partir de la ecuación de Manning. Para este caso, Wesseling propone la ecuación (Pizarro, 1985):

$$Q_{max} = 24,2 \phi^{2,667} S^{0,5} \quad \text{Ec.8.27.}$$

de donde resulta que:

$$\phi = 0,303 Q_{max}^{0,375} S^{-0,1875} \quad \text{Ec.8.28.}$$

y

$$S = 1,71 * 10^{-3} Q_{max}^2 \phi^{-5,334} \quad \text{Ec.8.29.}$$

.donde:

ϕ = diámetro de la tubería (m)

Q_{max} = caudal máximo (m³/seg)

S = pendiente (m/m)

Con el propósito de asegurarse que los diámetros calculados sean capaces de conducir los caudales requeridos, se recomienda incrementar los diámetros así obtenidos, en un 15% en el caso de los colectores y en un 20% en el caso de los laterales.

Como en Chile no existen tuberías de drenaje de todos los diámetros a que el cálculo con las ecuaciones anteriores puede conducir, se recomienda hacer los ajustes necesarios haciendo un primer cálculo para determinar el diámetro óptimo, seleccionar luego aquél del diámetro inmediatamente superior que exista en el mercado y hacer los ajustes pertinentes de la pendiente.

En el uso de las expresiones anteriores es necesario tener presente que para lograr que la carga hidráulica en la cabecera del dren sea nula, la pendiente de la línea de tubos debe ser igual al gradiente hidráulico.

Una forma alternativa de determinar el diámetro de la tubería es utilizando la fórmula propuesta por el USBR (Schwab, 1981), obtenida también a partir de la fórmula de Manning, igualando el caudal de diseño a la capacidad hidráulica de la tubería como si ella fuese siempre llena de agua. La ecuación resultante es:

$$\phi = 51,7 (R * A * n)^{0,375} S^{-0,1875} \quad \text{Ec.8.30.}$$

donde:

ϕ = diámetro de la tubería (mm)

R = recarga (mm/día)

A = área drenada por el lateral (ha)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

S = pendiente (m/m)

El valor del coeficiente de rugosidad de Manning (n) es generalmente un dato entregado por el propio fabricante. Si no se dispone de tal información pueden asumirse los valores indicados en la tabla 8.5 siguiente:

TABLA 8.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING SEGÚN TIPO DE TUBERÍA.

<i>Tubería</i>	<i>Coefficiente n</i>
<i>Arcilla</i>	<i>0,013</i>
<i>Concreto</i>	<i>0,013</i>
<i>PVC liso</i>	<i>0,015</i>
<i>PVC corrugado</i>	<i>0,016</i>

Los cálculos anteriores pretenden determinar la pendiente mínima que debe darse a la línea de tubos para neutralizar la resistencia natural que ésta opone al flujo. Las pendientes más usadas fluctúan entre el 1 y el 5 por mil. La FAO (1985) sugiere una pendiente mínima del 0.5 por mil. El Bureau of Reclamation de Estados Unidos recomienda un mínimo de 1 por mil para evitar sedimentación. Otra recomendación es la que se incluye en la tabla siguiente:

TABLA 8.6. PENDIENTE DE LOS LATERALES (Schwab, 1981).

<i>Diámetro de la tubería (mm)</i>	<i>Pendiente (%)</i>	<i>Velocidad de agua (m/s)</i>
<i>75</i>	<i>0,20</i>	<i>0,29</i>
<i>100</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>
<i>125</i>	<i>0,17</i>	<i>0,24</i>
<i>150</i>	<i>0,05</i>	<i>0,23</i>

Ejemplo 8.9.

Se ha decidido instalar una red de drenaje como la indicada en la Figura 8.13. El largo de los laterales será de 200 metros y la pendiente de diseño será 2‰ (0.002). Calcular el diámetro requerido para los casos siguientes:

- a) Según los datos del Ejemplo 8.1 (régimen permanente):

$$L = 10 \text{ m}$$

$$q_o = R = 0,015 \text{ m/día}$$

$$A = L * l = 10 * 200 = 2000 \text{ m}^2$$

$$Q_{m\acute{a}x} = q_o * A = 0,015 * 2000 = 30 \text{ m}^3/\text{día} = 3,47 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Si se desean utilizar tubos lisos (Ec.8.25), el diámetro óptimo es:

$$\phi = 0,192 (3,47 * 10^{-4})^{0,375} (0,002)^{-0,211}$$

$$\phi = 0,036 \text{ m} = 36 \text{ mm}$$

Si se desean usar tubos corrugados (Ec.8.28), el diámetro óptimo es:

$$\phi = 0,303 (3,47 * 10^{-4})^{0,375} (0,002)^{-0,1875}$$

$$\phi = 0,049 \text{ m} = 49 \text{ mm}$$

b) Según los datos del Ejemplo 8.7 (Régimen no permanente, solución 1):

$$L = 50 \text{ m}$$

$$K = 0,5 \text{ m/día}$$

$$d = 2,39$$

$$h_o = 0,80$$

El caudal específico según la solución de Glover y Dumm (Ec.8.21) :

$$q_o = \frac{6,84 * 0,5 * 2,39 * 0,8}{(50)^2} = \frac{6,539}{2500} = 0,0026 \text{ m/día}$$

$$A = L * l = 50 * 200 = 10000 \text{ m}^2$$

$$Q_{max} = q_o * A = 0,0026 * 10000 = 26 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{max} = 3,009 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Si se desean utilizar tubos lisos (Ec.8.25), el diámetro óptimo será:

$$\phi = 0,192 (3,009 * 10^{-4})^{0,375} (0,002)^{-0,211}$$

$$\phi = 0,034 \text{ m} = 34 \text{ mm}$$

Si se desean utilizar tubos corrugados (Ec.8.28), el diámetro óptimo será:

$$\phi = 0,303 (3,009 * 10^{-4})^{0,375} (0,002)^{-0,1875}$$

$$\phi = 0,0465 \text{ m} = 46 \text{ mm}$$

De los resultados anteriores se desprende que, en caso de utilizar tubos lisos o corrugados el diámetro óptimo será 35 mm y 50 mm, respectivamente. Agregando un margen de seguridad de 15%, estos serán en definitiva 40 mm y 60 mm, respectivamente.

Debe tenerse presente que en la solución de algunos de los ejemplos anteriores (Ejemplo 8.7), se asumió que se usarán tubos de 100 mm de diámetro y sin embargo, se ha determinado que un diámetro de 60 mm es suficiente. Por lo tanto, lo recomendable es rehacer todos los cálculos con aquel diámetro más cercano al óptimo existente en el mercado y verificar los resultados recalculando el diámetro.

8.7. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

Terminada la etapa de diseño de los drenes descrita en las secciones anteriores, es necesario proceder a la determinación de los aspectos constructivos de la red. Esto significa definir: la disposición de la red, las necesidades de material envolvente y la instalación propiamente tal. Estos aspectos se discuten en las secciones siguientes:

8.7.1 Disposición de la red de drenaje.

Como se ha señalado, toda red de drenaje está constituida por: laterales o drenes de campo, colectores y drenes principales. El cálculo del espaciamiento está orientado hacia la determinación de la distancia a que debe ubicarse un lateral de otro.

La disposición de la red de drenaje, por otra parte, se refiere a cómo se ubicarán en el terreno, tanto laterales como colectores para que éstos puedan descargar en los drenes principales. Estos últimos deberán ser preferentemente cauces ya existentes (esteros o ríos) o drenes artificiales de gran magnitud.

A esta altura del proyecto cobra relevancia e importancia, una vez más, el exacto conocimiento de la topografía del terreno y la dirección del flujo subterráneo, por cuanto de ello depende como se dispondrá los drenes laterales. Hasta donde sea posible, éstos deberán instalarse perpendiculares a

la dirección del flujo. La Figura 8.14 muestra algunas de las disposiciones más típicas. Su elección dependerá de las condiciones locales imperantes.

Una vez decidida la ubicación de los laterales o drenes de campo se deberá determinar el largo que ellos tendrán y si descargarán en un colector de zanja o tubo. El primer aspecto depende a su vez de las condiciones topográficas, apotreramiento, tamaño de la propiedad y caudal de descarga. Por otra parte, la decisión de usar un colector entubado o zanja, dependerá del uso del suelo y caudal de descarga.

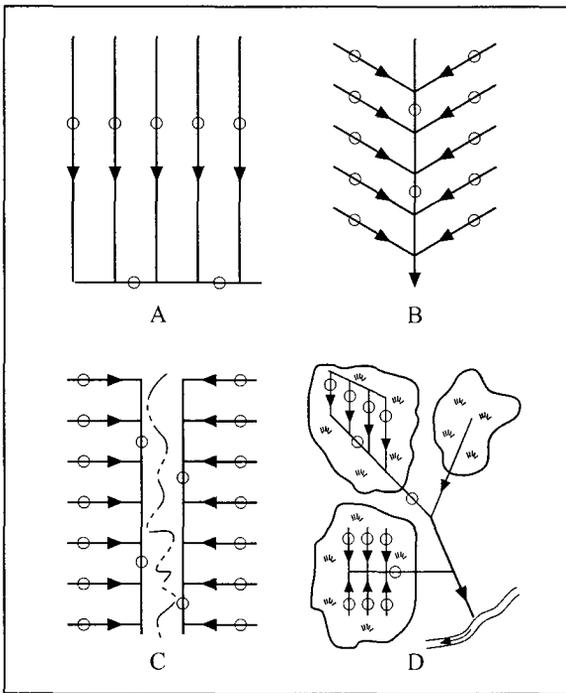


Figura 8.14. Disposiciones típicas de una red de drenaje.

- A) Paralelo*
- B) Espina del pescado*
- C) Doble paralelo*
- D) Al azar*

8.7.2. Materiales para drenes.

En la Sección 8.1 se indicó que, por lo general, una red de drenaje considera la construcción de drenes entubados (enterrados) como laterales y zanjas abiertas como colectores. Cuando hablamos de materiales para drenes nos estamos refiriendo preferentemente a drenes de tubo y las distintas alternativas existentes en el mercado. En Chile, es posible obtener los siguientes tipos:

Cemento

Dentro de esta categoría es posible diferenciar entre tuberías típicas de alcantarillado (con y sin collar de unión) y tuberías especialmente diseñadas para tal efecto.

En la primera categoría (tuberías de alcantarillado), las paredes de la tubería son prácticamente impermeables y por tanto se espera que el agua entre al interior de la tubería a través de los espacios que quedan entre una tubería y otra al ponerse de tope unas con otras. En el segundo tipo, las paredes son altamente permeables al agua y se espera que a través de ellas ingrese la mayor cantidad de agua al interior de la tubería.

Estas tuberías se fabrican en largos típicos de 0.5 y 1.0 metros y diámetros de 100, 150, 200 milímetros y más. Desde un punto de vista hidráulico, la mayoría de las tuberías de cemento pueden considerarse como de alta rugosidad. Consecuentemente, el caudal que son capaces de transportar y el diámetro deben calcularse a partir de las ecuaciones 8.27 y 8.28, respectivamente.

Los tubos de cemento son generalmente resistentes a las bajas temperaturas y presiones externas (peso maquinaria); sin embargo, suelen ser altamente sensibles a la presencia de ácidos y sulfatos en el suelo. Si el pH del suelo es superior a 6.2, generalmente no se aprecian daños en el material.

Arcilla

Las tuberías de arcilla fueron ampliamente usadas en el pasado, debido a sus excepcionales características con respecto a la resistencia a los ácidos y sulfatos presentes en el suelo, así como a las bajas temperaturas.

Una buena tubería de arcilla requiere un proceso de selección del material, confección mediante proceso de extrusión a través de moldes especiales, regularidad en el tamaño y cocido a alta temperatura (8000-10000°C). La calidad de un buen tubo de arcilla se puede apreciar en características tales como: forma (deben ser tubos rectos con bordes nítidos y limpios); ausencia de fisuras o quebraduras (las cuales pueden detectarse por el sonido que emite el tubo al golpearse suavemente con un lápiz) y resistentes (no deben romperse por efecto de la presión).

La tubería de arcilla no tiene collar y sus paredes son impermeables al agua. El agua penetra al interior de las tuberías a través de las juntas que quedan entre unas y otras al disponerse éstas en el suelo. Al igual que las tuberías de cemento, sus principales desventajas son el peso y su consecuente costo de transporte y la fragilidad al momento de la instalación.

Plástico

Las tuberías de plástico son las más frecuentemente utilizadas en la actualidad. Su uso masivo se inició a comienzos de la década del 70 en la versión de tuberías lisas las cuales más tarde fueron reemplazadas por tuberías corrugadas.

La mayor ventaja de las tuberías plásticas frente a las tuberías de cemento y arcilla dice relación con su menor peso por unidad de largo y facilidad de manejo. Esto tiene un impacto importante sobre los costos de transporte e instalación. Una desventaja podría ser eventualmente el costo de la tubería por unidad de largo (en comparación a concreto y arcilla) pero por lo general el costo por unidad de área drenada es menor.

Los tres materiales de uso predominante para construir tuberías de drenaje son: cloruro de polivinilo (PVC), polietileno de alta densidad (PE) y polipropileno. Al comparar PVC con PE, se ha encontrado que el PE negro es más afectado por altas temperaturas que el PVC de color. Consecuentemente, el riesgo de deformación del PE es mayor que en el PVC. Por el contrario, se ha podido constatar que el PVC es más sensible a las bajas temperaturas y a la radiación ultravioleta que lo hace quebradizo, por consiguiente es un factor que se debe considerar durante el almacenamiento. En general, las tuberías de plástico son altamente resistentes a los productos químicos que se pueden encontrar en el agua de drenaje.

En atención a las características enumeradas en el párrafo anterior, las tuberías de plástico más comúnmente usadas son de PVC en sus versiones lisa y corrugada. En general el PVC liso viene en tuberías de 6 metros, ranuradas o perforadas para que penetre el agua. El PVC corrugado trae perforaciones.

Al comparar las tuberías corrugadas con las lisas, hay ventajas considerables en favor de las primeras. Estos son:

- a) A una misma cantidad de material plástico, las tuberías corrugadas tienen mayor resistencia a la presión externa. Puesto que el costo de una tubería es proporcional a su peso, esto significa menor costo.
- b) Las tuberías corrugadas son más flexibles lo que permite almacenarlas en rollos e instalarlas más fácilmente. No obstante lo anterior, eventualmente esto puede significar ciertos inconvenientes al momento de instalarlas al fondo de una zanja ya que tienden a recuperar su forma espiral (característica de “memoria” del plástico).
- c) Las tuberías con corrugaciones grandes, que generalmente coinciden con las de mayor diámetro, presentan mayor resistencia al flujo debido a la alta rugosidad, y muestran una menor capacidad de descarga.

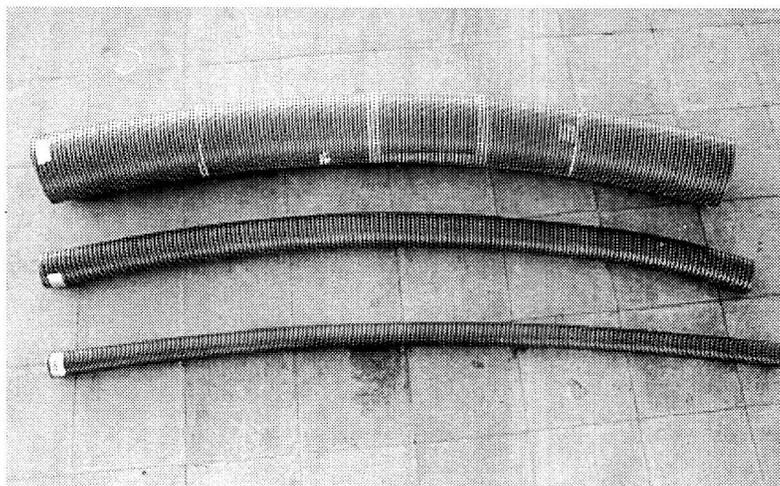
Las tuberías se fabrican en diferentes diámetros (50, 65, 100 y 200 mm), la profundidad de la corrugación varía entre 2.5 a 5.5 mm, el ancho de la corrugación entre 3 a 8 mm y el ancho del valle entre 2.5 a 5 mm. El agua entra a través de perforaciones que se encuentran en los valles (Figura 8.15).

8.7.3. Envoltentes.

Se entiende por envoltente al material que se coloca alrededor de los drenes con el propósito de cumplir una función filtrante, hidráulica o de asentamiento del dren.

La **función filtrante** se relaciona con prevenir o disminuir el ingreso de partículas al interior de la tubería, con la finalidad de evitar la sedimentación y eventual obstrucción. La **función hidráulica** se refiere a crear un medio de alta permeabilidad alrededor de la tubería para reducir la resistencia de entrada. La **función de asentamiento** significa proveer un buen soporte a la tubería para prevenir daño por efecto del peso del suelo. Las primeras dos funciones proveen una protección contra dos principales consecuencias de una tubería mal alineada: obstrucción y alta resistencia al flujo.

En consecuencia, el material envoltente debe ser seleccionado de forma que éste prevenga el ingreso de partículas al interior de la tubería. No



*Figura 8.15.
Tuberías de PVC
corrugado para
drenaje.*

obstante, como la función filtrante no es perfecta, la tubería se puede tapar y presentar una mayor resistencia a la entrada del agua.

Más allá de las características y funciones contrapuestas que debe cumplir el material envolvente, fijar los criterios funcionales para elegir un buen envolvente, es una decisión complicada por cuanto estas deben ser compatibles con las características del suelo donde se instala, la tubería seleccionada y las condiciones de instalación propiamente tal. En otras palabras, esto significa que el resultado, no es el mismo para una diferente combinación de envolvente-tubería en un suelo determinado o envolvente-suelo con una tubería específica (Salgado y Parra, 1994).

No obstante, todos los suelos no requieren material envolvente. En efecto, los suelos de textura fina, con más del 25-30% de arcilla son estructuralmente estables y en ellos por lo general se puede prescindir del envolvente. Los suelos de textura gruesa, libres de limo y arcilla son casi siempre inestables y precisan material envolvente, siendo en este último caso la función primordial actuar como filtrante y no reducir la resistencia a la entrada del agua.

En los suelos de texturas intermedias es más difícil establecer criterios generales. En los suelos de texturas muy fina (con contenidos de arcilla entre 10 al 30%) la zanja de relleno permanecerá estable y con buena permeabilidad, si la excavación se realizó en seco o, si fue suficientemente compactada, si se trabajó en húmedo. Sin embargo, cuando se instalan drenes en suelos con alto contenido de humedad (cercano a saturación),

probablemente se presentarán problemas de sedimentación y alta resistencia de entrada, los que se controlarán empleando envolvente de tipo voluminoso (grava) o de tipo laminar (geotextil).

En general, los suelos de textura más gruesa (con menos del 5% de arcilla y alto contenido de limo) son inestables, tanto en la base de la zanja de excavación como en sus paredes y además pobremente permeables debido a un reordenamiento de las partículas luego de excavada la zanja. En esas condiciones puede ser altamente deseable un material envolvente que rodee plenamente la tubería.

Existe una diversidad de materiales que puede utilizarse como envolventes, partiendo de materiales minerales y orgánicos a materiales sintéticos y fibras minerales. Algunos, se muestran en la Figura 8.16. A continuación se presenta una breve revisión de sus características:

Gravas

Las gravas, maicillo y chancado muy fino pueden ser excelentes materiales envolventes de tipo “voluminoso”, especialmente cuando se quiere tener un material que cumpla tanto, la función filtrante como la hidráulica. La selección del material más adecuado para una determinada condición, consiste en relacionar las curvas de distribución del tamaño de partículas del suelo con aquéllas del envolvente. El criterio más usado es el propuesto por la USBR y consiste en lo siguiente: (Figura 8.17).

- a) Determine la distribución del tamaño de partículas del suelo y haga el gráfico correspondiente.
- b) Multiplique el valor obtenido al 50% (punto a) por 12 y 58 y el valor obtenido al 15% (punto b) por 12 y 40.
- c) Siguiendo la tendencia general de la curva de distribución de tamaño de partículas obtenida para el suelo, trace las líneas respectivas que pasan por los puntos 12a y 58a y por 12b y 40b. Esto determina los límites superior e inferior en que debe encontrarse el envolvente.
- d) Determine la distribución del tamaño de partículas de los materiales envolventes que desea utilizar y haga el gráfico respectivo.
- e) Seleccione aquel material que haya quedado comprendido entre los límites calculados en el punto “c”.

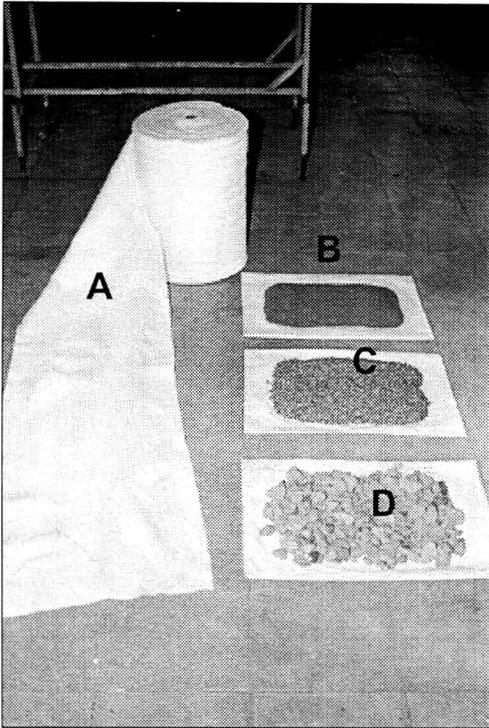
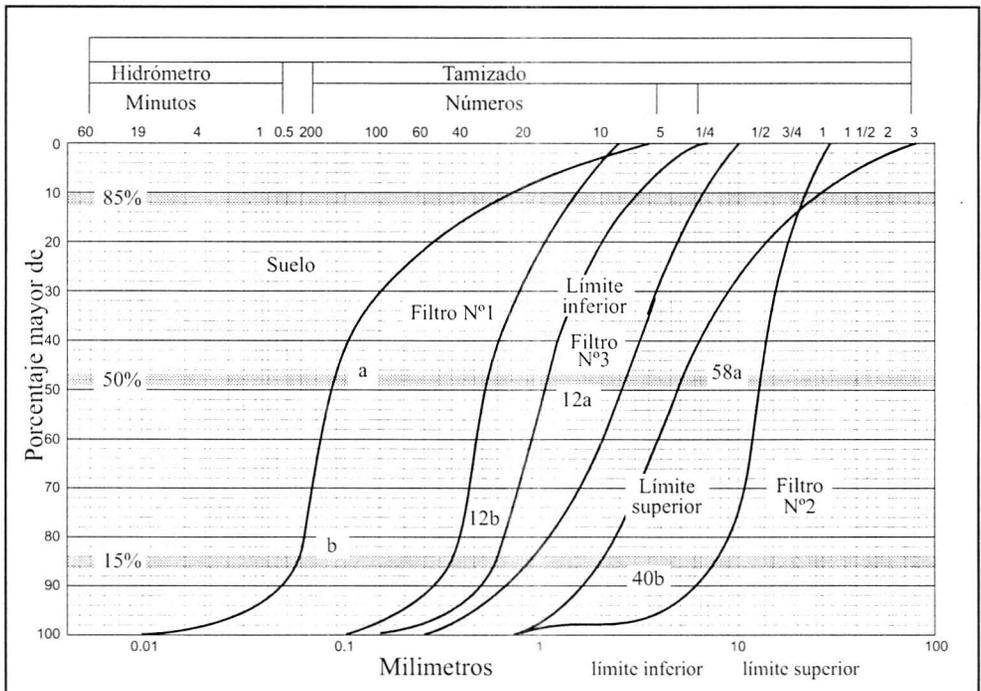


Figura 8.16. Materiales envolventes para drenes subsuperficiales.

- A) Geotextil
- B) Arena gruesa
- C) Grava
- D) Chancado

Figura 8.17. Método para seleccionar envolventes de tipo granular (USBR, 1993).



Materiales orgánicos.

Existe una gran variedad de materiales orgánicos tales como fibras (coco), turba, pajas (trigo, arroz, etc.) y subproductos del procesamiento de la madera (aserrín y viruta) que pueden ser utilizados como envolventes. En general, tienen un buen comportamiento (Salgado y Parra, 1994), pero en el largo plazo su efecto desaparece debido a la descomposición por acción de los microorganismos.

La vida útil de estos materiales depende de la temperatura, las propiedades químicas del suelo, agua y envolvente, y de la presencia de oxígeno y no se recomienda en climas áridos o semi-áridos.

Materiales sintéticos

Los materiales sintéticos pueden encontrarse en forma granular (poliestireno) o fibrosa (nylon, poliéster, polietileno o polipropileno). Estos últimos, se conocen con el nombre genérico de geotextiles y pueden ser tejidos o no tejidos.

El hecho que un geotextil sea tejido o no tejido, determina su comportamiento con respecto a la tracción, así en algunos se observa resistencia preferencial en determinado sentido de la trama del hilado o, ésta es similar en cualquier dirección (Dujisin y Rutllant, 1991). Las características más importantes de los geotextiles son su resistencia a la tracción, su elasticidad, permeabilidad y diámetro equivalente.

No obstante, la considerable investigación que se ha realizado en el mundo entero para determinar el comportamiento de estos materiales como envolventes de tuberías de drenaje, aún no existen criterios claros para recomendar el uso de uno u otro. Sin embargo, es probable que su mejor comportamiento se obtenga cuando se trata de texturas muy finas, con contenidos de arcilla entre 10 a 30%.

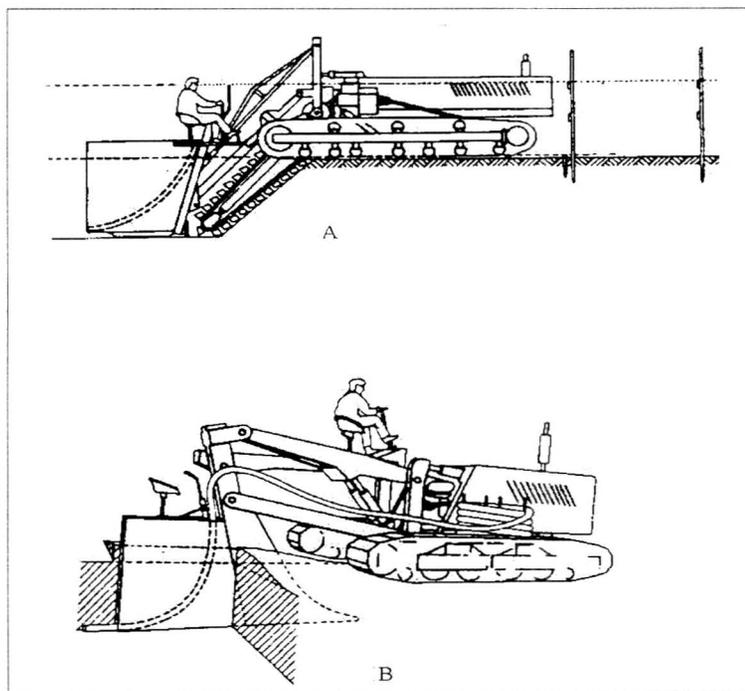
8.7.4. Instalación de los drenes.

La instalación de la red de drenaje pasa por las siguientes etapas:

- a) Replanteo. Esto significa llevar al terreno el diseño que se ha realizado en el plano en lo referente a disposición, espaciamiento y pendiente de laterales y colectores.

- b) Excavación de la zanja. Si se trata de un colector tipo zanja o de una zanja de relleno que contendrá un lateral de tubería.
- c) Instalación de la tubería y del material envolvente seleccionado.
- d) Relleno de la zanja.

En países donde la técnica del drenaje es rutinaria y masiva, existen máquinas altamente especializadas para la construcción e instalación simultánea de drenes, del tipo zanjadoras y no zanjadoras (Figura 8.18), en nuestro país lo usual es primero la construcción de la zanja y luego la instalación de los drenes. La excavación de la zanja puede ser manual o mecanizada. La excavación manual tiene la ventaja que se trata de un trabajo de terminación más fina y delicada, pero resulta menos conveniente debido al aumento del costo de la mano de obra y la baja velocidad de avance. La excavación mecanizada implica usar retroexcavadoras de alto rendimiento, pero con una terminación de baja calidad. Por lo antes indicado, se recomienda combinar el trabajo manual con el mecánico, como se indica en la Figura 8.19. El dibujo muestra que la primera sección de profundidad (H) se hace con maquinaria y la segunda sección de profundidad (h), se abre en forma manual.



*Figura 8.18.
Máquinas
instaladoras de
drenes.*

*A. Máquina
zanjadora.*

*B. Máquina no
zanjadora.*

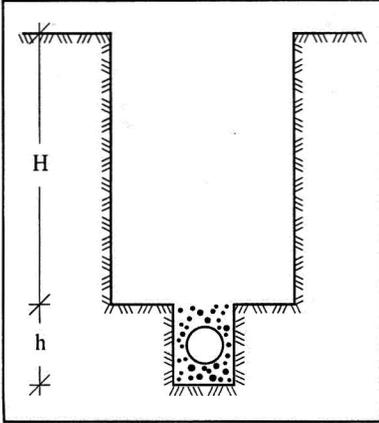


Figura 8.19. Zanja de relleno para tubería de drenaje.

Esto tiene las siguientes ventajas: a) rapidez en la excavación de la primera sección, b) menor movimiento de tierra en la segunda sección y c) menor uso de material envolvente cuando éste es del tipo grava.

En relación a la instalación de la tubería, es conveniente poner especial cuidado en los siguientes aspectos: a) alineamiento (Figura 8.20 A), b) uniformidad en la pendiente (Figura 8.20 B) y c) distancia homogénea entre tubos cuando se trata de tuberías de cemento o arcilla (Figura 8.20 C).

8.7.5. Estructuras.

Toda red de drenaje bien concebida requiere una serie de estructuras especiales que permitan conectar, proteger, inspeccionar y mantener adecuadamente la red. A continuación se hace una breve descripción de cada obra, indicando sus principales características constructivas.

Estructuras de salida

En el lugar donde los laterales descargan a un colector de zanja, el caudal de salida puede erosionar sus paredes. Como una red de drenaje dispone de muchos puntos de descarga, es necesario que el costo de las estructuras de protección de la salida sea bajo. Esta situación tiene dos posibles soluciones:

- a) Una tubería de salida suficientemente larga para que el agua del lateral no caiga en el talud del colector sino en el centro del mismo. Es importante que este tubo pueda ser temporalmente removido para realizar la limpieza de los taludes (Figura 8.21 A).
- b) Una tubería de salida que no sobresalga mucho de la pared del colector y que descargue en una canaleta (de plástico o metal), para evitar la erosión del talud (Figura 8.21 B).

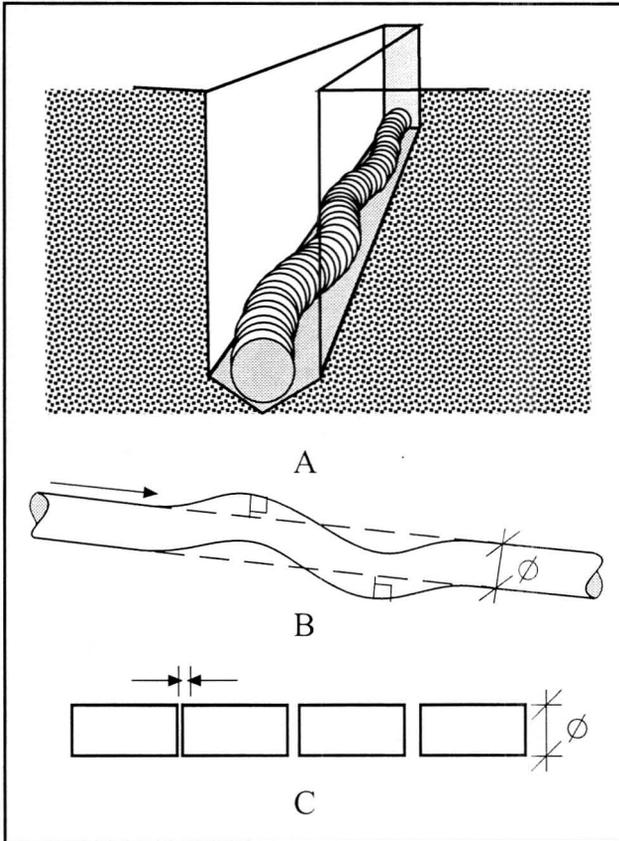


Figura 8.20.

Problemas frecuentes que se producen en la instalación de drenes.

A) Alineación

B) Desuniformidad de la pendiente

C) Espaciamientos irregulares entre tubos

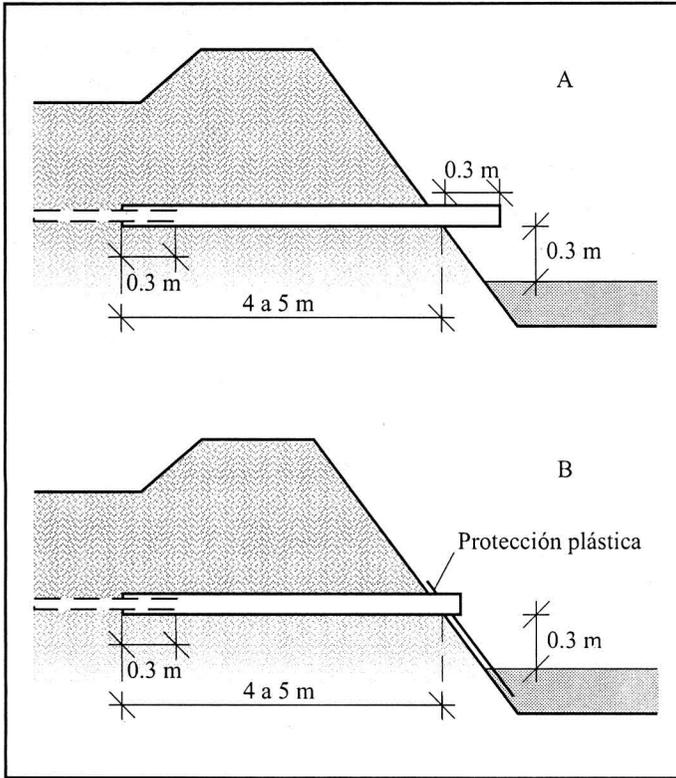


Figura 8.21.

Estructuras de descarga de un lateral.

A. Tubería descarga en centro zanja.

B. Tubería descarga en talud protegido.

Si se trata de la salida de un colector entubado es necesario tomar algunas medidas adicionales, especialmente si se trata de una tubería de gran tamaño, y que transporta un caudal importante. En este caso es preferible construir una estructura de albañilería como la que se indica en la Figura 8.22.

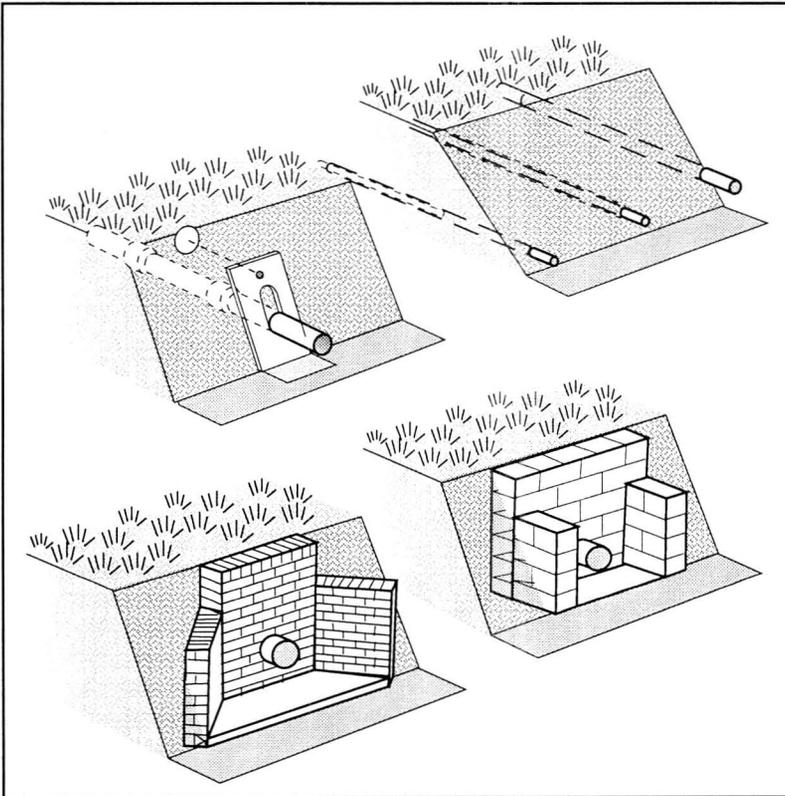
Una estructura particularmente útil a la salida de taludes y colectores de tubo es la instalación de mallas o rejas que impidan el ingreso de roedores o aves pequeñas (Figura 8.23). Esto evitará que dichos animales, una vez en el interior de la tubería, se atasquen, no puedan salir, y en definitiva causen una obstrucción total.

Estructuras de conexión

Si la red de drenaje es del tipo simple, es decir, laterales de tubería descargando en colectores de tubería, se requiere la construcción de estructura de conexión entre ellos.

Si laterales y colectores son tuberías de cemento o arcilla, se sugiere que en las partes de unión o conexión se construyan cámaras de albañilería donde descargan los laterales y desde donde salen los colectores (Figura 8.24). Obsérvese que en este caso los laterales descargan por encima de la salida del colector y ésta a su vez se encuentra por encima del fondo de la cámara. Esto permitirá que en el fondo de la misma se produzca un colchón de agua que junto con disipar la energía permite la acumulación de sedimentos y su fácil eliminación posterior.

En el caso de laterales y colectores de plástico (liso o corrugado) los fabricantes ofrecen los más variados tipos de conexiones que evitan la construcción de cámaras en cada punto de unión. En todo caso, la construcción de una cámara puede ser de gran importancia, porque facilita la inspección y mantenimiento.



*Figura 8.22.
Estructuras
de laterales y
colectores*

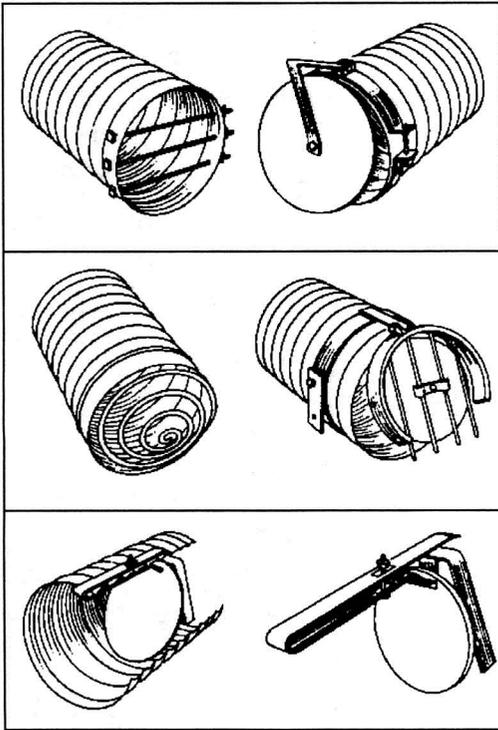
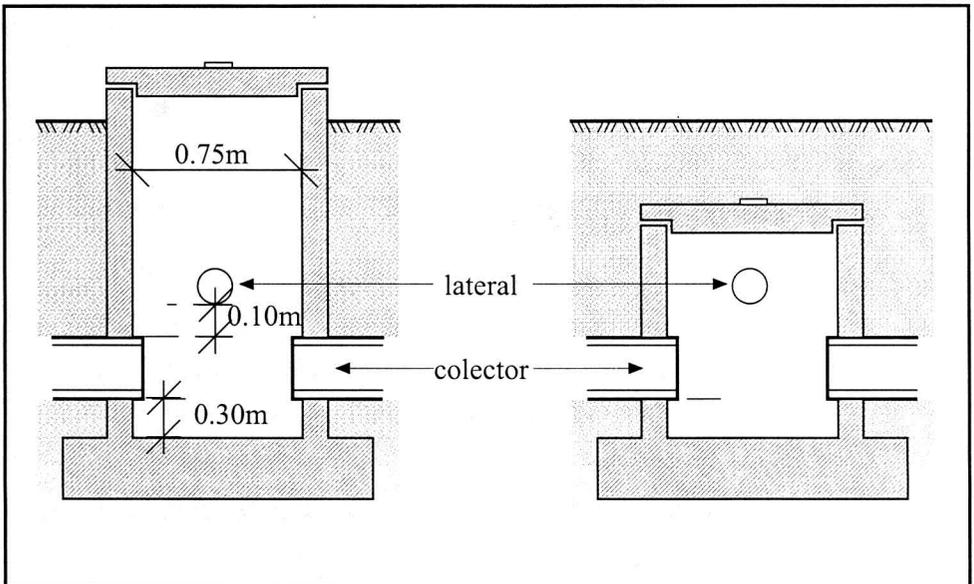


Figura 8.23. Estructuras de protección a la salida de laterales y colectores.

Figura 8.24. Estructuras de conexión e inspección entre laterales y colectores.



Cámaras de inspección

Como se ha señalado anteriormente, uno de los problemas más importantes que se presentan en redes de drenaje construidas integralmente en tuberías, es la mantención. Esto obliga, por lo tanto, a disponer de cámaras de inspección en puntos críticos a lo largo de la red donde sea posible controlar su funcionamiento y realizar eventuales procedimientos de limpieza. Una estructura como la indicada en la Figura 8.24 puede cumplir ambas funciones, esto es, como estructura de conexión e inspección.

Una cámara de inspección, como su nombre lo indica, debe permitir ingresar hasta la tubería para controlar su funcionamiento. Dichas cámaras deben estar abiertas al exterior. Generalmente se construyen en albañilería y su tapa superior puede ser de madera u hormigón armado.

Algunos criterios de distribución o ubicación de las cámaras en terreno pueden ser: a) en todo lateral que excede 200 metros de largo; b) en todo punto de unión entre un lateral y colector de tubos; c) cuando los sedimentos en suspensión y/o arrastre sean muy altos; d) donde se produzca un cambio de diámetro en la tubería y e) donde se diseñan saltillos.

Las cámaras de inspección y conexión pueden construirse en albañilería, de sección cuadrada o rectangular. Las dimensiones máximas pueden ser entre 0.8 -1.0 metro por lado. También pueden utilizarse tuberías de cemento vibrado en un diámetro entre 0.8 y 1.0 metro.

8.8. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Chow, V.T. 1982. Hidráulica de los canales abiertos. Editorial Diana. México.
- Dujisin, D. y Rutllant, J. 1991. Manual de geotextiles Fisira. Industria de Telas y Productos no Tejidos S.A.
- FAO. 1980. Drainage design factors. Irrigation and Drainage Paper 38. FAO - Roma.

- Martínez, J. 1987. Drenaje Agrícola. Vol. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agraria (IRIDA). Madrid. Manual Técnico N° 5.
- Pizarro, F. 1985. Drenaje agrícola y recuperación de suelos salinos. 2° ed. Editorial Agrícola Española S.A. Madrid.
- Salgado, L. y Parra, L.C. 1994. Hydraulic performance of different combination of drainage pipe and envelope materials, under laboratory conditions. Proceedings XII World Congress on Agricultural Engineering. Milán, Italy. pp 325-332.
- Schwab, G.O.; R.K. Frevert; T.W. Edminster and K.K. Barnes. 1981. Soil and water conservation engineering. 3rd. ed. John Wiley and Sons, N.Y.
- USBR. 1993. Drainage Manual. U.S. Department of The Interior. Bureau of Reclamation. Washington, D.C., USA.

CAPITULO IX.

COSTOS DE CONSTRUCCION.

9.1. INTRODUCCION.

Los proyectos de drenaje que se realizan en Chile con cargo a los fondos asignados para los concursos de la Ley 18.450, no requieren de una evaluación económica, sino simplemente de un presupuesto detallado de los gastos en que se va a incurrir, para determinar el costo de construcción, rehabilitación o instalación del sistema. En este capítulo se incluyen casos puntuales sabiendo que, en estricto rigor, los costos pueden variar considerablemente de un lugar a otro, dependiendo de las condiciones locales, los objetivos del sistema que se desea instalar y la complejidad del sistema diseñado. Sin embargo, previamente parece adecuado destacar la diferencia entre un análisis económico y un estudio de los costos de construcción, rehabilitación o instalación.

El análisis o evaluación económica de proyectos es un instrumento destinado a facilitar la elección entre varias alternativas o, simplemente, permite decidir si se realiza o no una determinada inversión. En otras palabras, significa que se han identificado una o más formas técnicamente factibles de solucionar el problema y que sólo a partir del análisis económico, será posible tomar la decisión final. Entendido así, el análisis económico puede abordar distintos objetivos como, por ejemplo, calcular la rentabilidad de una inversión, su efecto sobre la balanza comercial o realizar un estudio financiero de dicha inversión con el objetivo de conocer si, además de rentable, la inversión es factible en el sentido de que los favorecidos por el proyecto tengan el reintegro esperado.

Un estudio de los costos de construcción es, simplemente, un estudio detallado de cada uno de los ítemes involucrados en la construcción de la obra. Esto significa que se ha definido previamente cuál es la alternativa que se ejecutará y sólo resta valorarla. Se preestablece que la alternativa es factible, aún cuando desde el punto de vista de la relación costo/beneficio, tasa interna de retorno o cualquier otro indicador, no exista mayor información, pudiendo existir otras alternativas de diseño más económicas y que consigan el mismo resultado.

Como la Ley 18.450 es una ley de subsidio a la inversión privada en obras de riego y drenaje el Estado presupone que la decisión racional de invertir está tomada por el privado y es éste último quien asume los riesgos. Por su parte, el Estado espera recuperar la bonificación a futuro, a través de la captación de impuestos sobre las actividades económicas desarrolladas a partir de la recuperación de los suelos improductivos.

Hecha esta aclaración, a continuación se analizan brevemente algunos sistemas de drenaje y estructuras y se indican algunos costos referenciales.

9.2. SISTEMA ZANJA-DREN TOPO.

Como se señaló en la Sección 7.3.6. (pág.173), ésta es una alternativa que se considera particularmente beneficiosa para suelos arcillosos y para los suelos ñadis del sur de Chile. A continuación se entregan algunos antecedentes basados en un trabajo realizado por INIA (Ortega, 1996) en la X Región.

9.2.1. Características de diseño.

Zanjas.

- a) Las zanjas deben disponerse preferentemente adyacentes a los cercos existentes. Esto reduce la cantidad de cierres que debe considerarse para la protección de las zanjas.
- b) Las zonas de descarga de las zanjas deben seleccionarse cuidadosamente tanto por razones del costo involucrado como por el daño que se puede efectuar a terceros.
- c) Puesto que la zanja tiene sólo una función colectora y de transporte de las aguas, debe tener el menor tamaño posible. Para suelos ñadis se recomienda el diseño que se incluye en la Figura 9.1.
- d) La pendiente de la zanja no debe exceder el 2 por mil, lo cual es suficiente para asegurar un buen escurrimiento. Una pendiente mayor no se justifica hidráulicamente y además tiene un fuerte impacto en el volumen de ripio (material consolidado) que debe removerse, y por tanto en los costos.
- e) El talud de la zanja debe ser de $\frac{1}{4}:1$ con lo cual se impide el deslizamiento del material de las paredes.
- f) Si la construcción del sistema se realiza en un suelo tipo ñadi, es conveniente separar el ripio (material desde el fierrillo hacia abajo) de la tierra (desde la superficie al fierrillo) ya que tienen usos diferentes. La tierra se desparrama sobre el suelo para mejorar el micro relieve y el ripio se puede destinar como estabilizado de caminos.

Drenes topo.

- a) Se recomienda construir los drenes a 0.50 metros de profundidad, aunque en la práctica dicha profundidad queda condicionada por la profundidad de la estrata de fierrillo. Si el fierrillo está a mayor profundidad, no es necesario profundizar el dren porque 0.5 metros es suficiente para crear condiciones adecuadas para el crecimiento de las praderas.

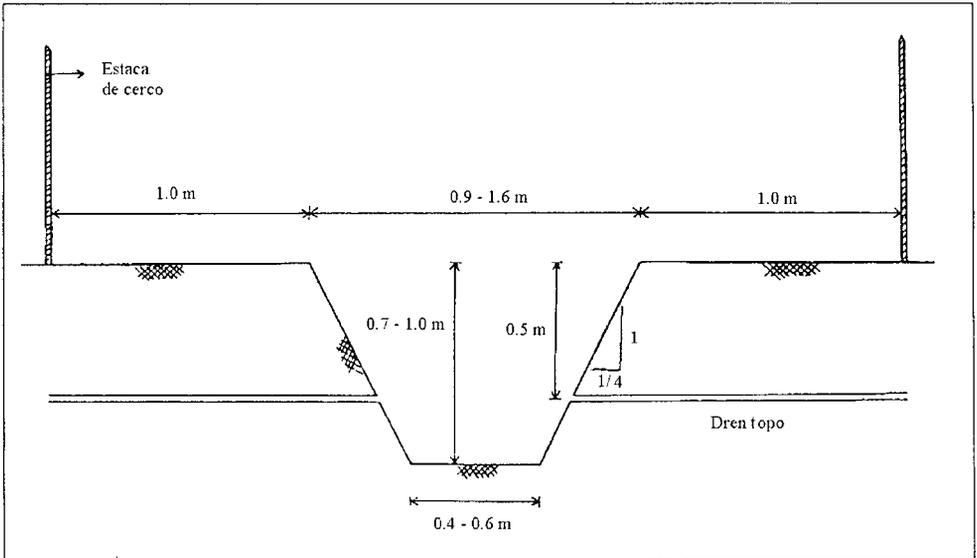


Figura 9.1. Estándares de construcción. Sistema zanja-dren topo (Ortega, 1996).

- b) Se recomienda que el espaciamiento no exceda los 5 metros. La literatura recomienda espaciamiento entre 2 y 5 metros.
- c) El largo de los drenes puede fluctuar entre 100 a 200 metros. En la práctica este parámetro de diseño depende de la geometría y tamaño de los potreros. Para lograr un buen desarrollo de las fisuras del suelo (Figura 7.14, pág. 174), se recomienda que los drenes sean construidos a fines de primavera o comienzos de verano, oportunidad en que el suelo se encuentra seco en la superficie pero húmedo en profundidad.
- d) Se recomienda una velocidad de trabajo del arado topo de 3 km/hora, lo cual es comparable a la desarrollada por una persona caminando en forma normal. Esta velocidad es importante para lograr un buen desarrollo de las fisuras y formación del túnel.

9.2.2. Estándares de construcción.

Según el citado trabajo, los principales estándares medidos en la construcción de un sistema zanja-dren topo en la X Región, son los que se indican en la tabla 9.1.

TABLA 9.1. ESTÁNDARES DE CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA ZANJA-DREN TOPO. (Ortega, 1996).

Item	Rendimiento
Excavación en tierra	9 m ³ /día
Excavación en ripio	2 m ³ /día
Vida útil pala	0.1 km
Vida útil picota	0.5 km
Limpieza zanja (deterioro severo)	9 m/día
Limpieza zanja (deterioro regular)	17 m/día
Limpieza zanja (tracción mecánica)	1.8 km/hora
Traslado tierra	6.75 m ³ /día
Traslado ripio	3 m ³ /día

9.2.3. Costos de construcción.

En la tabla 9.2, se presentan los costos de construcción de un sistema zanja-dren topo en un suelo ñadi, serie Frutillar, en condiciones de suelo limpio, sin restos de troncos ni matorrales. El trabajo se realizó en una superficie de 30.55 hectáreas. El espaciamiento entre drenes fue de 5 metros, hubo construcción manual de zanjas y para la construcción de los drenes topo se utilizó un implemento accionado por tractor. La tabla señala que el costo de este tipo de obra es de UF 13.27 por hectárea.

9.3. DRENES SUBSUPERFICIALES.

Como se indicó en el Capítulo VIII, la construcción de drenes subterráneos requiere de una serie de labores que se inician con el replanteo de laterales y colectores según el plano de diseño y continúa con la excavación de las zanjas, colocación de tuberías, colocación de material envolvente, relleno, construcción de obras de arte, etc. Cada una de estas labores es específica para cada proyecto, de modo que no es posible entregar costos de obras aplicables a cada circunstancia. Por esta razón, en los cuadros siguientes se hace mención a una serie de actividades y sus respectivos costos, sólo con carácter referencial.

TABLA 9.2. COSTOS TOTALES DE CONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE ZANJA-DREN TOPO PARA SUELOS ÑADIS. (Ortega, 1996). (1)

Item	Unidad	Costo Unitario (UF)	Cantidad	Costo Total (UF)
Topografía	ha	0,87	30,55	26,58
Excavación zanja				
Tierra	m ³	0,03	862,20	25,87
Ripio	m ³	0,14	934,05	130,77
Picotas	km	0,70	2,40	1,68
Palas	km	3,05	2,40	7,32
Limpieza zanja				
Deterioro severo	m	0,03	645,00	19,35
Deterioro regular	m	0,02	680,00	17,20
Confección drenes topo	km	0,42	61,10	25,66
Movimiento material de bordes				
Tierra	m ³	0,04	862,20	34,49
Ripio	m ³	0,09	934,05	84,06
Cercado de zanjas				
Polines	km	4,43	4,79	21,22
Alambre	km	1,24	4,79	5,94
	km	1,09	4,79	5,22
TOTAL				405,36
UF/ha				13,27

(1) Valores de \$ del mes de noviembre de 1994

9.3.1. Costos de construcción de laterales.

En la tabla 9.3., confeccionada por Kremer y Croxatto (1998), se incluyen los costos de construcción de un dren entubado, sin considerar gastos generales, imprevistos, utilidades ni impuestos, a partir de valores medios de proveedores.

TABLA 9.3. COSTO DE CONSTRUCCION DE DREN ENTUBADO DE CEMENTO, PROFUNDIDAD 1.5 M, ENVOLVENTE GRANULAR HASTA 60 CM Y GEOTEXTIL (Kremer y Croxatto, 1998).⁽¹⁾

Partidas de construcción	Unidad	Cant.	Precio Unitario (\$)	Total (\$)
Excavación				
Excav. Zanja c/máquina en posicionamiento continuo	m ³	1.2	737	884
Suministro y colocación del tubo				
Cama de arena	m ³	0.025	4.000	100
Tubo 250 mm tipo Graudren	Uni	2	1.340	2.680
Geotextil tipo Polyfelt	m ²	1	500	500
Tecele, roldana y estructura de soporte	Día	0.01	2.975	30
Jornalero (2 jornales en colocación del tubo)	Día	0.01	4.685	47
Leyes sociales 57%	%	57		27
Rellenos				
Relleno entorno tubo c/bolón selec. Hasta 50 cm bajo N.T.	m ³	0.36	5.000	1.800
Relleno común	m ³	0.4	1.000	400
TOTAL				6.468
Comentarios : Resultados promedios obtenidos para rangos medios de insumo básicos: - costo directo por metro de dren entubado:				
			\$/ML	6.468

(1) Fecha de referencia: octubre de 1998. índice IPC:308,64 Base: Abril 89 =100

En la tabla siguiente (tabla 9.4) se muestran los costos unitarios de las distintas faenas que deben realizarse en la construcción de un sistema de drenes paralelos, según un trabajo realizado por Mourgues (1996). La citada tabla no incluye los costos de construcción de estructuras, las cuales son consideradas separadamente en las tablas 9.5, 9.6, 9.7 y 9.8.

TABLA 9.4. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE DRENES ENTUBADOS POR METRO INSTALADO. (Mourgues, 1996). ⁽¹⁾

Actividad y material	Cant.	Unidad	Unitario \$	Total \$
Topografía				
Perfil longitudinal	1	km	60.000	60.000
Replanteo	1	km	50.000	50.000
Total	-	-	-	110.000
Excavación (terreno blando)	1	m ³		
Retroexcavadora CASE 580H	0.08	hr	8.000	640
Pensión operador	0.09	-	5.000	450
Petróleo	0.64	lt	145	93
Flete combustible	30	%	-	19
Combustible	0.028	lt	250	7
Jornalero	0.08	día	2.500	200
Leyes sociales	55	%	-	110
Total	-	-	-	1.519
Colocación tubos PVC	1	m		
Tubo PVC 110 mm Drenapecc	1	m	1.372	1.372
Geotextil (Fisira G-20)	0.5	m ²	470	235
Jornalero	0.048	día	2.500	120
Leyes sociales	55	%	-	66
Total	-	-	-	1.793
Cama de grava	1	m ³		
Grava	1	m ³	5.000	5.000
Jornalero	0.25	día	2.500	625
Leyes sociales	55	%	-	344
Total	-	-	-	5.969
Envolvente de grava	1	m ³		
Grava	1	m ³	5.000	5.000
Jornalero	0.25	día	2.500	265
Leyes Sociales	55	%	-	344
Total				5.969
Relleno zanja s/compactar	1	m ³		
Retroexcavadora	0.045	hr	8.000	360
Pensión operador	0.09	-	5.000	450
Petróleo	0.8	l	145	116
Flete combustible	20.0	%	-	23
Combustible	0.028	l	250	7
Jornalero	0.08	día	2.500	200
Leyes sociales	55	%	-	110
Total				1.266

(1) Valores \$ julio 1997

9.3.2. Costos de construcción de obras de arte.

Las obras de arte más comunes en un sistema de drenaje son las cámaras de inspección, conexión, filtración y las estructuras de salida. En las tablas siguientes se indican los costos de construcción de algunas de ellas según las figuras que se indican:

TABLA 9.5. COSTO DE OBRAS DE ARTE. (Mourgues, 1996).

Tipo estructura y materiales	Cantidad	Unidad	Valor Unitario	Valor Total
Cámara filtración (Figura 9.2.)				
Excavación (+20% esponjamiento)	0.94	m ³	1.972	1.854
Bolones	0.91	m ³	4.000	3.640
Tubos Cc 600 mm	1	Gl	13.500	13.500
Rejilla metálica	1	Gl	7.600	7.600
Total				26.594
Cámara inspección (Figura 9.3.)				
Excavación (+20% esponjamiento)	2.2	m ³	1.972	4.338
Radier 225 kg c/m ³	0.07	m ³	45.000	3.150
Albañilería pandereta	10.3	m ²	6.613	68.114
Tapas madera raulí	1	Gl	14.400	14.400
Entrada y salida PVC 110	1	m	2.477	2.477
Total				72.479
Cámara inspección (Figura 9.4)				
Fe A 44-28 H	20	kg	700	14.000
Moldaje	5	m ²	8.000	40.000
Hormigón 225 kg c/m ³	0.4	m ³	4.500	18.000
Tubo CC 1000 mm	2	Gl	30.000	60.000
Tubo CC 600 mm	1	Gl	13.500	13.500
Escalera cámara	1	uni	15.000	15.000
Total				160.500
Cámara conexión zanja-tubo (Fig. 9.5)				
Excavación (+20% esponjamiento)	2.2	m ³	1.972	4.338
Hormigón 225 kg c/m ³	0.09	m ³	45.000	4.050
Albañilería	6.32	m ²	6.613	41.794
Tapa madera raulí	1	Gl	14.400	14.400
Rejillas metálicas	1	Gl	12.500	12.500
Total				77.082

Continúa en la página siguiente

Viene de la página anterior

Salidas (Figura 9.6)				
Radier 255 kg c/m ³	0.15	m ³	45.000	6.755
Albañilería	2	m ²	6.613	13.236
Total				19.976
Salidas (Figura 9.6)				
Radier 255 kg c/m ³	0.15	m ³	45.000	6.755
Albañilería	2	m ²	6.613	13.236
Total				19.976
Salidas (Figura 9.6)				
Radier 255 kg c/m ³	0.15	m ³	45.000	6.755
Albañilería	2	m ²	6.613	13.236
Total				19.976
Salidas (Figura 9.6)				
Radier 255 kg c/m ³	0.15	m ³	45.000	6.755
Albañilería	2	m ²	6.613	13.236
Total				19.976

(*) Valores no incluyen: flete, mano de obra ni leyes sociales. Válidos julio 1997.

TABLA 9.6. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE UNA CAMARA DE INSPECCIÓN EN ALBAÑILERÍA DE DIMENSIONES 1.15*0.8 M Y 1.5M DE ALTURA (Kremer y Croxatto, 1998).

Partidas de construcción	Unidad	Cant.	Precio ⁽¹⁾ Unit. (\$)	Total (\$)
Excavación				
Excavación a mano	m ³	6.7	2.407	16.127
Confección de cámara				
Radier e=7 cm	m ³	0.07	27.321	1.912
Albañilería (precio incluye mano de obra)	m ²	10.3	6.900	71.070
Tapa cámara raulí	PLG	1	16.000	16.000
Tubo PVC 110 (entrada y salida cámara)	m	1	2.500	2.500
Jornalero (1 en colocación de tubos)	Día	0.3	4.685	1.406
Leyes sociales 57%	%	57		801
Rellenos				
Relleno en torno a obra c/material seleccionado	m ³	4.5	3.601	16.205
Transporte a botadero 30% de esponjamiento	m ³	2.9	566	1.641
TOTAL				127.662

(1) Fecha de referencia: octubre de 1998. índice IPC:308,64 Base: Abril 89 =100

TABLA 9.7. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE UNA CÁMARA DE INSPECCIÓN CON ANTECÁMARA DE TUBO DE C.C. (D=0.6M Y H = 1.0 M). CAMARA DE DOS TRAMOS: PRIMER TRAMO EN TUBO DE D=1.0 M Y H=1.0 Y SEGUNDO TRAMO EN CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO DE 1.4*1.5 M (Kremer y Croxatto, 1998).

Partidas de construcción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (\$) ⁽¹⁾	Total (\$)
Excavación				
Excavación a mano	m ³	12.5	2.407	30.088
Confección de cámara				
Emplantillado e= 5cm	m ²	2.3	23.258	53.492
Enfierradura	m ²	20	599	11.980
Moldaje de 2 usos	m ²	5	5.217	26.083
Hormigón H 15 para segundo tramo cámara	m	0.4	41.582	16.633
Tubo de C.C. 1.000 m	UNI	1	29.005	29.005
Tubo de CC 600 mm	UNI	1	9.498	9.498
Transporte de tubos	GL	1	2.500	2.500
Escalera cámara	GL	1	15.000	15.000
Jornalero (2 en colocación de tubos y escalera)	Día	2	4.685	9.370
Leyes sociales 57%	%	57		5.341
Rellenos				
Relleno en torno a obra c/material seleccionado	m ³	8	3.601	28.808
Transporte a botadero 30% de esponjamiento	m ³	5.9	566	3.339
TOTAL				241.137

(1) Fecha de referencia: octubre de 1998. indice IPC:308,64 Base: Abril 89 =100

TABLA 9.8. COSTOS DE CONSTRUCCION DE UNA CAMARA DE FILTRACION CON BOLONES DE 15-20 CM DISPUESTOS EN FORMA CIRCULAR: D=1.3 M Y H=0.7 M Y TUBO DE CEMENTO VIBRADO CON PERFORACIONES (D=0.6 M). (Kremer y Croxatto, 1998).

Partidas de construcción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (\$) ⁽¹⁾	Total (\$)
Excavación				
Excavación a mano	m ³	1.1	2.407	2.648
Confección de cámara				
Bolones (incluye flete 15 km)	m ³	0.9	3.000	2.700
Jornalero (dos en colocación de bolones)	Día	0.5	4.685	2.343
Rejilla metálica	GL	1	7.600	7.600
Maestro de primera (colocación de rejilla)	m	0.1	9.620	962
Tubo con perforaciones D=600 m	GL	1	13.500	13.500
Transporte de tubo	GL	1	1.250	1.250
Jornalero (2 en colocación de tubo)	Día	0.2	4.685	937
Leyes sociales 57%	%	57		2.418
TOTAL				34.358

(1) Fecha de referencia: octubre de 1998. índice IPC:308,64 Base: Abril 89 =100

9.3.3. Costos de algunas labores y materiales.

En las tablas siguientes se incluye algunos valores referenciales de excavación, movimiento de tierra y arriendo de maquinaria, según la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (Mayo, 1997). Asimismo, se indican valores de tubería de drenaje y geotextiles según información entregada al autor de este Manual por los propios fabricantes.

TABLA 9.9. COSTOS DE EXCAVACIÓN MANUAL POR METRO CÚBICO SEGÚN TIPO DE SUELOS (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997)^(*).

Condición Terreno	Dimensiones zanja (m)		Rendimiento excavador (día/m ³)	Total (\$)
	Ancho	Profundidad		
Blando	1	0-2	0.21	1.972
Semi duro	1	0-2	0.26	2.442
	1	2-4	0.44	4.133
Duro	1	0-2	0.37	3.475
	1	2-4	0.59	5.541
Muy duro	1	0-2	0.80	7.514
Ext. escombros	-	-	1.00	1.800

^(*) Costo total incluye un valor de \$5.762/día 8% de recargo por desgaste de herramientas y 55% leyes sociales.

TABLA 9.10. COSTO MOVIMIENTO DE TIERRA (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997).

Item	Unidad	Costo \$
Acarreo carretilla a 10 m	m ³	609
Acarreo carretilla a 50 m	m ³	1.419
Acarreo carretilla a 100 m	m ³	2.430
Esparcimiento rellenos (espesor 10 cm)	m ²	55
Esparcimiento rellenos (espesor 30 m)	m ²	110
Excavación para obras de arte	m ³	2.016
Excavación fosos (transporte 1 km)	m ³	1.015
Retroexcavadora CASE 580 H Cargador CAT 936		
Excavación terreno duro	m ³	833
Bulldozer CAT D-6D Cargador CAT 936		

TABLA 9.11. COSTO DE ARRIENDO DE MAQUINARIA PARA MOVIMIENTO DE TIERRA (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, Mayo 1997).

Tipo maquinaria	Unidad	Costo \$
Bulldozer CAT D-6D	hora	20.000
Bulldozer CAT D-8-K	hora	35.000
Bulldozer CAT D8-K	hora	30.780
Bulldozer CAT D8-N	hora	33.210
Bulldozer CAT D8L	hora	39.000
Bulldozer D 4E	hora	16.500
Bulldozer D 5	hora	17.000
Motoniveladora 12 G	hora	12.550
Motoniveladora 140 G	hora	13.770
Motoniveladora 160 HP	hora	13.500
Motoniveladora 180 HP	hora	15.000
Motoniveladora CAT 140-G	hora	17.000
Motoniveladora CAT 146	hora	21.000
Mototrailla CAT 619	hora	21.870
Retroexcavadora JCB 4*4*4	hora	10.332
Retroexcavadora CASE 580 H	hora	7.500
Retroexcavadora CAT 320 L	hora	22.000
Retroexcavadora CAT 416	hora	9.000
Retroexcavadora CAT 320	hora	18.630
Retroexcavadora Ferguson MF 750 4*4	hora	8.500
Retroexcavadora Ferguson MF 96	hora	7.500
Retroexcavadora Ferguson M 86	hora	7.600
Retroexcavadora Ferguson NF 86	hora	7.250
Retroexcavadora Ford 555-B	hora	8.000
Retroexcavadora Ford 555-C	hora	8.500

TABLA 9.12. COSTO DE TUBERÍA UTILIZADA CON FINES DE DRENAJE.

Material	Tipo	Diámetro Nominal (mm)	Valor (\$/m)
Plástico	Flexadren	50	325
		65	429
		100	825
		200	1.925
	Drenapec	65	704
		110	1.372
		160	2.732
Cemento	Graudren	100	1.140
		150	1.986
		200	3.092
		250	4.004

Valores no incluyen IVA. Julio 1997.

TABLA 9.13. COSTO DE ALGUNOS GEOTEXILES UTILIZADOS EN DRENAJE.

Tipo	Modelo	Valor \$/m ²
Fisira	G-10	378
	G-20	470
	G-30	603
	G-40	670
	G-50	737
	G-60	933
	G-70	1.037
	G-80	1.224
Polyfelt	TS-500	323
	TS-600	496

Valores no incluyen IVA. Julio 1997.

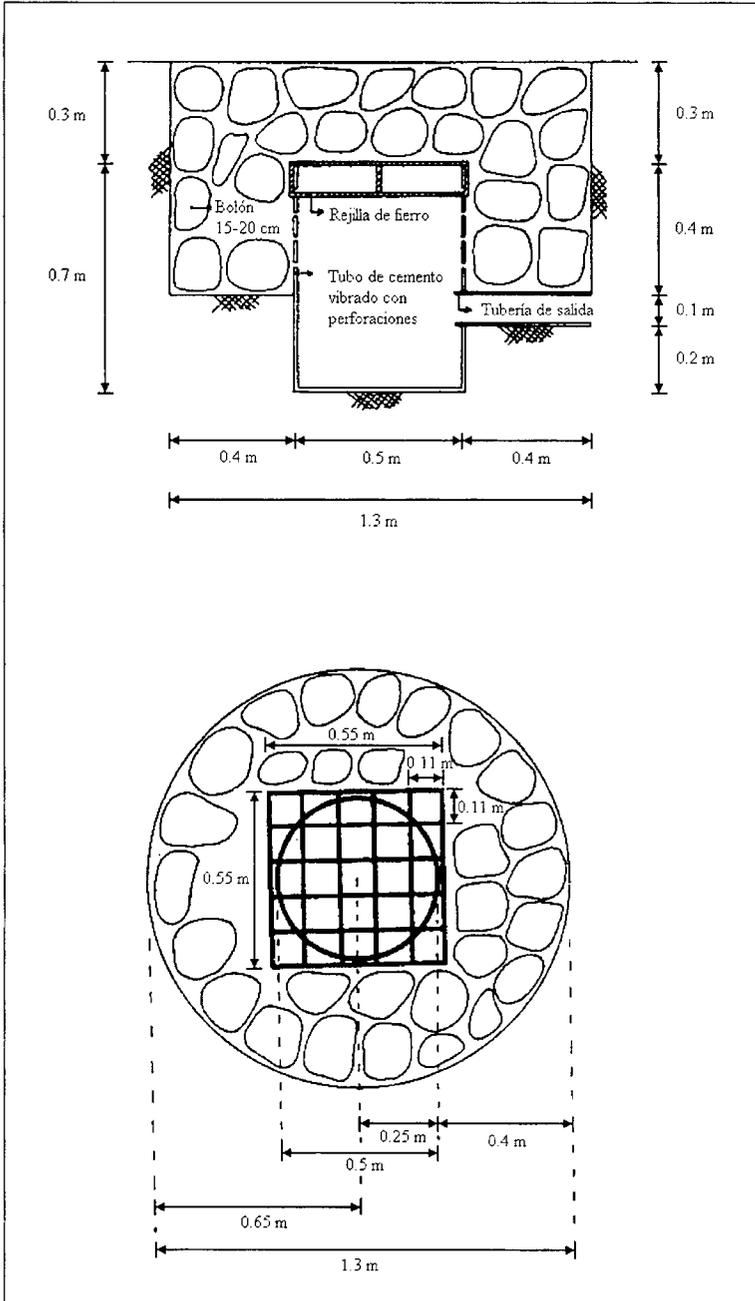


Figura 9.2. Cámara de filtración.

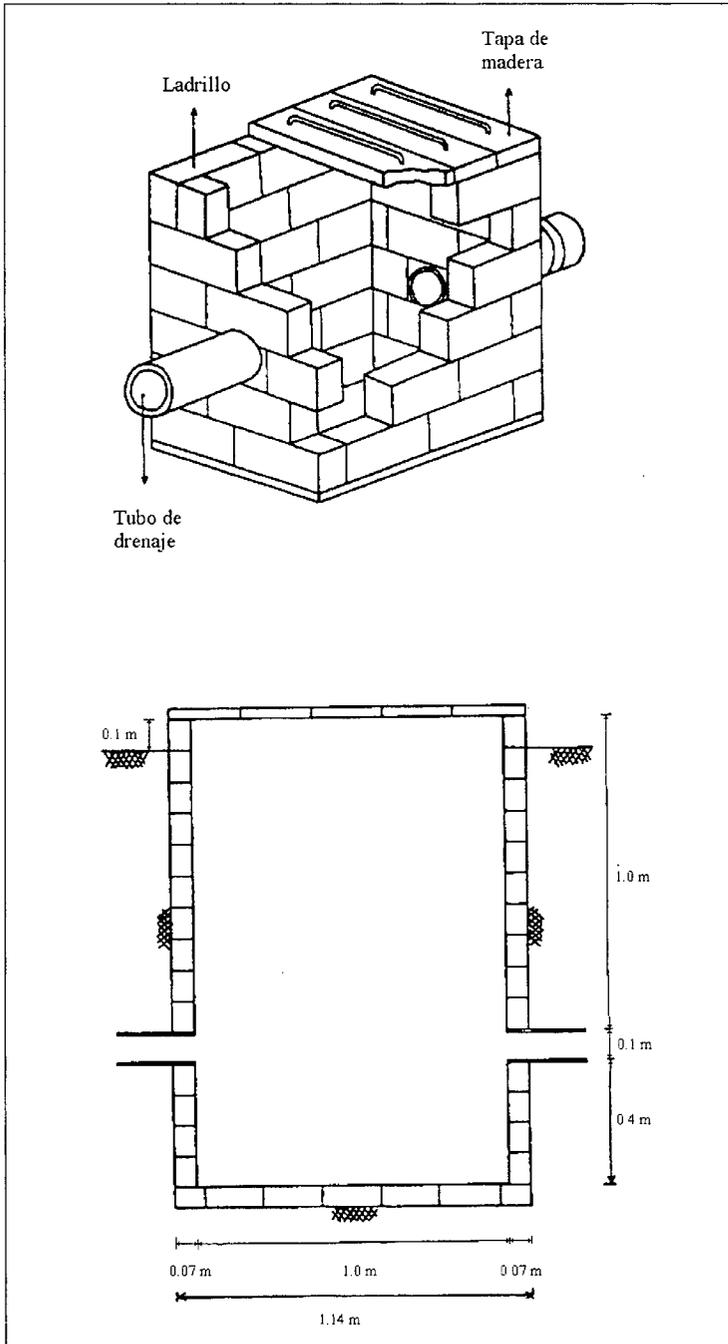


Figura 9.3. Cámara de inspección en albañilería.

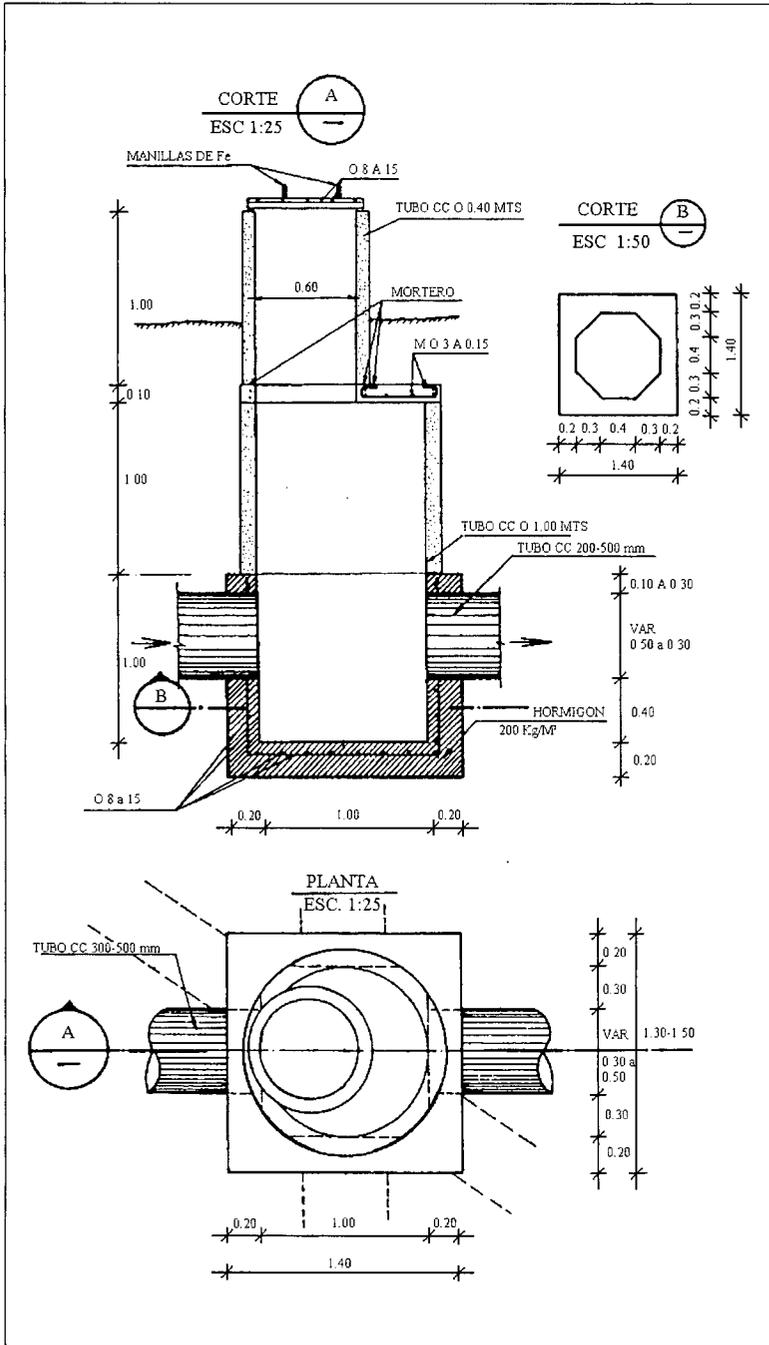


Figura 9.4. Cámara de inspección en tubos de cemento comprimido.

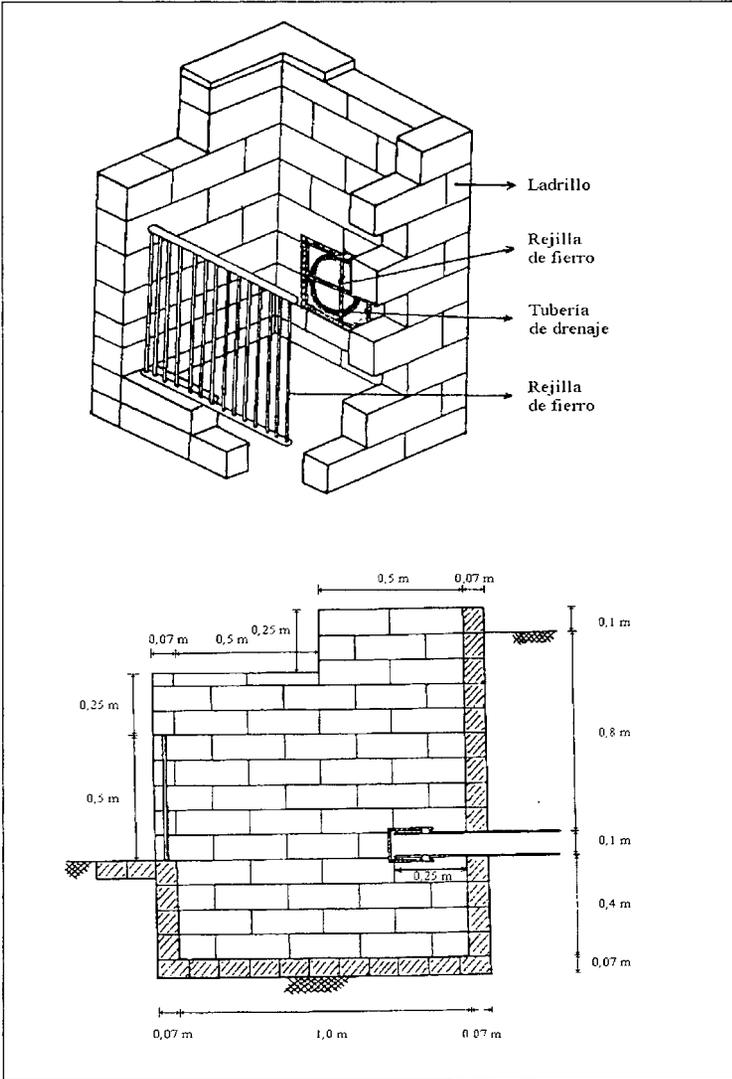


Figura 9.5. Cámara de conexión zanja-tubos en albañilería.

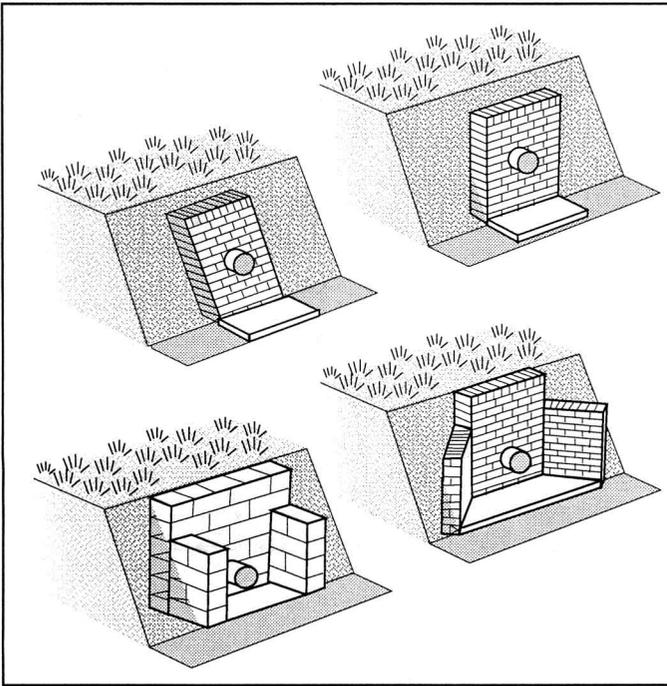


Figura 9.6. Estructuras de salida, en albañilería, de laterales y/o colectores.

9.4. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Kremer, W. y J.C. Croxatto. 1998. Construcción de proyectos al amparo de la ley 18.450. Manual de precios unitarios referenciales de actividades. Informe final. Comisión Nacional de Riego.
- Mourgues, M. 1996. Drenaje fundo Santa María de Maule. Proyecto presentado al concurso 109 de la Ley 18.450.
- MOP. Obras tipo. Dirección de Riego. Ministerio de Obras Públicas.
- ONDAC. 1997. Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Manual de la Construcción. Mayo.
- Ortega, C.L. 1996. Drenaje de suelos ñadis. INIA-Remehue; Comisión Nacional de Riego. Cartilla divulgativa.
- USBR. 1993. Drainage Manual. A Water Resource Technical Publication. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation.

CAPITULO X.

IMPACTO AMBIENTAL DEL DRENAJE.

10.1. INTRODUCCION.

La incorporación de las técnicas de drenaje superficial y subsuperficial han significado la recuperación o mejoramiento de millones de hectáreas de terreno, parcial o totalmente improductivos y su posterior incorporación a una agricultura altamente rentable. Sin embargo, los beneficios del drenaje, asociados a recuperación de terrenos, mejoramiento de su calidad o la sustentabilidad de proyectos de riego, traen consigo ciertas desventajas. En algunas oportunidades cuando se trata de proyectos de gran envergadura, la ganancia en un lugar -incorporación de nuevas tierras a la agricultura- está asociada con pérdidas en otra: desaparacimiento de un cierto ecosistema. Ejemplo de esto son los problemas ambientales que se crean por la

acumulación de agua de drenaje con altos contenidos de sales (cloruros, sulfatos, bicarbonatos, nitratos, etc.), herbicidas, pesticidas u otros elementos menores, perjudiciales para la salud humana, animal o para el propio suelo y cultivos.

Hasta fechas recientes, los proyectos de drenaje eran visualizados sólo como un proyecto de desarrollo más, sin considerar los efectos que se generaban en el ambiente en el transcurso de sus diferentes etapas de ejecución, puesto que la meta u objetivo fundamental era sólo la búsqueda del crecimiento económico. Sin embargo, las numerosas experiencias negativas que se han producido, han demostrado que el crecimiento económico y la calidad ambiental no son alternativos, es decir, no son excluyentes y por lo tanto no se puede permitir que el desarrollo traiga implícitamente la degradación del ambiente.

Como consecuencia de lo anterior, actualmente se reconoce y acepta la interrelación existente entre el ambiente y la producción continua de bienes y servicios a partir de proyectos de desarrollo, por lo cual la búsqueda del desarrollo sustentable está motivando a los profesionales a tomar cada vez más en consideración tanto los beneficios como los efectos perjudiciales que provoca todo proyecto. En este sentido, la Ley 18.450 exige a los consultores cumplir con la normativa vigente.

Este capítulo final intenta, por lo tanto, servir como un llamado de alerta a quienes piensan que el drenaje puede ser la panacea para resolver todos los problemas productivos que presentan ciertas áreas de nuestro país debido al exceso de agua presente en la superficie y/o en el perfil del suelo. No debemos olvidar que la explotación agrícola o forestal es sólo uno de los destinos que puede darse a un terreno. Hay numerosas experiencias a nivel mundial donde terrenos que tienen severos problemas de drenaje superficial han sido mantenidos como tales para preservar la flora y la fauna.

10.2. IMPACTO AMBIENTAL.

Si definimos el ambiente (o medio ambiente, como comúnmente se le denomina) como la totalidad de los diferentes ecosistemas existentes a nivel local, regional o global y como ecosistema (o sistema natural) el arreglo o disposición dinámica de plantas y animales con su entorno no viviente de

suelo, aire, agua y energía, tenemos que aceptar que cada vez que introducimos un sistema de drenaje dentro de un área (independientemente de su tamaño) estamos realizando una alteración o manipulación de dicho ambiente.

Lagos, bosques, pantanos o praderas naturales son ecosistemas como también lo son los terrenos cultivados con arroz, praderas artificiales y el jardín de la casa. Estos últimos tres ecosistemas son modificados permanentemente por la actividad humana (actividad antrópica) y llamados “ecosistemas intervenidos” los cuales son por lo general mucho más simples que los denominados “ecosistemas naturales”:

Un desarrollo exitoso y sustentable depende del uso racional de los recursos ambientales y de la eliminación o minimización de cualquier impacto adverso que tenga un proyecto, lo cual se logra mejorando el planeamiento, diseño e implementación del mismo. Según Ritzema y Braun (1993), la Comisión sobre Ecología y Desarrollo Cooperativo de Holanda distingue tres categorías de impacto ambiental: a) alteración y/o contaminación (polución) del ambiente; b) degradación y/o sobreexplotación de los recursos naturales y c) deterioro y/o destrucción del ecosistema natural.

10.2.1. Alteración.

Un ambiente alterado y/o contaminado es la categoría más leve (menos severa) que puede resultar de la intervención humana sobre un ecosistema natural. Un cuidadoso planeamiento del proyecto puede mantener el impacto sobre el medio ambiente dentro de los límites aceptables.

Puesto que el drenaje es, en principio, la regulación del sistema agua-suelo-plantas (Capítulo I), al construirse los drenes se altera el caudal en los cauces naturales y, eventualmente, se descargan aguas con mayor contenido de sales. Todas estas actividades tienen un efecto sobre el ambiente los cuales son difíciles de predecir en su totalidad. Sin embargo, la conducción de estudios de impacto ambiental puede proveer una visión de las principales consecuencias del proyecto de drenaje que se desea realizar. Si los proyectos son cuidadosamente planeados y se identifican plenamente los efectos que

aquél puede producir, los cambios en los ecosistemas pueden ser minimizados.

Un ejemplo típico de estas alteraciones son los cambios en las características físicas del suelo como producto de la introducción del drenaje y el aumento en el contenido de sales de las aguas superficiales como consecuencia del lavado de los suelos.

10.2.2. Degradación.

La degradación, o sobre explotación de los recursos naturales, es a menudo un proceso gradual, el cual en un comienzo no parece severo pero que en el largo plazo suele tener graves consecuencias. Esto es particularmente importante cuando nos percatamos que aquello que sucede en pequeña escala, a nivel de potrero, puede tener lugar en gran escala, a nivel regional, y producir daños económicos y ambientales de gran magnitud. Tal es el caso de la degradación del suelo por erosión y el consiguiente lavado de nutrientes y pérdida de materia orgánica.

10.2.3. Destrucción.

La destrucción y/o deterioro de un ecosistema natural es la más severa categoría de impacto ambiental que puede producirse. Cuando existe el temor que los cambios que se produzcan en el ecosistema sean irreversibles, debe tenerse extremo cuidado antes de tomar una medida que posteriormente no podamos controlar. Ejemplos de este tipo son la recuperación de pantanos (lo cual puede resultar en un proceso irreversible de eliminación de la flora y la fauna del ecosistema) y la subsidencia de los suelos y/o cuarteamiento permanente de los mismos. En esta categoría se encuentran los cambios que puede producir el drenaje de los suelos ñadis y los mallines de la X y XI Regiones y las vegas de la Patagonia, si no se hace un adecuado manejo de los excedentes de agua.

10.3. EFECTOS AMBIENTALES EN PROYECTOS DE DRENAJE.

Ritzema y Braun (1993), indican que para evaluar el impacto ambiental de los dos efectos directos que tiene la instalación de un sistema de drenaje (esto es, bajar el nivel freático y aumentar la descarga) éstos deben clasificarse en: efectos aguas arriba, efectos aguas abajo y efectos en el lugar mismo donde se localiza el área del proyecto. En esta sección se hace una breve revisión de algunos de los efectos que se pueden producir en estas tres áreas, haciendo una breve descripción del impacto que cada uno de ellos tiene, indicando en cuál etapa del proyecto se presenta e identificando cuales son las medidas que pueden tomarse para evitar un daño mayor.

10.3.1. Efectos dentro del área del proyecto.

Pérdidas de terrenos húmedos.

Los terrenos húmedos son terrenos donde la saturación es el factor dominante determinando la naturaleza del desarrollo del suelo y el tipo de comunidades de plantas y animales que viven tanto dentro del suelo como en su superficie. Cuando dichos terrenos son recuperados, ellos pierden su función original como terrenos sustentadores de comunidades específicas de plantas y animales. En el pasado, la pérdida de tales terrenos causaba muy poca preocupación, sin embargo, hoy día, la gente comienza a valorar dichos terrenos no sólo como un lugar especial sino como hábitat muy particulares donde coexisten especies únicas que es necesario preservar.

Desde el punto de vista agrícola, antes de introducir drenaje, dichos suelos tienen un bajo valor comercial y productivo. Una vez drenados pueden ser de alta productividad en atención a que por lo general tienen gran cantidad de materia orgánica. No obstante, es necesario tener presente que en su condición original pueden ser de gran valor para la vida silvestre, recreacional e incluso como áreas de recarga de los acuíferos.

Este tipo de problemas se presenta generalmente durante la fase de construcción del proyecto. Algunas medidas mitigadoras son: a) realizar una adecuada planificación para disminuir el área afectada, reservando lugares en su condición original y b) controlar los volúmenes de agua extraída.

Erosión.

La erosión es el desprendimiento, arrastre y acumulación de partículas de suelo por acción natural o antrópica. En el caso de los proyectos de drenaje el proceso es inducido por el hombre al realizar acciones de deforestación, enderezamiento de cauces, excavación del lecho del río, excavación de zanjas, evacuación de excedentes, construcción de obras, emparejamiento de suelos, etc. Los efectos se manifiestan por el arrastre de partículas hacia los cauces, zanjas y drenes de tubo depositándose en su interior. Tal depósito reducirá la eficiencia de trabajo de dichas estructuras, además de facilitar la proliferación de malezas.

Siendo el proceso de canalización (enderezamiento, profundización y modificación de la pendiente de un cauce) una actividad corriente y frecuentemente recomendada en caso de drenaje superficial, es necesario tener presente que puede causar serios daños. Al respecto, Stern (1980), establece que el efecto secuencial de la modificación de un cauce tiene variados efectos que se pueden resumir de la siguiente forma: enderezamiento \Rightarrow aumento de la pendiente del cauce \Rightarrow aumento de la velocidad \Rightarrow aumento del poder erosivo \Rightarrow erosión \Rightarrow aumento de los sólidos en suspensión \Rightarrow acumulación de sedimentos en lechos de ríos o embalses \Rightarrow degradación del hábitat.

Este problema se presenta tanto en la fase de construcción como en la de operación del proyecto. Algunas medidas recomendables son: a) diseñar adecuadamente el sistema de drenaje para evitar velocidades excesivas del agua tanto en drenes de tubo como zanjas (ver tabla 8.6 y Ortega, L. 1997); b) evitar grandes movimientos de tierra durante el proceso de modificación de los cauces naturales; c) reforestar y/o sembrar praderas permanentes en aquellos lugares donde se ha hecho grandes movimientos de tierra durante el proceso de construcción de drenes abiertos y d) sembrar praderas para proteger los taludes de zanjas y drenes en V.

Salinización.

El efecto de la salinización se refiere a la acumulación de sales solubles en la superficie y/o en el perfil del suelo en una magnitud tal que se afecta el rendimiento de los cultivos. Aunque el agua de riego sea de buena calidad, ésta puede acarrear grandes cantidades de sales. En regiones áridas y

semiáridas el riego puede además causar un tipo de salinización llamada secundaria debido al alza capilar desde un nivel freático salino.

El fenómeno de la salinización puede ser de tipo natural o antrópico. En términos generales, la acción del hombre es la que ha originado los mayores problemas de salinidad al no realizar un adecuado manejo del agua de riego, al regar suelos salinos, al utilizar aguas de mala calidad y/o al utilizar métodos de riego inadecuados. Los efectos de las sales se manifiestan en la reducción de los rendimientos al disminuirse la cantidad de agua disponible para la planta debido a un aumento del potencial osmótico; por cambio en las características físicas de los suelos (pérdida de la estructura por efecto del sodio) y toxicidad a las plantas por acumulación excesiva de aniones y cationes.

Eventualmente el drenaje de un suelo puede ser una fuente adicional de sales. Tal es el caso que se produce cuando al bajar el nivel freático en un sector se induce el movimiento de aguas con alto contenido de sales desde otro sector o cuando el flujo de agua subterránea moviliza sales desde mayores profundidades del suelo. En ambos casos, se aumenta la salinidad del efluente el cual a su vez puede tener efectos ambientales aguas abajo de la zona del proyecto.

Este proceso de salinización se produce por lo general durante la fase de operación de un proyecto. Algunas medidas curativas son: a) diseñar adecuadamente el sistema de drenes de modo que éste sea capaz de eliminar todos los excedentes de agua requeridos para el lavado, b) seleccionar los cultivos apropiados, tanto para que puedan sobrevivir bajo condiciones de alto contenido de sales, como también para requerir menor cantidad de agua de riego.

Disminución del nivel freático.

Si bien es cierto éste es el objetivo principal del drenaje subsuperficial, la sistemática y permanente disminución de la profundidad del nivel freático tiene serios efectos colaterales en la producción agrícola, en la conservación de las especies vegetales e incluso en la topografía (subsistencia). Además, por lo general, se traduce en mayores requerimientos de agua de riego durante el período de primavera-verano.

El fenómeno indicado se produce durante la fase de construcción y operación del proyecto. Algunas medidas correctivas pueden ser: a) instalar un sistema de drenaje controlado (Brevé, 1996). Esto consiste en no mantener el nivel freático a la misma profundidad durante todo el año y por lo tanto aceptar mayores niveles de agua cuando esta situación no es crítica para la producción agrícola, b) construir estructuras (compuertas) que permitan un adecuado control del agua dentro de las zanjias y por ende dentro del suelo y c) aplicar agua de riego para subir artificialmente el nivel freático en períodos críticos.

Subsistencia.

Un efecto importante que se produce en algunos suelos es la subsistencia, esto es, la pérdida de cota de un suelo (preferentemente orgánico), como consecuencia de la eliminación de grandes volúmenes de agua que este tipo de suelos es capaz de almacenar. Especialmente grave es la subsistencia irreversible que se produce en suelos de turba como resultado de un violento y acelerado proceso de oxidación el cual tiene graves efectos en el medio ambiente.

En estos casos la tasa de oxidación está directamente relacionada con la profundidad del nivel freático y la temperatura. Bajo condiciones de nivel freático alto y baja temperatura, la tasa de oxidación es baja (ejemplo, los suelos orgánicos de estepas frías en Magallanes). Por lo tanto, para conservar dichos suelos es necesario mantener las características originales de los niveles freáticos cercanos a la superficie. Sin embargo, tal condición es indeseable para una agricultura rentable debido a la falta de oxígeno para las plantas. Por lo tanto, en la mayoría de los casos los suelos de turba u orgánicos, no son adecuados para la agricultura a menos que se esté dispuesto a aceptar el costo de la subsistencia y/o el costo de mantener el nivel freático bajo, ya sea mediante bombeo o drenes subsuperficiales.

El fenómeno de subsistencia se presenta durante la fase de construcción y operación del sistema. Algunas medidas para controlar el efecto negativo de éste es: a) mantener un sistema de drenaje controlado, mediante estructuras y/o aducción de agua y b) evitar la sobreexplotación del agua subterránea mediante bombeo.

Filtraciones.

La disminución de la profundidad del nivel freático dentro del área del proyecto puede aumentar las filtraciones hacia el área debido a un aumento de la carga hidráulica. Si el agua que se filtra es dulce, el único efecto que se desprende es un aumento de la cantidad de agua que tiene que eliminar el sistema. Si el agua es salobre o definitivamente salina, existe el riesgo de introducir sales hacia el interior del área drenada y, por lo tanto, aumentar el riesgo de salinización, el cual a su vez causará efecto aguas abajo del área del proyecto.

Este proceso de aumento de las filtraciones tiene lugar durante las fases de construcción y operación del proyecto. Algunas medidas para minimizar este efecto pueden ser: a) evitar el drenaje mediante pozos en áreas cercanas a la costa y b) construir drenes interceptores para impedir el acceso de las filtraciones al área del proyecto.

Lixiviación de nutrientes, pesticidas y otros.

Probablemente éste es uno de los aspectos del drenaje que en estos momentos causa mayor preocupación por cuanto al construirse un sistema de drenaje se provee un sistema de descarga de las aguas superficiales y subsuperficiales las cuales actúan como vehículo para toda clase de elementos solubles que son o están almacenados en el suelo. Estos elementos (nutrientes, herbicidas, pesticidas, materia orgánica, sales, y algunos otros elementos tóxicos) pueden ser lixiviados desde el suelo y contaminar el agua de drenaje.

Existe abundante literatura (Baker y Johnson, 1980; Fausey, 1995) donde se reportan estudios en los cuales ha sido posible medir importantes cantidades de elementos que son transportados por el agua de drenaje. A modo de ejemplo, las figuras 10.1 y 10.2 ilustran un trabajo realizado por Evans y colaboradores (1995) quienes reportan resultados sobre transporte de sedimentos, nutrientes y pesticidas y el efecto sobre la calidad del agua de drenaje bajo condiciones de drenaje convencional y controlado realizado en Carolina del Norte. Como puede apreciarse en las figuras, el transporte de nitrógeno y fósforo es considerablemente mayor en condiciones de drenaje convencional que controlado. Asimismo, el transporte de nitrógeno es mayor

en drenaje subsuperficial y el de fósforo en drenaje superficial, lo cual está en íntima relación con la solubilidad y forma de transporte de ambos elementos.

Para explicarse el efecto del drenaje artificial en la pérdida de nutrientes y otros elementos, es necesario comprender primero los efectos hidrológicos que tiene el drenaje. El drenaje subterráneo causa que la mayoría de las aguas drenadas viajen a través del perfil del suelo mientras que el drenaje superficial hace que las aguas se movilizan por la superficie. Por lo tanto, la ruta e intensidad con que las aguas son drenadas están controladas por el diseño y operación del sistema de drenaje (Shalit, 1995).

Es necesario tener presente que los nutrientes existentes en el agua de drenaje pueden servir como detonante para el desarrollo de algas al interior de zanjas y tubos creando una reducción del área de transporte y finalmente su total obstrucción. Bajo tales condiciones es probable que los costos de mantenimiento de un sistema de drenaje puedan elevarse considerablemente.

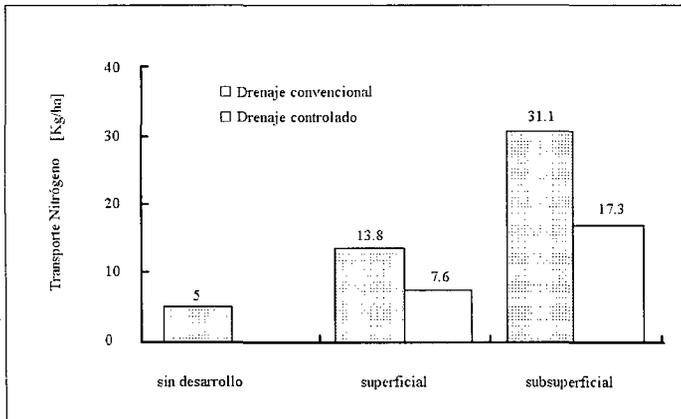
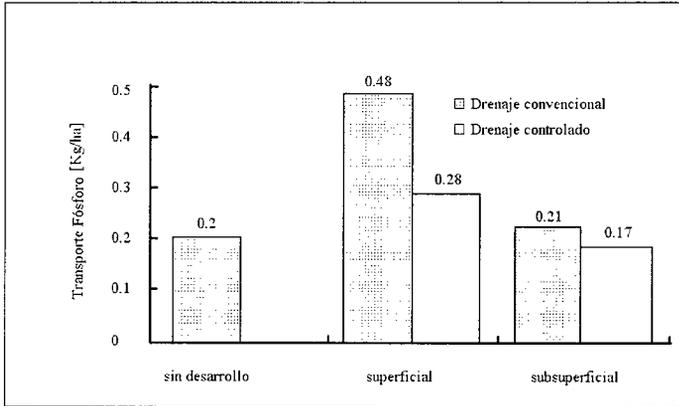


Figura 10.1. Transporte de nitrógeno por aguas de drenaje en Carolina del Norte, USA (Evans, 1995).

Este es un proceso que tiene lugar principalmente durante la fase de operación del sistema, por lo tanto algunas medidas recomendables son: a) hacer un diseño de sistema de drenaje controlado, b) hacer aplicaciones más controladas de nitratos, fosfatos, pesticidas, herbicidas, etc., de modo de minimizar los excedentes que queden en el suelo, c) almacenar las aguas de drenaje altamente contaminadas en lugares específicos donde puedan eliminarse o eventualmente tratarse y d) reutilizar para el riego tales aguas con el propósito de dar la oportunidad para que las plantas puedan utilizar parte de los excedentes que éstas contienen.



*Figura 10.2.
Transporte de
fósforo por aguas
de drenaje en
Carolina del Nort
USA (Evans,
1995).*

10.3.2. Efectos aguas abajo del área del proyecto.

Eliminación de los efluentes.

El agua de drenaje debe ser eliminada, evacuada del área del proyecto, ya sea por gravedad o por medio de bombeo, a través de canales o drenes principales directamente en los ríos, mares, lagos o en almacenamientos subterráneos. En el trayecto hacia su destino definitivo, las aguas de drenaje pueden alterar el entorno de diversas maneras. Puesto que la situación puede variar considerablemente en un país con climas tan diversos como Chile, aquí se analizan brevemente dos situaciones: climas húmedos y climas áridos o semiáridos.

En climas húmedos la eliminación de las aguas no es un problema, por cuanto, en general existe una extensa red de drenaje natural que facilita las descargas. El problema fundamental está asociado a la cantidad de fertilizantes, pesticidas, insecticidas y todo tipo de sustancias tóxicas que puede transportar el agua y que se juntan a aguas superficiales o subsuperficiales más limpias. Bajo tales condiciones puede haber considerables efectos negativos en el ecosistema, dependiendo de la sensibilidad del mismo y del tipo y características del efluente.

En zonas áridas y semiáridas el objetivo fundamental del drenaje es eliminar el exceso de sales que se ha acumulado en el perfil del suelo, debido a un desbalance entre precipitación y evapotranspiración. Cuando estos

suelos son regados, es posible que se desarrollen concentraciones peligrosas en la zona radicular que pueden dañar a los cultivos y crear salinización de la superficie por efecto del ascenso capilar. Si se aplican grandes cantidades de agua, superiores a las requeridas por las plantas, y si existe un sistema de drenes, esta zona de alta concentración de sales no se crea y la consecuencia directa es que el agua de drenaje tiene altas concentraciones de sales solubles. Esta concentración puede, eventualmente, llegar a ser tan elevada que podría afectar seriamente el hábitat y las condiciones de vida de los organismos acuáticos y deteriorar el agua de los cauces, haciéndola inadecuada para otros usos como riego, industrial y consumo humano.

Este es un problema que se desarrolla en el transcurso de la operación y mantenimiento del sistema de drenaje. Algunas medidas para minimizar los problemas que provoca la eliminación de las aguas de drenaje son:

Para reducir el impacto: a) reusar el agua de drenaje; b) descargar en aguas superficiales; c) establecer lagunas de evaporación; d) desalinizar el agua y e) inyección de las aguas a gran profundidad.

Para prevenir: a) mejorar la eficiencia de riego y b) mejorar la eficiencia de drenaje. Esto último significa, por ejemplo, instalar un sistema de drenaje más superficial o mantener niveles freáticos más altos (más cerca de la superficie) durante una parte del año.

Alteraciones del ciclo hidrológico.

La construcción y operación de un sistema de drenaje provoca una seria alteración del ciclo hidrológico, tanto en el área del proyecto como aguas abajo del mismo. Este último efecto se traduce en una mayor cantidad de agua que fluye hacia los sectores ubicados en posición más baja. Si no se conoce exactamente las cantidades de agua que se están eliminando y las características hidráulicas de los cauces donde estas aguas se están derivando, puede crearse desbordamientos e inundaciones.

En pequeña escala esto puede suceder cuando un agricultor drena sus tierras y evacua sus aguas de drenaje hacia los vecinos ubicados aguas abajo. A mayor escala los daños pueden ser de gran envergadura creando problemas de desbordamientos de los cauces, inundaciones y alteraciones mayores del ecosistema (Aydarov y colaboradores, 1990).

Este problema se manifiesta tanto durante la fase de construcción como de operación del sistema y algunas medidas que se pueden tomar son: a) redimensionar hidráulicamente el cauce donde se van a evacuar las aguas. Esto deberá hacerse hasta aquel punto donde se demuestre que no ocurrirán problemas; y b) diseñar y construir estructuras de regulación y conducción que garanticen una distribución y transporte seguro de los excedentes.

Este es un problema potencial, de gran envergadura, que puede presentarse en el sur de Chile al realizar el drenaje masivo de ñadis, vegas y mallines.

Filtraciones desde drenes.

Cuando los drenes colectores y principales de un sistema son zanjas abiertas y deben transportar grandes caudales de agua de drenaje y cuando la cota del agua dentro de éstos se encuentra cercano o por encima de la cota del suelo adyacente, es posible esperar importantes filtraciones a lo largo de su recorrido. Como consecuencia se puede crear nuevos problemas de drenaje y además, problemas de salinidad si el agua que transportan tiene alto contenido de sales.

Este es un problema que se presenta durante la fase de operación del proyecto. Para evitar los daños que se puede causar es factible tomar las siguientes medidas precautorias: a) hacer un diseño adecuado de modo que el nivel de las aguas de drenaje esté más bajo que la del terreno adyacente, b) impermeabilizar las paredes y fondo de los drenes zanja y; c) utilizar drenes colectores entubados.

10.3.3 Efectos aguas arriba del área del proyecto.

La disminución del nivel freático en el área del proyecto generalmente provoca una mayor filtración hacia esa área y como consecuencia de esto, una disminución del nivel freático aguas arriba de la misma. De ello se concluye que, indirectamente, es posible beneficiar áreas relativamente cercanas al proyecto; sin embargo, es necesario tener presente que podrá ser un efecto totalmente indeseable si significara alterar o modificar la productividad de este sector.

Un ejemplo de lo anterior es lo que podría suceder al instalarse un sistema de drenaje cercano a un acumulador o paralelo a un canal de riego. Al aumentarse la diferencia de carga hidráulica entre los drenes y el nivel de agua en el acumulador o el canal, se favorece el movimiento de agua hacia los drenes. Si el suelo fuera muy permeable, el daño podrá ser importante.

10.4. EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL.

La ley 19.300 (Ley de Bases de Medio Ambiente) define la Evaluación de Impacto Ambiental como el procedimiento que, en base a un Estudio o Declaración de Impacto Ambiental, determina si el impacto ambiental de una actividad o proyecto se ajusta a las normas vigentes.

Se entiende por Estudio de Impacto Ambiental (EIA) el documento que describe pormenorizadamente las características de un proyecto o actividad que se pretende llevar a cabo o sus modificaciones. Debe entregar antecedentes fundados para la predicción, identificación e interpretación de su impacto ambiental y descripción de la o las acciones que ejecutará para impedir o minimizar sus efectos significativamente adversos (Ley 19.300, artículo 2, letra i).

Por otra parte, una Declaración de Impacto Ambiental (DIA) es el documento descriptivo de una actividad o proyecto que se pretende realizar, o de las modificaciones que se le introducirán, otorgado bajo juramento por el respectivo titular, cuyo contenido permite al organismo competente evaluar si su impacto ambiental se ajusta a las normas ambientales vigentes (Ley 19.300, artículo 2, letra f).

De las disposiciones anteriores se desprende que hay dos niveles para determinar el impacto ambiental de un proyecto. Uno que se basa sólo en declarar que con el proyecto no se vulnera la normativa vigente y otro que requiere un estudio que permita identificar cuáles son las actividades que pueden crear un impacto negativo y las acciones correctivas que se tomarán para minimizar dicho efecto.

Por otra parte, el Reglamento del Sistema de Evaluación del Impacto Ambiental en su artículo 3, explícitamente indica que entre los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental, en cualquiera de sus

fases, y que por tanto deberá someterse al sistema de Evaluación de Impacto Ambiental figuran las obras de drenaje. Más aún, textualmente indica:

- a2. “Drenaje o desecación de vegas y bofedales ubicados en las regiones I y II, cualquiera sea su superficie. Drenaje o desecación de cuerpos naturales de aguas tales como lagos, lagunas, pantanos, marismas, turberas, vegas, humedales o bofedales, exceptuándose los identificados en el inciso anterior (regiones I y II), cuya superficie afectada sea igual o superior a diez hectáreas (10 ha), tratándose de las regiones I a IV, o a veinte hectáreas (20 ha) tratándose de las regiones V a VII y Metropolitana, o a treinta hectáreas (30 ha), tratándose de las regiones VIII a XII. Se exceptuarán de lo dispuesto en este literal, la desecación de suelos con problemas de drenaje y cuya principal fuente de abastecimiento de agua provenga de aguas lluvias, tales como los suelos ñadis”.
- a3. “Dragado de fango, piedras, arenas u otros materiales de cursos y cuerpos de aguas terrestres, en una cantidad igual o superior a veinte mil metros cúbicos (20.000 m³) de material a extraer y/o a remover, tratándose de las regiones I a III, o a cincuenta mil metros cúbicos (50.000 m³) de material a extraer y/o a remover, tratándose de las regiones IV a XII. Dragado de fango piedras, arenas u otros materiales de cursos o cuerpos de aguas marítimas, en una cantidad igual o superior a cien mil metros cúbicos (100.000 m³) de material a extraer y/o a remover”.
- a4. “Defensa o alteración de un cuerpo, cauce o curso natural de agua terrestre, tal que para su modificación se movilice una cantidad igual o superior a veinte mil metros cúbicos de material (20.000 m³), tratándose de las regiones I a V y Metropolitana, o cincuenta mil metros cúbicos (50.000 m³), tratándose de las regiones VI a XII”.

De lo anterior se desprende que, en general, todo proyecto de drenaje que se realice en el país, con excepción de aquéllos cuya principal fuente de abastecimiento de agua provenga de aguas lluvias, debe someterse a una evaluación de impacto ambiental. Asimismo, también se desprende que en el caso particular de los suelos ñadis se estima que no es necesario hacer dicha

evaluación, no obstante que es en éste ecosistema donde seguramente se pueden producir los daños ambientales más importantes a la flora y la fauna si no se toman las medidas preventivas pertinentes.

Para completar la visión presentada, es necesario mencionar que la Comisión del Medio Ambiente (CONAMA), en su documento titulado “Pauta para la Evaluación del Impacto Ambiental de Proyectos de Inversión”, establece que un estudio de impacto ambiental debe contar de las siguientes fases:

- a) Descripción del proyecto.
- b) Antecedentes del área de influencia del proyecto (línea base).
- c) Identificación, análisis y valorización de los impactos.
- d) Identificación y evaluación de acciones.
- e) Estrategias de manejo ambiental.
- f) Programa de seguimiento, vigilancia y control.
- g) Comunicación de resultados.

El listado precedente no incluye los “criterios de evaluación” que deben considerarse en cada proyecto y que son los que permiten la identificación, análisis y valoración de los impactos (figura 10.3). En el caso de los proyectos de drenaje dichos criterios corresponden a los indicados en la sección 10.3, además de otros específicos que pueden incorporarse, según la naturaleza, región y magnitud del proyecto que se está evaluando.

10.4.1. Estudios de impacto.

En la tabla 10.1., adaptada a partir de un trabajo realizado por Madramootoo (1992), se incluye una lista de factores medioambientales que pueden ser afectados como consecuencia de la construcción de un sistema de drenaje. La naturaleza del impacto esperado se clasifica según los criterios indicados al pie de la tabla.

La aplicación de este listado, u otro similar, a un proyecto específico proporcionará elementos de juicio importantes para determinar las diferentes alternativas que puede tener el proyecto. Si la decisión es hacerlo, el listado

permite identificar los impactos y aspectos que eventualmente pueden requerir un estudio más detallado. Asimismo, es recomendable que dicho esquema sea aplicado separadamente aguas arriba del área del proyecto, en el área del proyecto y aguas abajo del mismo.

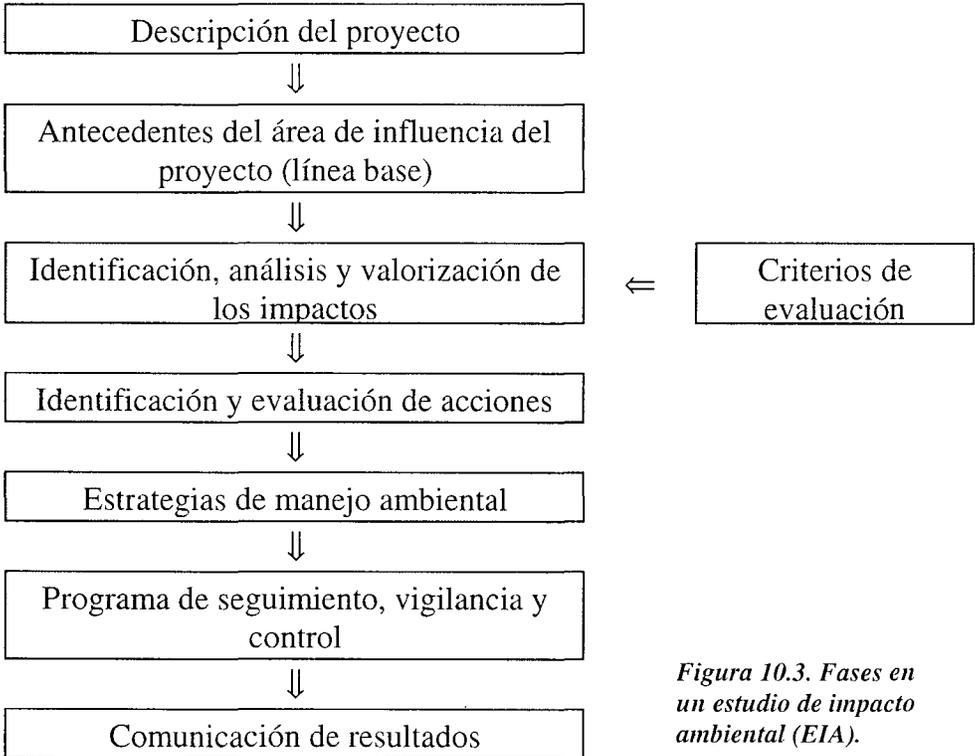


Figura 10.3. Fases en un estudio de impacto ambiental (EIA).

Para identificar el impacto que el proyecto puede tener en el medio ambiente, Madramootoo (1992) ha desarrollado una matriz como la indicada en la tabla 10.2. El objetivo de esta matriz es llamar la atención sobre aquellos aspectos ambientales que pueden resultar afectados como consecuencia del proyecto. La matriz por sí sola indica la interacción entre acción y medio ambiente. Si dicha matriz se usa en combinación con la tabla 10.1, es posible también identificar la magnitud e impacto que dicha acción puede tener.

TABLA 10.1. LISTADO DE FACTORES AMBIENTALES QUE PUEDEN SER ALTERADOS POR LA CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJE (Madramootoo, 1992).

FACTORES	Naturaleza del Impacto											
	Adverso						Beneficioso					
	PC	PL	R	I	L	E	PC	PL	S	N	D	
Sistemas acuáticos												
Ecosistemas de pantanos												
Terrenos húmedos (bofedales)												
Vida silvestre												
Hidrología superficial												
Hidrología subterránea												
Calidad agua superficial												
Calidad agua subterránea												
Salinidad												
Alcalinidad												
PH del suelo												
Propiedades físicas del suelo												
Propiedades químicas del suelo												
Propiedades biológicas del suelo												
Sedimentación												
Calidad del agua de riego												
Salud humana												
Transmisión enfermedades												
Incidencia maleza												
Incidencia pestes y enfermedades												
Turismo y recreación												

PC = período corto; PL = período largo; R = reversible; I = irreversible;
 L = local; E = extendido; S = significativo; N = normal y D = despreciable.

10.4.2. Valorización del impacto.

Aunque en la valorización de los impactos la elección de las técnicas pueden quedar a criterio del proponente, éstas deben cumplir a lo menos los siguientes requerimientos básicos (CONAMA, 1993).

- a) Que permitan analizar la situación ambiental previa.
- b) Que prevean los impactos directos, indirectos y los riesgos inducidos.
- c) Que enfatizen en la pertinencia de la metodología usada.
- d) Que utilicen variables ambientales representativas.
- e) Que consideren las normas y estándares nacionales.

La literatura señala una serie de técnicas para efectuar la valorización de los efectos ambientales. Desde el punto de vista de los beneficios, según CIDIAT (1996), éstos son:

- a) Técnicas basadas en precios de mercado.
- b) Técnicas basadas en mercados sustitutos.
- c) Técnicas basadas en estudios.
- d) Técnicas basadas en compensación y mitigación.

Las técnicas basadas en precios de mercado sirven para valorar los efectos que cambian la cantidad y calidad de los productos que son comercializados. Entre dichas técnicas se encuentran: a) técnicas basadas en cambios de productividad; b) técnicas basadas en pérdidas de ganancias y c) técnicas basadas en costos de oportunidad o pérdidas de ingreso.

En cuanto a las técnicas basadas en precios de mercados sustitutos, éstas utilizan el precio de mercado observado de un bien para estimar el valor de un bien ambiental que no tiene su propio precio. Entre ellos podemos destacar: a) Técnicas del valor de la propiedad; b) técnicas del salario diferencial y c) técnicas del costo de viaje.

Las técnicas basadas en estudios se utilizan para evaluar efectos ambientales cuando no existen suficientes datos o antecedentes para

valorarlas o cuando no hay información de mercados o mercados sustitutos. Bajo tales condiciones, es decir, cuando los precios de mercado o los precios en mercados relacionados no pueden ser obtenidos, es posible consultar directamente a las personas acerca de como reaccionarían ellas ante una situación dada. Consecuentemente, el valor total del efecto es el valor del producto más un excedente que el consumidor está dispuesto a pagar para mitigar el efecto ambiental.

Si los efectos ambientales se desean valorar desde el punto de vista de los costos, las técnicas de valorización (CIDIAT, 1996), son:

- a) Técnicas del costo de oportunidad.
- b) Técnicas del análisis costo-eficiencia.

La técnica del costo de oportunidad, es igual a la indicada para la valorización desde el punto de vista de los beneficios, pero orientada hacia el costo y por lo tanto a la pérdida de ingresos. Esta técnica es muy útil para áreas con recursos únicos que podrían irremediablemente ser perdidos si el área no se protege.

La técnica del análisis costo-eficiencia, es usada para evaluar los beneficios medidos en una unidad diferente al dinero y los costos mínimos necesarios para alcanzar dicho beneficio. Un caso típico es el aplicable a un proceso de tratamiento para alcanzar un determinado estándar o norma.

Finalmente, también es posible valorar los efectos ambientales desde el punto de vista de los gastos. Según CIDIAT (1996), estas técnicas son:

- a) De los gastos preventivos.
- b) De los costos de mitigación.
- c) De los costos de reemplazo.
- d) De los costos de reubicación.

El primero de ellos se basa en determinar los costos en que las personas incurren voluntariamente para evitar un daño ambiental. Podría ser el caso de ayudar a costear la construcción de un dique para evitar la inundación.

La técnica de los costos de mitigación determina cuánto podría costar mitigar o revertir un daño debido a un cambio en el uso de la tierra, del agua, o un proyecto. Por ejemplo, el costo de lavar los suelos para disminuir la salinidad.

Por su parte, la técnica de los costos de remplazo determina cuánto podría costar reemplazar los activos productivos que son dañados por un proyecto. Tal es el caso, por ejemplo, cuando se produce un problema de erosión ya que se daña la fertilidad y la productividad del suelo. La técnica consiste en determinar el costo de recuperar la productividad del suelo mediante la aplicación de fertilizantes.

La técnica de los costos de reubicación, como su nombre lo indica, consiste en determinar los costos de relocalizar una determinada actividad que ha sido dañada. Podría ser el caso de relocalizar personas o estructuras tales como caminos, puentes o construcciones, como consecuencia de la construcción de una represa.

10.5. COMENTARIOS FINALES.

Como puede desprenderse de lo señalado en las secciones anteriores, el efecto ambiental de la construcción de un proyecto de drenaje puede ser muy variado y dependerá, entre otras cosas, de la magnitud del proyecto y de la fragilidad del sistema donde dicho proyecto tenga lugar. Lo indiscutible es que, en mayor o menor grado, todo proyecto tiene un efecto sobre el medio ambiente y la legislación vigente, recientemente aprobada, establece que es responsabilidad del Estado que dichos efectos o impactos sean mínimos y que éstos pueden ser previstos con la suficiente antelación de modo de tomar las medidas precautorias respectivas. Cada vez la comunidad está más sensible a tales problemas y corresponde a los técnicos impedir que se produzcan daños al ambiente como consecuencia de un proyecto de desarrollo.

Planteado el problema en esta forma, este capítulo final no tiene otra intención que llamar la atención sobre el tema y entregar algunos elementos de juicio necesarios de tener en consideración. Corresponde que en el futuro cercano se comiencen a definir los criterios de evaluación y las técnicas de valorización más adecuadas a aplicar en proyectos de drenaje, con el objeto de calibrarlos y validarlos para nuestras condiciones específicas. Sería lamentable que, por no abordar este tema en forma responsable, debamos lamentar un daño irreparable a nuestro entorno al realizar proyectos sin haber evaluado oportunamente el impacto ambiental que ellos pueden provocar.

10.6. CITAS BIBLIOGRAFICAS.

- Aydarov, I.; Y. Nikolski; V. Jachaturyan and A. Korolkov.1990. La crisis ecológica en la cuenca del mar Aral por el uso agrícola de los recursos hidráulicos. II Simposio Nacional sobre Agricultura Sostenible. México.
- Baker, J.L. and H.P. Johnson.1977. Impact of subsurface drainage on water quality. In Proc. 3rd. International Drainage Symposium. Am. Soc. Agric. Eng., St. Joseph, Michigan. pp. 91-98.
- Brevé, M.; W.Skaggs and W. Gilliam.1996. Efectos del drenaje agrícola en la hidrología y calidad de aguas. Aqua-Internacional. 5(12):17-20.
- CONAMA. 1993. Ley de Bases de Medio Ambiente.
- CONAMA. 1993. Pauta para la evaluación de impacto ambiental de proyectos de inversión.
- CONAMA. 1997. Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental.
- CIDIAT. 1996. Apuntes del Curso Elaboración de Estudios de Impacto Ambiental (EIA) en proyectos de riego y drenaje y recuperación de tierras para la agricultura. Mérida, Venezuela, Noviembre.
- Evans, R.O.; Skaggs, W. and J.W. Gilliam. 1995. Controlled versus conventional drainage effects on water quality. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 121(4):271-276.
- Fausey, N.R.; L.C. Brown; H.W. Belcher and R.S. Kanwar.1995. Drainage and water quality in Great Lakes and Cornbelt States. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 121(4):283-288.

- Madramootoo, Ch. A. 1992. Environmental sustainability of drainage projects. In Drainage and Water Table Control. Proceedings of the 6th. ASCE. International Drainage Symposium 13-15 Dec., Nashville, USA.
- Ortega, L. 1997. Normas técnicas para la construcción de obras de riego superficial. CNR/INIA. Cartilla Divulgativa.
- Ritzema, H.P. and H.M.H. Braun. 1993. Environmental aspects of drainage In International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) Annual Report. pp.10-28.
- Shalit, G.; T.S. Steenhuis; H.M. Hakvoort; J. Boll; L.D. Geohring and H.M. Van Es. 1995. Subsurface drainage water quality from structured soil. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 121(3):239-247.
- Stern, D.H. and M.S. Stern. 1980. Effect of bank stabilization on the physical and chemical characteristics of streams and small rivers. Fish and Wildlife Service Biological Service Program, U.S. Department of Interior. FWS/OSB-80/II.

ANEXO

PAUTA PARA ESTUDIO DE SUELOS

INTRODUCCIÓN

Desde la aparición del Soil Survey Manual (SSM) en 1951 hasta sus modificaciones actuales de enero de 1984, se ha producido un cambio importante en la forma de describir y de clasificar los suelos. Las descriptivas de suelos eran más cualitativas que cuantitativas y un gran número de decisiones sobre los parámetros a considerar, eran elementos de juicio que variaban de un reconocedor a otro. La Taxonomía de Suelos al crear definiciones precisas para las taxa, obligó a que el trabajo de terreno se hiciera más y más preciso y mucho más completo y el SSM revisado cumple con este objetivo, proporcionándole las herramientas técnicas para hacer este trabajo adecuadamente.

La necesidad de ajustar los reconocimientos de suelos chilenos a estos requerimientos, nos ha llevado a modificar algunas apreciaciones que estando vigentes en nuestro país, se encontraban obsoletas en relación al ámbito mundial. Se han efectuado los cambios a nivel taxonómico y cartográfico, al igual que las respectivas modificaciones para ajustar los grupos de las clasificaciones interpretativas de suelos que más corrientemente se emplean en Chile.

APTITUD AGRÍCOLA DE LOS SUELOS

Es una agrupación de los suelos que presentan características similares en cuanto a su aptitud para el crecimiento de las plantas y su respuesta bajo un mismo tipo de manejo y está basada en un conjunto de alternativas que relacionan suelo-agua-planta. Para ello se efectúa una agrupación de las fases de Series de Suelos en base a los antecedentes deducidos del Estudio Agrológico del área. Los principales factores similares que se considerarán para esta ordenación serán: textura, profundidad, drenaje, naturaleza del substratum, topografía, etc. y que unido a otras características tuvieran condiciones favorables al desarrollo de determinados cultivos y/o rotaciones, además de requerir los mismos tipos de manejo, vale decir: similares tasas de riego, frecuencias de riego, labores culturales e intensidad de uso.

Es necesario precisar que esta ordenación considera la interacción de los factores antes indicados, pero no la correlación de éstos con el factor de clima, ya que ello obliga a una mayor subdivisión de los grupos. Dentro del área el factor clima será considerado sólo cuando su efecto sea claramente diferenciador dentro de un área específica, caso microclima o exposición en algunos valles del norte.

La agrupación de los suelos según su aptitud agrícola será indicada por un número árabe, que está entre paréntesis y que va del 1 al 8. Esta ordenación, en general, guarda relación de acuerdo con sus crecientes limitaciones en uso y manejo, de manera tal que el grupo (1) presenta aptitud para todos los cultivos de la zona y el grupo (8) representa un uso muy restringido, que sólo permite pastos y/o uso forestal, existiendo entre ambos grupos una serie de alternativas en el uso y manejo de los suelos. Para casos específicos, este número de grupos podrá incrementarse de acuerdo con las necesidades del estudio.

CAPACIDAD DE USO DE LOS SUELOS

La agrupación de los suelos en Clases (Clase, Subclase y Unidades) de Capacidad de Uso, es una ordenación de los suelos existentes, para señalar su relativa adaptabilidad a ciertos cultivos; además, indica las dificultades y riesgos que se pueden presentar al usarlos. Está basado en la capacidad de la tierra para producir, señalando las limitaciones naturales de los suelos.

Las clases convencionales para definir las Clases de Capacidad de Uso, son ocho, que se designan con números romanos del I al VIII, ordenadas según sus crecientes limitaciones y riesgos en el uso.

1. Tierras adaptadas para cultivo

CLASE I: Los suelos Clase I tienen pocas limitaciones que restrinjan su uso. Son suelos casi planos, profundos, bien drenados, fáciles de trabajar, poseen buena capacidad de retención de humedad y la fertilidad natural es buena o responden en muy buena forma a las aplicaciones de fertilizantes. Los rendimientos que se obtienen, utilizándose prácticas convenientes de cultivo y manejo, son altos en relación con los de la zona. Los suelos se adaptan para cultivos

intensivos. En su uso, se necesitan prácticas de manejo simples para mantener su productividad y conservar su fertilidad natural.

CLASE II: Los suelos de Clase II presentan algunas limitaciones que reducen la elección de los cultivos o requieren moderadas prácticas de conservación. Corresponden a suelos planos con ligeras pendientes. Son suelos profundos o moderadamente profundos, de buena permeabilidad y drenaje, presentan texturas favorables, que pueden variar a extremos más arcillosos o arenosos que la Clase anterior.

Las limitaciones más corrientes son:

- Pendientes suaves.
- Moderada susceptibilidad a la erosión por agua o viento, o efecto adverso moderado de erosión pasada.
- Profundidad menor que la ideal.
- Estructura y facilidad de laboreo desfavorable.
- Ligera a moderada salinidad o sodicidad fácilmente corregible, pero con posibilidades de recurrencia.
- Humedad corregible por drenaje, pero existiendo siempre como una limitación moderada.
- Limitaciones climáticas ligeras.

Las limitaciones pueden presentarse solas o combinadas.

CLASE III: Los suelos de la Clase III presentan moderadas limitaciones en su uso y restringen la elección de cultivos, aunque pueden ser buenas para ciertos cultivos. Tienen severas limitaciones que reducen la elección de plantas o requieren de prácticas especiales de conservación o de ambos.

Las limitaciones más corrientes para esta Clase, pueden resultar del efecto de una o más de las siguientes condiciones:

- Relieve moderadamente inclinado a suavemente ondulado.
- Alta susceptibilidad a la erosión por agua o viento o severos efectos adversos de erosiones pasadas.

- Suelo delgado sobre un lecho rocoso, hardpan, fragipan, etc., que limita la zona de arraigamiento y almacenamiento de agua.
- Permeabilidad muy lenta en el subsuelo.
- Baja capacidad de retención de agua.
- Baja fertilidad no fácil de corregir.
- Humedad excesiva o algún anegamiento continuo después de drenar.
- Limitaciones climáticas moderadas.
- Inundación frecuente acompañada de algún daño a los cultivos.

Los suelos de esta Clase requieren prácticas moderadas de conservación y manejo.

CLASE IV: Los suelos de la Clase IV presentan severas limitaciones de uso que restringen la elección de cultivos. Estos suelos al ser cultivados, requieren muy cuidadosas prácticas de manejo y de conservación, más difíciles de aplicar y mantener que las de la Clase III. Los suelos en Clase IV pueden usarse para cultivos, praderas, frutales, praderas de secano, etc. Los suelos de esta clase pueden estar adaptados sólo para dos ó tres de los cultivos comunes y la cosecha producida puede ser baja en relación a los gastos sobre un período largo de tiempo.

Las limitaciones más usuales para los cultivos de esta Clase se refieren a:

- Suelos delgados.
- Pendientes pronunciadas.
- Relieve moderadamente ondulado y disectado.
- Baja capacidad de retención de agua.
- Humedad excesiva con riesgos continuos de anegamiento después del drenaje.
- Severa susceptibilidad a la erosión por agua o viento o severa erosión efectiva.

2. Tierras de uso limitado: generalmente no adaptadas para cultivos¹.

CLASE V: Los suelos de Clase V tienen escaso o ningún riesgo de erosión, pero presentan otras limitaciones que no pueden removerse en forma práctica y que limitan su uso a empastadas, praderas naturales de secano (range) o forestal.

Los suelos de esta Clase son casi planos, demasiado húmedos o pedregosos y/o rocosos para ser cultivados. Están condicionados a inundaciones frecuentes y prolongadas o salinidad excesiva.

Los suelos son planos o plano inclinados (piedmont) y que por factores climáticos no tienen posibilidad de cultivarse, pero poseen buena aptitud para la producción de praderas todo el año o parte de él; como por ejemplo, pueden citarse: turbas, pantanos, mallines, ñadis, etc., es decir suelos demasiado húmedos o inundados, pero susceptibles de ser drenados, no para cultivos, sino para producción de pasto. Otros suelos en posición de piedmont en valles andinos y/o costeros por razones de clima (pluviometría o estación de crecimiento demasiado corta, etc.) no pueden ser cultivados, pero donde los suelos pueden emplearse en la producción de praderas o forestales.

CLASE VI: Los suelos Clase VI corresponden a suelos inadecuados para los cultivos y su uso está limitado para pastos y forestales. Los suelos tienen limitaciones continuas que no pueden ser corregidas, tales como: pendientes pronunciadas, susceptibles a severa erosión, efectos de erosión antigua, pedregosidad excesiva, zona radicular poco profunda, excesiva humedad o anegamientos, clima severo, baja retención de humedad, alto contenido de sales o sodio.

CLASE VII: Son suelos con limitaciones muy severas que la hacen inadecuada para los cultivos. Su uso fundamental es pastoreo y forestal. Las restricciones de suelo son más severas que en la Clase VI por una o más de las limitaciones siguientes que no pueden corregirse:

¹Excepto grandes movimientos de tierra y/o continuos procesos de habilitación o recuperación.

pendientes muy pronunciadas, erosión, suelo delgado, piedras, humedad, sales o sodio, clima no favorable, etc.

CLASE VIII: Corresponden a suelos sin valor agrícola, ganadero o forestal. Su uso está limitado solamente para la vida silvestre, recreación o protección de hoyas hidrográficas.

Subclase de Capacidad de uso:

Está constituida por un grupo de suelos dentro de una Clase, que posee el mismo tipo de limitaciones que se reconocen a este nivel y son:

<i>s</i>	-	Suelo
<i>w</i>	-	Humedad, drenaje o inundación
<i>e</i>	-	Riesgo de erosión o efectos de antiguas erosiones
<i>cl</i>	-	Clima

Unidades de Capacidad de uso:

En Chile se han utilizado las siguientes unidades hasta la fecha:

1. Suelos que presentan una estrata arenosa gruesa o con muchas gravas que limita la retención de la humedad y la penetración de las raíces.
2. Erosión actual o potencial por agua o viento.
3. Drenaje o riesgos de inundación.
4. Subsuelos o substratum de permeabilidad lenta o muy lenta.
5. Texturas gruesas o con gravas en todo el pedón.
6. Texturas finas en todo el pedón.
7. Salinidad o alcalinidad suficiente para constituir una limitación o riesgo permanente.
8. Suficientes fragmentos de rocas superficiales para interferir en las labores actuales.
9. Hardpan, fragipan o lecho rocoso en la zona de arraigamiento.
10. Baja fertilidad inherente del suelo.

CATEGORÍAS DE SUELOS PARA REGADÍO

Una categoría de Suelos para Regadío consiste en una agrupación de suelos para fines de regadío, que se asemejen con respecto al grado de sus limitaciones y riesgos en su uso.

No puede establecerse una delimitación muy exacta entre las Categorías de Suelos para Regadío, sin embargo, hay ciertas características inherentes a cada una de ellas. A continuación se definen brevemente cada una de las seis Categorías:

CATEGORÍA 1: Muy bien adaptada. Los suelos de esta Categoría son muy apropiados para el regadío y tiene escasas limitaciones que restringen su uso. Son suelos casi planos, profundos, permeables y bien drenados, con una buena capacidad de retención de agua.

CATEGORÍA 2: Moderadamente bien adaptada. Los suelos de esta Categoría son moderadamente apropiados para el regadío y poseen algunas limitaciones que reducen la elección de cultivos y/o requieren prácticas especiales de conservación; una pequeña limitación con respecto a cualquiera de las características de los suelos mencionados bajo la Categoría 1, coloca generalmente los suelos en Categoría 2.

CATEGORÍA 3: Pobrementemente adaptada. Los suelos de esta Categoría son poco apropiados para el regadío y poseen serias limitaciones que reducen la elección de cultivos y requieren de prácticas de conservación.

CATEGORÍA 4: Muy pobrementemente adaptada. Los suelos de esta Categoría son muy poco apropiados para el regadío y tienen limitaciones muy serias que restringen la elección de los cultivos. Requieren de un manejo muy cuidadoso y/o prácticas especiales de conservación.

CATEGORÍA 5: Esta es la Categoría de condiciones especiales. Los suelos de la Categoría 5 no cumplen con los requerimientos mínimos para las Categorías 1 a 4. Con condiciones

climáticas favorables y prácticas especiales de tratamiento, manejo y conservación pueden ser aptos para ser usados en cultivos especiales.

CATEGORÍA 6: No apta. Los suelos de esta Categoría no son apropiados para el riego y corresponden a aquellos que no cumplen con los requerimientos mínimos para ser incluidos en las Categorías 1 a 5.

Subcategorías:

Son agrupaciones dentro de cada Categoría, en las cuales se indica la causa por la que una superficie determinada se considera inferior a la 1ª Categoría. Éstas deben indicarse colocando como subíndice las letras "s", "t" o "w" al número de la categoría, si la deficiencia es por "suelo", "topografía" o "drenaje". La Subcategoría refleja el factor más limitante para la condición de riego, sólo en forma muy ocasional y siempre que ello se justifique, se podrá usar más de un subíndice.

RECONOCIMIENTO DE SUELOS

UNIDADES TAXONÓMICAS Y UNIDADES CARTOGRÁFICAS
(Para reconocimientos de 1º y 2º orden, Escalas mayores a 1:31.680)

Unidades Taxonómicas:

- *Series*
- *Nuevas Series*
- *Variantes*
- *Taxadjuntas*

Clases primarias de Unidades Cartográficas:

- *Consociaciones*
- *Complejos*
- *Asociaciones*
- *Grupos no diferenciados*
- *Grupos no asociados*

Serie: No hay cambio en la definición. Las series antiguas deben ajustarse en relación a las familias; varias series deberán dividirse en dos o tres

series diferentes, tanto por este problema como por problemas de drenaje (rangos demasiado amplios).

Nuevas Series: Su establecimiento sólo se podrá efectuar previo un trabajo de correlación nacional.

Variantes: Son series potenciales que ocupan superficies inferiores a 800 hectáreas. Se definen en función de la serie con la cual estará más estrechamente relacionada, indicando la principal diferencia en el nombre expresado como variante.

Taxadjuntas: Los límites impuestos crean un gran número de fragmentos taxonómicos, que difieren de las series originales sólo en un pequeño incremento del valor de una o pocas propiedades de diagnóstico y por esto, técnicamente se convierte en otra clase de suelo, llegando a ser un huérfano no clasificado a nivel de series (Cline 1979); ellos difieren de sus padres originales en tan poco, que las interpretaciones prácticas son las mismas.

Consociaciones: El 50% o más de los pedones corresponde a los determinados para la unidad taxonómica. Inclusiones; no limitantes 25%, limitantes 15%, limitantes contrastantes 10%.-

Complejos: Dos fases disímiles de una Serie con pattern intrincado, no mapeable a escala de 1:24.000 o menos, cada una de las fases debe tener más de un 15% en cada una de las delineaciones. Inclusión: Id.; 2 o más componentes disímiles de taxa que ocurren en un pattern regularmente repetido, no pueden ser manejados separadamente a una escala de 1:24.000 o menos. Todos los componentes están presentes en forma normal, aunque el % varía de una delineación a otra. Inclusiones: Id.

Asociaciones: Dos o más componentes disímiles de taxa que ocurren en un pattern regularmente repetido. Pueden ser mapeados separadamente a una escala de 1:24.000 o menos. Todos los componentes están presentes en forma normal, aunque el % varía de una demarcación a otra. Inclusiones: Id.

Grupos no diferenciados: Dos o más taxas compuestas que no están consistentemente asociadas geográficamente, pero que se incluyen juntas por conveniencias de uso y manejo. Inclusiones: Id.

Grupos no asociados: Dos o más clases de suelos importantes que tienen diferentes adaptaciones para uso y su distribución en el paisaje es desconocida.

Se usan sólo en mapas de escala general y pueden incluir suelos muy contrastantes en la misma delineación.

Fases de suelos:

Son grupos funcionales creados para servir propósitos específicos en reconocimientos de suelos específicos. Las fases se establecen en base a diferencias de suelos y aspectos del medio ambiente que son significativos para el uso, manejo o comportamiento de los suelos. Cualquier propiedad o combinación de propiedades que no implican límite de clases para un taxón, puede usarse para diferenciar fases; la selección de propiedades y límites está dada por los objetivos del reconocimiento y por cuan consistentemente puede aplicarse el criterio de fase.

Se reconocen las siguientes fases:

1. Fase por textura del horizonte superficial
2. Fase por horizontes superficiales orgánicos
3. Fase depositacional
4. Fase por fragmentos de roca
5. Fase por pendiente
6. Fase por profundidad (espesor a un horizonte contrastante)
7. Fase por sustratum
8. Fase agua-suelo
9. Fase salina
10. Fase sódica
11. Fase por fisiografía
12. Fase por erosión
13. Fase por espesor (superficie o solum)
14. Fase climática

ALGUNOS FACTORES DE SUELO A CONSIDERAR

a) Profundidad

Tipo de Profundidad	Profundidad efectiva (cm)
Muy profundo	> 150
Profundo	100 - 150
Moderadamente profundo ⁽²⁾	50 - 100
Delgado	25 - 50
Muy delgado	< 25

b) Textura del suelo (USDA, EEUU)

Clases texturales	Texturas
- Suelos Arenosos	Arena (a)
Texturas Gruesas	Areno Francosa (aF)
- Suelos francosos	Franco arenosa (Fa)
Texturas moderadamente	Franco arenosa fina (Faf)
Gruesas	Franco arenosa muy fina
Texturas medias	(Famf)
	Franca (F)
	Franca limosa (FL)
Texturas moderadamente	Franco arcillosa (FA)
Finas	Franco arcillo arenosa
	(FAa)
	Franco arcillo limosa
	(FAL)
- Suelos arcillosos	Arcillo arenosa (Aa)
Texturas finas	Arcillo limosa (AL)
	Arcillosa (A)

² La clase moderadamente profunda entre 50 y 100 cm., puede ser demasiado grande para satisfacer las necesidades de algunos reconocimientos. Este rango puede dividirse con una clase entre 50 y 75 cm., por ejemplo, y otra entre 75 y 100 cm.. Cuando las fases definidas en forma más estrecha ocurren en un pattern consistente dentro del área de reconocimiento y es posible mapearlas; a la fase que cubre mayor superficie no se le da designación.

c) Pedregosidad

Elementos	Diámetro/longitud
Gravas	0,2 - 7,5 cm
Gravas finas	0,2 - 0,5 cm
Gravas medias	0,5 - 2,0 cm
Gravas gruesas	2,0 - 7,5 cm
Guijarros	7,5 - 25 cm
Piedras	25 - 60 cm
Bloques	> 60 cm.
Gravas aplanadas ⁽³⁾	0,2 - 15 cm de largo
Lajas	15 - 35 cm de largo
Piedras	38 - 60 cm de largo
Bloques	> 60 cm

El nombre de la clase de los fragmentos de roca se emplea como un modificador del nombre de la clase textural.

No pedregoso: menos de 15% de gravas o piedras en volumen. Pueden incluir de acuerdo al porcentaje; suelos de Clases I, II o III de Cap. de uso. Los suelos no pedregosos se consideran excepciones dentro de un taxón pedregoso.

Pedregoso: Entre 15 y 35% de gravas o piedras en volumen. Puede incluir, de acuerdo al porcentaje, suelos de Clase III y IV Cap. de uso.

Muy pedregoso: Entre 35 y 60% de gravas o piedras en volumen Clase IV y VI Cap. de uso.

Extremadamente pedregoso: Más de 60% de gravas o piedras en volumen. Cuando existe menos de 5% de fracción fina (-0,2 cm.) en volumen se emplea sólo el término; gravoso, pedregoso, etc., Clase VII - VIII.

³De escaso uso en Chile.

d) Clases de Pendiente

Pendiente Simple

Pendiente Compleja

Designación	(%)	Símbolo	(%)Designación
Plana	0 - 1	A AK1 - 3	Casi plana
Ligeramente inclinada	1 - 2	B1 B1K 2 - 5	Ligeramente ondulada
Suavemente inclinada	2 - 3	B2 B2K 5 - 8	Suavemente ondulada
Moderadamente inclinada	4 - 8	C1 C1K 9 - 15	Moderadamente ondulada
Fuertemente inclinada	9 - 15	C2 C2K 15 - 20	Fuertemente ondulada
Moderadamente Escarpada	15 - 25	D DK 20 - 30	De Lomajes
Escarpada	25 - 45	E EK 30 - 50	De cerros
Muy Escarpada	45 - 65	F FK +50 (60)	De montañas

e) Erosión

Ligera - Moderada - Severa - Muy Severa

f) Clases de Drenaje

Excesivo o Algo Excesivo - Bueno - Moderadamente Bueno - Imperfecto - Pobre - Muy Pobre.

g) Clases de profundidad y humedad del suelo

Clases de profundidad al estado mojado (saturado) ⁴	Clases de duración del estado mojado
1.- No está mojado en una profundidad de 150 cm.	
2.- Mojado por encima de 150 cm. pero no por encima de 100 cm.	a: mojado 1/12 del tiempo (año)
3.- Mojado por encima de 100 cm. pero no por encima de 50 cm.	b: mojado 1/12 a 1/4 del tiempo
4.- Mojado por encima de 50 cm. pero no por encima de 25 cm.	c: mojado 1/4 a 1/2 del tiempo
5.- Mojado por encima de 25 cm.	d: mojado + 1/2 del tiempo

⁴ Para suelos no regados o congelados.

h)	<u>Salinidad</u>	<u>Conductividad</u> <u>Eléctrica (Siemens/m)</u>
	- No salino a muy ligeramente salino	0 - 0,4
	- Ligeramente salino	0,4 - 0,8
	- Moderadamente salino	0,8 - 1,6
	- Fuertemente salino	> 1,6
i)	<u>Sodicidad</u>	
	Sódico	por SAR > 12

GUIA PARA CLASIFICAR SUELOS EN CLASES DE CAPACIDAD DE USO

C. de U	Prof. Efectiva	Textura Superficial	Pedregosidad Superficial (% en volumen)	Agua Aprovechable (cm) (1)	Permeabilidad	Pendiente (%)	Sucept. a erosión	Clases de Drenaje	Inundación	Salinidad	Días libres de heladas	Adap. a cultivos	Grado de intensidad uso
I	Profundo a muy profundo	Franco(2)	0 - 5	18 ó más	Moderada	2 ó menos	Ninguna a leve	Bueno	Ninguna	Ninguna	150 ó más	Buena	Muy intensivo
II	Profundo a mod. profundo	aF - A	0 - 15	12 ó más	Moderada	5 ó menos	Ninguna a moderada	Bueno a mod. bien drenado	Ninguna a ocasional	Ninguna a ligera	100 ó más	Buena	Intensivo
III	Profundo a prof. medio	Todas (-ag)	0 - 15	9,5 ó más	Lenta a rápida	9 ó menos	Ninguna a moderada	Buena a imperfecta	Ninguna a ocasional	Ninguna a moderada	80 ó más	Buena a moderada	Moderado
IV	Profundo a delgado	Cualquiera	0 - 35	5 ó más	Lenta a rápida	20 ó menos	Ninguna a severa	Buena a pobre (3)	Ninguna a frecuente	Ninguna a fuerte	50 ó más	Limitada	Limitado
V	Media a delgado	Cualquiera	0 - 35	--	Lenta a rápida	5 ó menos	Ninguna a leve	Buena a muy pobre	Ninguna a muy frecuente	Ninguna a fuerte	80 ó más	Inadecuada	Limitado (*)
VI	Profundo a delgado	Cualquiera	0 - 50	--	Lenta a rápida	30 ó menos	Ninguna a severa	Buena a muy pobre	Ninguna a frecuente	Ninguna a fuerte	50 ó más	Inadecuada	Moderado (*)
VII	Profundo a muy delgado	Cualquiera	0 - 60	--	Lenta a rápida	60 ó menos	Ninguna a muy severa	Buena a muy pobre	Ninguna a muy frecuente	Ninguna a fuerte	--	Inadecuada	Limitado (*)
VIII	Terrenos sin valor agrícola, ganadero o forestal. Sólo para vida silvestre.												

(*) Aptitud sólo para pastos o forestal. Agua aprovechable expresada en altura de agua (cm), para la profundidad efectiva del suelo.

(2) Desde Famf hasta FAL

(3) Siempre que sea susceptible de drenar.

CLASES DE APTITUD PARA FRUTALES (1)

	GRADO DE LIMITACIONES			
	1 Sin (A)	2 Ligera (B)	3 Moderada (C)	4 Severa (D)
Profundidad efectiva del Suelo (cm) (2)	Más de 100	100 - 75	75 - 40	< 30
Textura: (3) Superficial	a Ff - FA	a Ff - A	af - A	ag - A
Sub-Suelo	Fa - FA	Fa - FA	af - A	ag - A
Clase de Drenaje (4)	Bueno	Bueno - Mod. bien drenado	Excesivo - Mod. bien drenado - Imperfecto	Imperfecto
Moteados (2)	Sin moteados a escasos, finos, débiles a más de 100 cm. de profundidad	Sin moteados a escasos o comunes, finos o medios, débiles a más de 75 cm. de profundidad	Comunes, medios, distintos a más de 75 cm. de profundidad	Cualquiera
Permeabilidad (cm/hr)	Moderada a Mod. rápida (2,0 - 12,5)	Moderada a Mod. rápida (2,0 - 12,5)	Mod. Lenta a rápida (0,5 - 25)	Muy lenta a muy rápida (<0,5 - > 25)
Pendiente/ erosión (5)	0 - 1,5 % Sin	< 3 % Sin - ligera	< 6 % Moderada - Sin	> 6 % Severa
Salinidad	< 0,2 s/m	< 0,4 s/m	< 0,6 s/m	> 0,8 s/m
Carbonatos (1/10: efervescencia)	Muy ligera	Ligera	Fuerte	Violenta

- (1) Equivalente a Clasificación de Aptitud Frutal de CORFO.
- (2) Esta es una norma tentativa, debe confrontarse con las características de arraigamiento de cada especie, por ejemplo: para durazneros 75 cm Profundidad Efectiva y sin otra limitante sería Clase A - (Sin limitaciones).
- (3) Cuando la estructura y porosidad sean favorables, se recomienda subir en una clase la Aptitud del Suelo. A la inversa cuando estos factores estén limitados se bajará la Aptitud a la Clase siguiente. Para suelos estratificados, un quiebre abrupto de textura que provoque un nivel freático suspendido se tratará en igual forma.
- (4) Según Soil Survey Manual, (430-v-SSM, Jan 1984) USDA-SCS.
- (5) No se consideran terrenos que se van a terracear o sistemas de riego especiales: goteo, aspersión, etc.

Esta pauta representa una guía para poder establecer la aptitud de los suelos para la implantación de frutales. En su elaboración no se ha tomado en cuenta:

1. Limitaciones climáticas
2. Condiciones económicas o de mercado
3. Disponibilidad, manejo y calidad de agua, y,
4. Fertilidad

Debe sí abrirse un paréntesis para aquellas zonas de Chile en donde el clima es más importante que el factor suelo (Quillota, La Cruz, Valles del Norte, etc.); para estos casos esta pauta debe ser considerada como referencia y en base a la experiencia frutícola de la zona, establecer una clasificación de suelos local.