

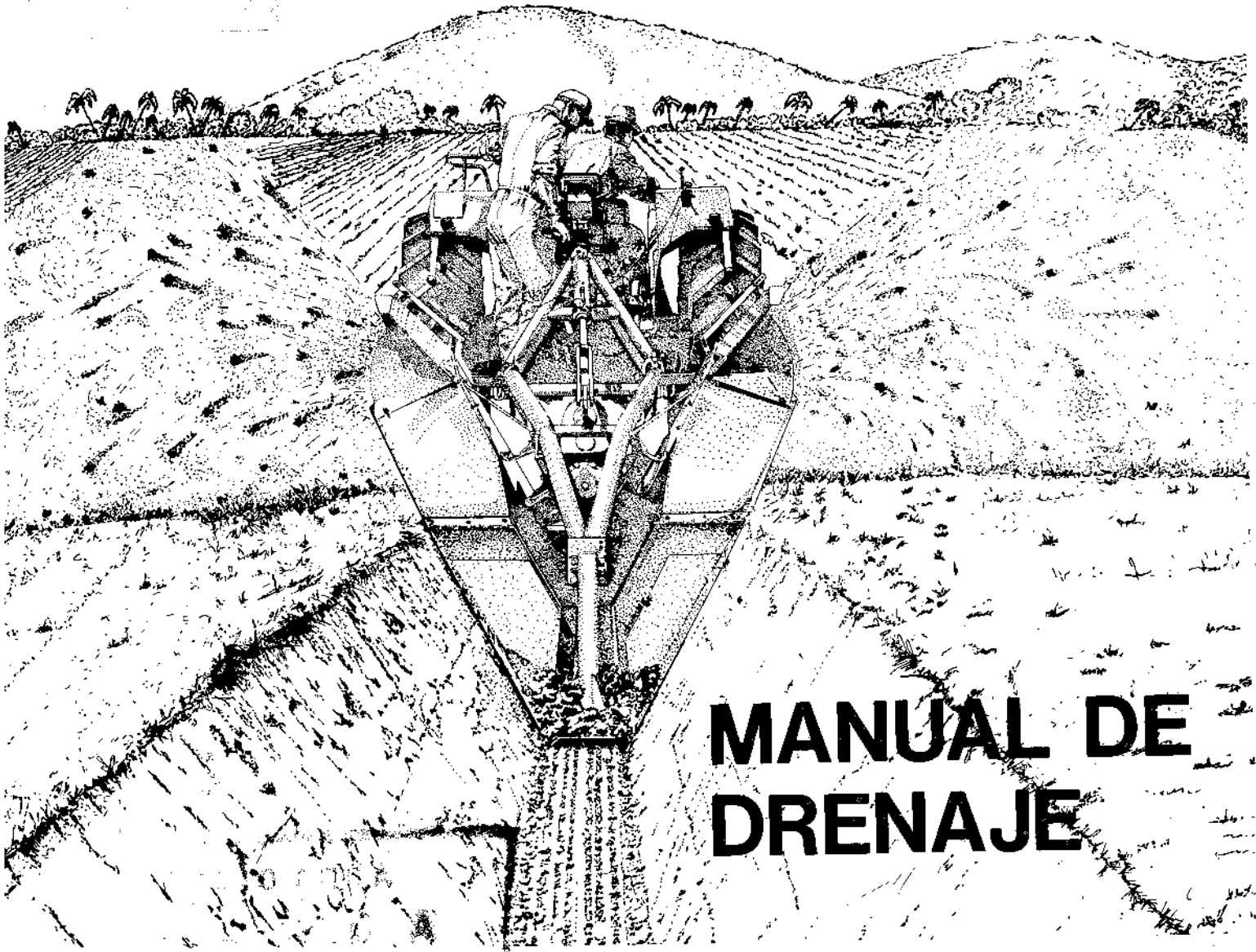
21393

20  
137

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

**SARH** INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA  
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y DRENAJE



# MANUAL DE DRENAJE



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

Manual de drenaje  
de zonas tropicales

INSTITUTO MEXICANO  
DE TECNOLOGIA DEL AGUA

Coordinación del Proderith

Diciembre, 1986

## INDICE

INTRODUCCION . . . . .	9
I. PLANEACION DE OBRAS DE CONTROL DE INUNDACIONES Y DRENAJE . . . . .	13
1.1 <u>Introducción</u> . . . . .	13
1.2 <u>Criterios de diagnóstico</u> . . . . .	13
1.2.1 Problemas ocasionados por la falta de drenaje . . . . .	15
A. Daños a los cultivos . . . . .	15
B. Mecanización . . . . .	20
C. Problemas sanitarios . . . . .	21
D. Daños a la infraestructura . . . . .	22
E. Otros daños. . . . .	22
1.2.2 Necesidades de drenaje . . . . .	23
1.2.3 Factores que originan los problemas de drenaje . . . . .	24
A. Fuentes de agua en exceso . . . . .	24
B. Obstáculos a la descarga del agua en exceso . . . . .	26
1.2.4 Identificación de los factores que originan los problemas de drenaje . . . . .	28
1.3 <u>Criterios de planeación</u> . . . . .	29
1.3.1 Medidas para el control de inundaciones y drenaje . . . . .	29
1.3.2 Manejo integral de cuencas hidrológicas . . . . .	39
1.3.3 Sistemas de drenaje y control de inundaciones . . . . .	42
1.3.4 Consideraciones para estimar la capacidad de las obras de control de inundaciones y drenaje . . . . .	45
A. Bordos de protección en ríos . . . . .	45

B. Sistemas de drenaje superficial. . . . .	47
2. ESTUDIOS BASICOS. . . . .	51
2.1 <u>Estudios topográficos.</u> . . . . .	51
2.2 <u>Estudios fotogramétricos</u> . . . . .	52
2.3 <u>Estudios de suelos</u> . . . . .	53
2.4 <u>Estudios climatológicos.</u> . . . . .	54
2.5 <u>Estudios agroeconómicos.</u> . . . . .	57
2.6 <u>Estudios geohidrológicos</u> . . . . .	58
2.7 <u>Estudios hidrológicos.</u> . . . . .	61
3. MEDIDAS DE ALIVIO Y/O PREVENCIÓN DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE. . . . .	80
3.1 <u>Medidas preventivas.</u> . . . . .	80
3.2 <u>Medidas de alivio.</u> . . . . .	83
4. METODOS PARA ESTIMAR EL ESCURRIMIENTO . . . . .	86
4.1 <u>Método de Gumbel</u> . . . . .	86
4.2 <u>Estimación de gastos en cuencas con pendientes pronunciadas.</u> . . . . .	95
4.2.1 Tiempo de concentración. . . . .	95
4.2.2 Gasto pico . . . . .	101
4.2.3 Gastos máximos para cuencas pequeñas . . . . .	102
4.2.4 Gastos máximos para cuencas con tiempos de concentración menores de 10 horas . . . . .	106
4.2.5 Hidrogramas sintéticos . . . . .	114
4.2.6 Método racional. . . . .	122
4.3 <u>Estimación de gastos de diseños en cuencas planas.</u> . . . . .	126

5. METODOS RECOMENDADOS PARA CALCULAR LA CAPACIDAD DE LAS OBRAS QUE INTEGRAN LOS SISTEMAS DE DRENAJE . . . . .	134
5.1 <u>Bordos de protección</u> . . . . .	134
5.2 <u>Mejoras de los ríos</u> . . . . .	136
5.3 <u>Presas de derivación</u> . . . . .	136
5.4 <u>Drenes colectores, interceptores y tajos</u> . . . . .	136
6. FACTORES CLIMATICOS . . . . .	138
6.1 <u>Precipitación</u> . . . . .	138
6.1.1 Precipitación media . . . . .	138
6.1.2 Análisis de frecuencia . . . . .	138
6.1.3 Estimación de la lluvia de diseño . . . . .	144
6.2 <u>Evaporación</u> . . . . .	148
6.3 <u>Otros factores climáticos</u> . . . . .	149
6.4 <u>Evapotranspiración</u> . . . . .	149
6.5 <u>Cálculo de la precipitación en exceso</u> . . . . .	150
7. CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS AGRICOLAS DEL TROPICO HUMEDO . . . . .	176
8. DISEÑO DE LA RED COLECTORA . . . . .	176
8.1 <u>Cálculo del coeficiente de drenaje y ecuación de diseño</u> . . . . .	176
8.2 <u>Trazo de la red de drenaje</u> . . . . .	176
8.3 <u>Dimensionamiento de la red</u> . . . . .	177
8.4 <u>Cálculo de la capacidad de los canales colectores</u> . . . . .	177
8.4.1 Diseño definitivo . . . . .	177
8.4.2 Algunas consideraciones sobre el diseño de los canales abiertos .	178
8.4.3 Cálculo de la capacidad de los colectores en las intersecciones	

Regla del 20 - 40 . . . . .	180
8.5 <u>Recomendaciones para el diseño de sistemas de drenaje</u> . . . . .	187
8.6 <u>Ayudas para el diseño de drenes</u> . . . . .	192
9. DIQUES, BORDOS Y TERRAPLENES . . . . .	209
9.1 <u>Clasificación de diques</u> . . . . .	209
9.2 <u>Localización.</u> . . . . .	211
9.3 <u>Determinación de la carga hidráulica en el dique</u> . . . . .	213
9.4 <u>Cimentación</u> . . . . .	214
9.5 <u>Material del bordo o dique.</u> . . . . .	214
9.6 <u>Diseño del dique.</u> . . . . .	215
9.7 <u>Altura del dique.</u> . . . . .	216
9.8 <u>Ancho de corona</u> . . . . .	218
9.9 <u>Taludes</u> . . . . .	218
9.10 <u>Trinchera</u> . . . . .	219
9.11 <u>Protección de taludes</u> . . . . .	219
10. CONSTRUCCION. . . . .	223
10.1 <u>Recomendaciones generales para la construcción de proyectos de drenaje en el trópico húmedo.</u> . . . . .	223
10.2 <u>Infraestructura rural para los proyectos PRODERITH</u> . . . . .	223
11. GUIA Y ESPECIFICACIONES PARA EL EMPASTAMIENTO DE DRENES . . . . .	227
11.1 <u>Definición</u> . . . . .	227
11.2 <u>Propósito.</u> . . . . .	227
11.3 <u>Consideraciones de planeación.</u> . . . . .	227
11.4 <u>Especificaciones</u> . . . . .	228
11.5 <u>Selección de especies.</u> . . . . .	228

11.5.1	Para los taludes de los drenes . . . . .	228
11.5.2	Para bermas y taludes de material de excavación. . . . .	229
11.6	<u>Preparación de la cama para la semilla</u> . . . . .	230
11.7	<u>Requerimientos de fertilización.</u> . . . . .	230
11.8	<u>Plantación.</u> . . . . .	230
11.8.1	¿Cuándo plantar? . . . . .	230
11.8.2	Cantidad o proporción . . . . .	231
11.8.3	Métodos. . . . .	231
11.8.4	Arropado . . . . .	233
12.	MANTENIMIENTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA . . . . .	237
12.1	<u>Mantenimiento de sistemas de drenaje</u> . . . . .	237
12.1.1	Medidas preventivas . . . . .	237
12.1.2	Recomendaciones de diseño y construcción para reducir manteni- miento . . . . .	238
12.1.3	Inspecciones de mantenimiento (drenes) . . . . .	239
12.1.4	Operaciones de mantenimiento (drenes) . . . . .	240
12.2	<u>Mantenimiento de caminos</u> . . . . .	241
12.2.1	Objetivo . . . . .	241
12.2.2	Requerimientos de diseño y construcción. . . . .	242
12.2.3	Operaciones de mantenimiento regular . . . . .	242
12.3	<u>Necesidades de equipo para mantenimiento</u> (drenes y caminos). . . .	243
12.4	<u>Conservación de la maquinaria</u> . . . . .	247

## INTRODUCCION

En el Programa de Desarrollo Rural Integrado del Trópico Húmedo (PRODERITH) se trabaja en la formulación de una metodología para el control y manejo del agua en las planicies costeras tropicales, como parte importante en el desarrollo agropecuario de esas zonas; por esto, se considera necesario elaborar un manual técnico enfocado a analizar la problemática del exceso de agua superficial, las soluciones y sus aspectos operativos y de conservación. Este manual es, en cierta forma, un producto de la revisión de experiencias en otras regiones del mundo, la integración de material generado en otras áreas y la experiencia que se ha logrado al planear, diseñar y construir los sistemas de drenaje de los proyectos del PRODERITH. Está encaminado a ser una herramienta de consulta, de trabajo cotidiano y de capacitación, ya que permite proporcionar criterios y métodos en la solución de los problemas de drenaje más comunes que se han observado en el trópico húmedo, soslayando intencionalmente algunos temas muy teóricos que son típicos de otros manuales y del concepto drenaje superficial; en compensación se ha profundizado en aquellos temas que permiten al proyectista conceptualizar y abordar el diseño de los drenes de manera práctica, abarcando los aspectos de operación y mantenimiento de las obras.

El manual, cabe reconocer, toma como base las publicaciones y aportaciones que sobre el tema de drenaje superficial agrícola han producido instituciones de reconocido prestigio, como El Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos, El Centro Interamericano de Aguas y Tierras, El Colegio de Postgraduados de Chapingo, La Comisión del Plan Nacional Hidráulico y otras Dependencias de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Estructuralmente, el manual aborda cuatro temas fundamentales:

- a) planeación de proyectos de drenaje, tanto en sus aspectos regional o de cuenca hidrológica como de proyecto específico;
- b) los estudios y el diseño, entre otros los criterios más gene



realizados y probados para las condiciones del trópico húmedo; - c) los lineamientos orientativos en construcción, y d) los fundamentos para la conservación y el mantenimiento de las obras.

Para la complementación y enriquecimiento del manual, se consideró pertinente la celebración de un Taller de discusión y análisis del tema, en el que participaron técnicos de residencias relacionados de manera directa con el diseño y la construcción de proyectos de drenaje en el trópico húmedo, así como técnicos que realizan la planeación y los estudios tanto en su aspecto central como en las residencias de los proyectos.

Las contribuciones que generen estos técnicos como producto de sus experiencias, serán, sin duda, parte importante del perfeccionamiento gradual del manual.

PLANEACION Y ESTUDIOS

## I. PLANEACION DE OBRAS DE CONTROL DE INUNDACIONES Y DRENAJE

### 1.1 Introducción

Las principales limitantes para el aprovechamiento de los suelos para fines agropecuarios en las áreas tropicales húmedas de México se deben a factores de tipo físico, técnico-productivos y socioeconómicos (véase cuadro 1). En este capítulo se hará referencia a los primeros, caracterizados principalmente por el exceso de agua superficial, que dificulta la utilización intensiva del suelo, y la escasa o nula comunicación terrestre, que, claro está se acentúa en la época de lluvias. Así, en las regiones tropicales húmedas el exceso de agua superficial incrementa en forma significativa los riesgos propios de la actividad agrícola.

Es evidente entonces que el control y manejo del agua superficial reviste una importancia relevante si se desea intensificar y diversificar el uso de los suelos en las planicies tropicales. Esta importancia se acentúa en la medida que los excesos de agua han sido razón histórica notoria para una extendida utilización de los suelos en formas y para cultivos o producciones contrarias en general, a su mejor utilidad y su mayor potencial.

### 1.2 Criterios de diagnóstico

El concepto de control y manejo del agua tiene sentido, de acuerdo con lo anterior, cuando existe un exceso de agua superficial que impide un pleno aprovechamiento del potencial agropecuario; es decir, cuando la permanencia del agua sobre la superficie del suelo tiene consecuencias desfavorables en el desarrollo y rendimiento de los cultivos que, incluso, llegan a impedirlos por completo.

En este concepto es necesario plantear el control de inundaciones y el drenaje superficial como instrumentos de solución a uno de los principales problemas físicos en las planicies tropicales.

## PROBLEMATICA Y ACCIONES

ACCIONES		FRENOS																				
		FISICOS							TECNICO PRODUCTIVOS					SOCIOECONOMICOS				INSTITUCIONALES				
		INUNDACIONES	DEFICIENTE DESAGUE SUPERFICIAL	NIVELES FREATICOS ALTOS	DRENAJE INTERNO LENTO	SEQUIA ESTACIONAL	EROSION	TERRENOS ENMONTADOS	INCOMUNICACION	TECNICAS INADECUADAS EN LA EXPLOTACION AGROPEC	TENDENCIA AL MONOCULTIVO	INADECUADOS CANALES DE COMERCIALIZACION	FALTA DE EQUIPOS AGRICOLAS ADECUADOS	DESCAPITALIZACION	CONFLICTO INTERNO	POLARIZACION ECONOMICA	OPOSICION AL CAMBIO DE ORGANIZACION Y TECNOLOGIA	OPOSICION A LA ACCION INSTITUCIONAL	TENENCIA DE LA TIERRA	DUPLICIDAD DE ACCIONES	CARENCIA DE ESTUDIOS	FALTA DE COORDINACION
INFRAESTRUCTURA	OBRAS DE CONTROL DE AVENIDAS	X											X		X	X	X					
	SISTEMAS DE DRENAJE		X	X	X								X		X	X	X					
	NIVELACIONES		X				X						X		X	X	X					
	DESMONTES							X					X		X	X	X					
	CAMINOS								X				X		X	X	X					
	PRACTICAS DE MANEJO Y CONSERVACION DE AGUA Y SUELO					X	X								X	X	X					
	BODEGAS										X				X	X	X					
APOYO	INVESTIGACION Y DIVULGACION								X	X		X				X						
	ASISTENCIA TECNICA								X		X	X			X	X	X					
	CREDITO								X	X		X	X		X							
	SEGURO									X												
	CAPACITACION								X	X		X										
	INFORMACION													X	X	X	X	X				
	SERVICIOS TECNICOS DE APOYO AL D. R I													X	X	X	X		X	X	X	
	PLANEACION Y COORDINACION																		X	X	X	

Se requiere formular un diagnóstico adecuado para la situación específica. Los estudios necesarios, desde simples reconocimientos hasta levantamientos detallados (hidrológicos, topográficos, agrícolas, etcétera), permiten establecer el origen del problema, sus consecuencias y la orientación básica de la solución del manejo del agua.

#### 1.2.1 Problemas ocasionados por la falta de drenaje

En términos de área afectada, los daños derivados del exceso de agua superficial varían en magnitud, ya sea que se trate de una parcela, un asentamiento agrario o una gran área agrícola; así también, dependen de la ubicación relativa de las explotaciones en el interior de una cuenca.

Los daños sobre la producción agrícola pueden ser directos, es decir, que inciden sobre los rendimientos de los cultivos, e indirectos, cuando las labores agrícolas y de asistencia técnica se ven obstaculizadas y cuando se imposibilitan las acciones de comercialización.

##### A. Daños a los cultivos

La principal consecuencia del exceso de humedad para el desarrollo eficiente de los cultivos, es la limitación del intercambio gaseoso entre las raíces de las plantas y la atmósfera. De esta forma se produce una deficiencia de oxígeno y una concentración de bióxido de carbono ( $CO_2$ ) que perjudica a las plantas y puede llegar a causarles la muerte si el efecto se prolonga. Los daños a los cultivos dependerán de:

- a) Clase del cultivo
- b) Duración del efecto de la inundación
- c) Estado de desarrollo del cultivo
- d) Otras condiciones.

- a) Clase del cultivo.- Como es conocido, la resistencia de cada cultivo al exceso de agua es una característica específica de cada planta, y su respectivo comportamiento resulta entonces función variable en cada caso. De esto se desprende que cada cultivo pueda aceptar un período determinado de permanencia del exceso de agua sobre el suelo. En el siguiente cuadro se indicará la resistencia estimada de cultivos a condiciones límite de inundación sin que se presenten daños:

Cuadro 2. RESISTENCIA DE CULTIVOS A CONDICIONES DE INUNDACION

C U L T I V O S	DURACION ESTIMADA DE LA INUNDACION SIN DAÑOS SIGNIFICATIVOS
Hortalizas	12 horas
Granos y oleaginosas	24 horas
Pastizales	72 horas

Como se observa, los cultivos hortícolas resisten el exceso de agua sólo por pocas horas; los granos y oleaginosas pueden permitir inundaciones hasta de 24 horas sin sufrir daños significativos, con excepciones específicas como son algunas leguminosas, y los pastos permiten una condición de inundación de 3 ó más días, como se demostró en un estudio realizado en Oklahoma, Estados Unidos (Rhoades, 1967). En éste se demostró también que existe un efecto residual, ya que las plantas sometidas a un período de inundación no se recuperan totalmente, sino cada vez son más susceptibles a efectos posteriores. El cuadro 3 presenta una relación de pastos y su grado de tolerancia al efecto de inundación.

- b) Duración del efecto de inundación.- La magnitud de los daños de las inundaciones en el rendimiento de los cultivos tiene una relación directa con la duración de la inundación.

CUADRO 3.

TOLERANCIA A LA INUNDACION DE DIFERENTES PASTOS

TOLERANCIA	ESPECIES	NOMBRE COMUN
Muy grande (más de 20 días)	<i>Cynodon dactylon</i>	Bermuda
	<i>Buchloe dactyloides</i>	Buffalograss
	<i>Panicum obtusum</i>	Vine mesquite
	<i>Paspalum distichum</i>	Gramma de nudo
Grande (hasta 20 días)	<i>Panicum virgatum</i> var	Lowland switchgrass, Cabezona
	<i>Phalaris arundinacea</i>	Reed canarygrass
	<i>Spartina pectinata</i>	Prairie cordgrass
	<i>Paspalum floridanum</i>	Paspalum de Florida
Moderadamente grande (hasta 15 días)	<i>Panicum virgatum</i> var	Upland switchgrass, Paja Cabezona
	<i>Apropyron smithii</i>	Western wheatgrass
	<i>Leersia oryzoides</i>	Arrocillo
	<i>Paspalum pubiflorum</i>	Smooth seed paspalum
Moderado (hasta 10 días)	<i>Andropogon gerardi</i>	Big bluestem
	<i>Andropogon hallii</i>	Sand bluestem
	<i>Elymus virginicus</i>	Virginia
	<i>Panicum anceps</i>	
Baja	<i>Tripsacum dactyloides</i>	Eastern gamagrass
	<i>Sporobolus airoides</i>	Alkali sacaton
	<i>Andropogon ischaemum</i> var	Paja coneja
	<i>Eragrostis curvula</i>	Weeping lovegrass

Tomado de: Edd. D. Rhoades. Grass Survival in Flood Pool Areas, Journal of Soil and Water Conservation. Jan-Feb. 1967.

Como se dijo anteriormente, cada cultivo tiene un límite de tolerancia abajo del cual no se afecta el rendimiento; a partir de ese límite, los daños dependerán de la duración del efecto. El cuadro 4 muestra los resultados de una experiencia realizada en Hungría (Salamín 1961); en ese cuadro se puede comprobar claramente lo anteriormente expuesto.

- c) Estado de desarrollo del cultivo.- El efecto nocivo del exceso de agua tiene mayor importancia cuando ocurre en un período crítico del crecimiento de la planta. Por ejemplo, en el maíz un exceso de agua en el primer período de crecimiento puede producir una clorosis y retardar o impedir el crecimiento; después de este primer período, el cultivo es más resistente; sin embargo, un exceso de agua en el período de formación del fruto, puede no perjudicar tan gravemente a la planta, pero sí afectar la formación del grano y consecuentemente reducir la producción. Así en los climas tropicales húmedos, cuando se cuenta con un buen sistema de drenaje, la programación de cultivos tiene necesariamente que realizarse en función del drenaje. En el mismo cuadro 4 se observa cómo varían los daños de acuerdo al avance del ciclo del cultivo.



CUADRO 4.  
 DAÑOS SUFRIDOS POR LOS CULTIVOS  
 PARA DIFERENTES TIEMPOS DE INUNDACION  
 (EN PORCIENTO DE LA COSECHA)

Número de días de sumersión	DICIEMBRE				ENERO				FEBRERO				MARZO				ABRIL				MAYO				JUNIO				JULIO				AGOSTO				SEPTIEMBRE				OCTUBRE				NOVIEMBRE			
	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15
Forrajes Perennes	-	-	5	10	-	-	5	10	-	-	5	10	-	10	20	30	10	25	40	60	10	30	50	100	10	40	70	100	10	40	70	100	10	30	50	80	10	30	50	70	-	10	20	30	-	-	5	10
Pastos y Praderas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	10	20	30	-	15	30	50	-	20	30	50	-	20	30	50	-	10	20	30	-	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-
Papa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	80	100	100	30	80	100	100	40	90	100	100	50	100	100	100	50	100	100	100	50	100	100	100	20	40	60	80	-	-	-	-	-	-	-	-
Girasol	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	20	40	80	10	30	60	100	10	40	60	100	10	40	60	80	-	10	30	50	-	-	-	-	-	-	-	-				
Cafiano	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	100	20	50	75	100	10	40	60	80	10	30	50	70	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-				
Cereales de Otoño	-	5	10	20	-	5	10	15	-	5	10	20	10	15	30	50	10	25	40	70	20	40	70	100	20	50	80	100	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	10	20	-	5	10	20
Cereales de Primavera	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	20	80	100	15	40	75	100	15	50	75	100	20	50	75	100	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Maiz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	80	100	100	10	50	80	100	10	40	75	100	-	10	50	80	-	10	40	60	0	10	20	30	-	-	10	10	-	-	-	-

#### d) Otras condiciones

Condiciones climáticas y edáficas.- La temperatura, la evaporación, la humedad relativa y los vientos son factores climáticos que influyen en la actividad fisiológica de la planta y también condicionan la gravedad del problema de exceso de humedad. Cuando la inundación ocurre en una época de altas temperaturas, la planta está sujeta a una mayor evapotranspiración, y requiere por tanto mayores cantidades de agua y oxígeno, que absorbe por las raíces; la inundación impide a éstas suministrar agua a los tejidos superiores, produciéndose así un déficit de humedad que paraliza las funciones vitales de la planta.

En los climas templados, las bajas temperaturas reducen la actividad fisiológica de la planta hasta llegar al estado de dormencia; en estos períodos, los excesos de agua no son tan perjudiciales porque la planta no está sometida a requerimientos hídricos ni de oxígeno.

Cuando el suelo está sometido constantemente a inundaciones, el agua que escurre puede transportar sedimentos limosos, que al depositarse sellan los poros del suelo impidiendo la penetración del agua. En estos casos, aun cuando tengan una capacidad de infiltración aceptable, los suelos no pueden recibir el agua debido a la presencia de esta película impermeable; por esto al efecto de las inundaciones son las lluvias posteriores poco efectivas.

#### B. Mecanización

Sin duda uno de los grandes problemas de los suelos mal drenados es la dificultad para la mecanización. Esto tiene como consecuencia dificultad y deficiencia en la preparación de suelos para realizar las labores culturales y dificultad para la cosecha; también ocasiona daños en la maquinaria y compactación de los suelos.

Así, las pérdidas por la dificultad en la mecanización pueden ser tan grandes que impidan la programación de ciertos cultivos.

## C. Problemas sanitarios

Al permanecer las aguas por mucho tiempo sobre el terreno pueden ocasionar problemas sanitarios que afecten tanto a las plantas como a los animales y al hombre.

### a) Problemas fitosanitarios

Enfermedades.- El exceso de agua crea un ambiente favorable para el desarrollo de enfermedades fungosas que atacan a los cultivos. En muchos casos éstas son una limitación para el cultivo de ciertas especies.

Plagas.- Cuando los suelos están encharcados, la dificultad para el control de las plagas, permite que éstas agudicen su ataque; por consiguiente aumentan los daños a los cultivos.

Malas hierbas.- Los excesos de agua fomentan la invasión de hierbas indeseables que distribuye el agua o que, en condiciones de muy alta humedad, pueden desarrollarse mejor que los cultivos.

### b) Sanidad animal

El ganado es muy sensible a las condiciones de humedad. Las infecciones producidas por hongos y parásitos son muy comunes en ambientes húmedos.

### c) Sanidad humana

Al igual que en el caso de los animales, las plagas que transmiten enfermedades y que generalmente viven en los charcos y lagunas afectan mucho al hombre. La fiebre amarilla y el paludismo son enfermedades muy comunes en los lugares anegados.

#### D. Daños a la infraestructura

Los problemas de drenaje superficial en áreas tropicales afectan las construcciones rurales. Las vías de comunicación son quizá las que más sufren las consecuencias del problema. Cuando por efecto del mal drenaje las inundaciones alcanzan grandes magnitudes, los daños pueden ser considerables al resultar afectadas las casas, edificaciones y obras existentes (alcantarillas, canales y estructuras de riego, entre otras).

#### E. Otros daños

El problema de drenaje puede ocasionar otros daños indirectos e intangibles que en ocasiones son muy difíciles de detectar. Así, podemos señalar:

- a) Inseguridad para plantear cultivos valiosos
- b) Se dificulta la programación del mercado
- c) Dificultad de transporte parcelario
- d) Poca diversificación de cultivos
- e) Competencia por los servicios en una misma época y subutilización en otras
- f) Deficiente utilización de mano de obra
- g) Dificultad para la construcción de obras
- h) Se alteran las condiciones físicas del suelo, modificándose fundamentalmente la estructura y temperatura de la materia orgánica
- i) Se dificultan las prácticas de cultivo debido a que existe una gama pequeña de contenido de humedad del suelo para una adecuada labranza, ya que la presencia de charcos retarda las operaciones agrícolas e impide un tratamiento uniforme
- j) Se dificulta el suministro de nutrientes
- k) Se observa un aumento de salinidad o sodicidad en el suelo, que provoca presiones osmóticas más altas que restringen tanto la absorción del agua por las raíces, como la absorción balanceada de iones nutricionales.

### 1.2.2 Necesidades de drenaje

Las necesidades de drenaje surgen cuando la ocurrencia de volúmenes de agua supera los requerimientos agrícolas; condición que se agrava cuando el terreno presenta ciertas características que dificultan el desalojo de la humedad excedente en terrenos con niveles freáticos someros; las necesidades de drenaje se presentan debido al agua subterránea, que puede alcanzar por capilaridad la zona radicular e incluso la superficie del terreno. Además, las sales contenidas en el agua pasarán a formar parte del suelo, al evaporarse el agua que las transportó.

Los problemas de exceso de humedad para la producción agropecuaria son propios de las regiones de los deltas y las zonas costeras sujetas a mareas, aunque estos problemas pueden presentarse también en las tierras bajas y planas de los valles de los ríos que conducen grandes volúmenes de agua en épocas de avenidas.

Debido al proceso de formación de los deltas, las necesidades de drenaje en estas áreas aumentan debido a que sus suelos son por lo regular pesados y de baja permeabilidad; su nivel freático, somero; el agua subterránea, salina o salobre; presentan topografía plana, y están sujetos a las mareas, fuertes vientos y a la intrusión de agua salina; además, las zonas de los deltas son atravesadas por una red de corrientes de agua que dificultan su aprovechamiento.

En general, el drenaje superficial es necesario cuando:

- el agua se estanca varios días en depresiones después de fuertes lluvias
- el color del subsuelo, en un espesor que va de 20 a 40 centímetros, es gris o azul con manchas marrón o amarillas
- el subsuelo se conserva seco a 1 m de profundidad después de un largo período de lluvias

- la vegetación acuática, así como maleza, cizaña y otras plantas de humedad, invaden surcos y depresiones menores
- en superficies cultivadas, las plantas tienen un color que no es normal y su rendimiento es irregular, y/o
- se observan depósitos o manchas de sal en la superficie del suelo.

### 1.2.3 Factores que originan los problemas de drenaje

Una vez identificadas las necesidades de drenaje, se procede al estudio de las causas que originan estos problemas. Sólo después que se ha definido su naturaleza pueden fijarse los criterios para el diseño adecuado de las obras de control de inundaciones y drenaje.

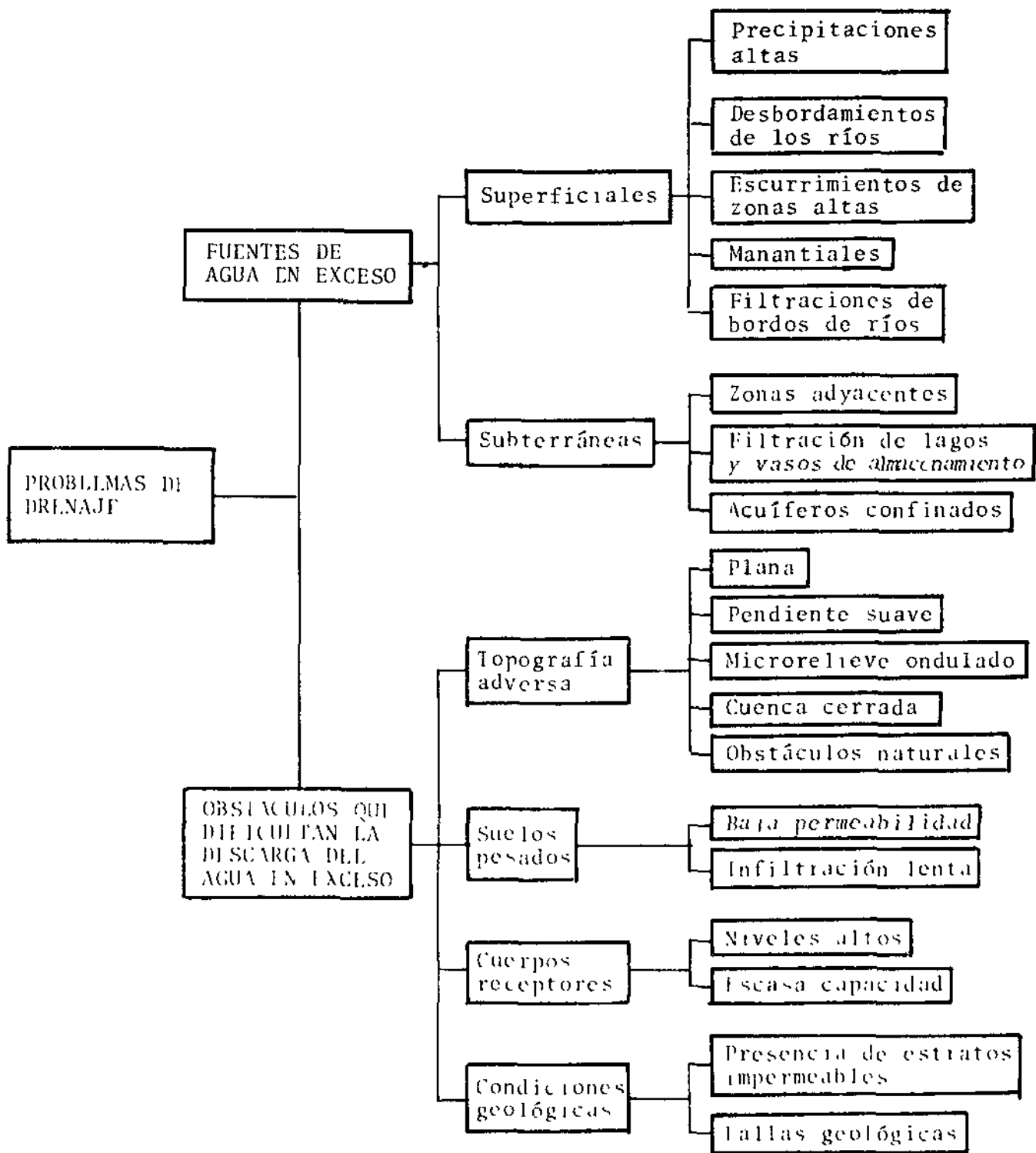
En el problema de exceso de humedad interactúan diversos factores caracterizados por la fuente del problema y por las condiciones inadecuadas del terreno que impiden el desalojo rápido y oportuno del agua en exceso (véase el cuadro 5).

#### A. Fuentes de agua en exceso

Las principales fuentes de agua que originan problemas de drenaje en un área agrícola pueden ser de origen superficial o subterráneo.

Superficialmente, el agua en exceso puede provenir de:

- precipitaciones altas,
- desbordamientos o filtraciones a través de los bordos de los ríos que cruzan o rodean el área.
- escurrimientos superficiales de zonas altas adyacentes, y/o
- de manantiales.



Cuadro 5. FACTORES QUE ORIGINAN LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

Los problemas de drenaje de origen subterráneo ocurren por la sobreelevación del nivel freático debido a la recarga del acuífero que subyace el área agrícola al recibir aportaciones subterráneas provenientes de (véase figura 1 ):

- zonas adyacentes,
- filtraciones de lagos o vasos de almacenamiento cuya elevación de agua sea más alta que la del nivel freático del área y/o de
- flujo vertical ascendente de acuíferos confinados que subyacen el área.

#### B. Obstáculos a la descarga del agua en exceso

La topografía, las condiciones de los cuerpos receptores del agua drenada, el tipo de suelos y las características geológicas, son factores determinantes en los problemas de drenaje que pueda presentar un área agrícola.

Topografía.- Una topografía plana o con pendiente suave, la falta de drenaje natural y/o la presencia de pequeñas ondulaciones en el terreno, impiden o retardan el escurrimiento natural del agua, que incluso puede estancarse en las depresiones, limitando su aprovechamiento. Estos problemas pueden presentarse también si el área se localiza dentro de una cuenca cerrada, o bien si se encuentran obstáculos naturales o artificiales (como caminos y vías de ferrocarril), que impidan la salida libre del agua.

Cuerpos receptores.- Cuando los cuerpos receptores del agua drenada de un área (ríos, lagos, drenes naturales) presentan niveles de agua mayores que el del drenaje natural, la diferencia impide que el agua pueda descargarse en ellos, provocando su estancamiento y consecuentes problemas de drenaje. Asimismo, la falta de capacidad para recibir el agua drenada provoca remansos y desbordamientos sobre el área.



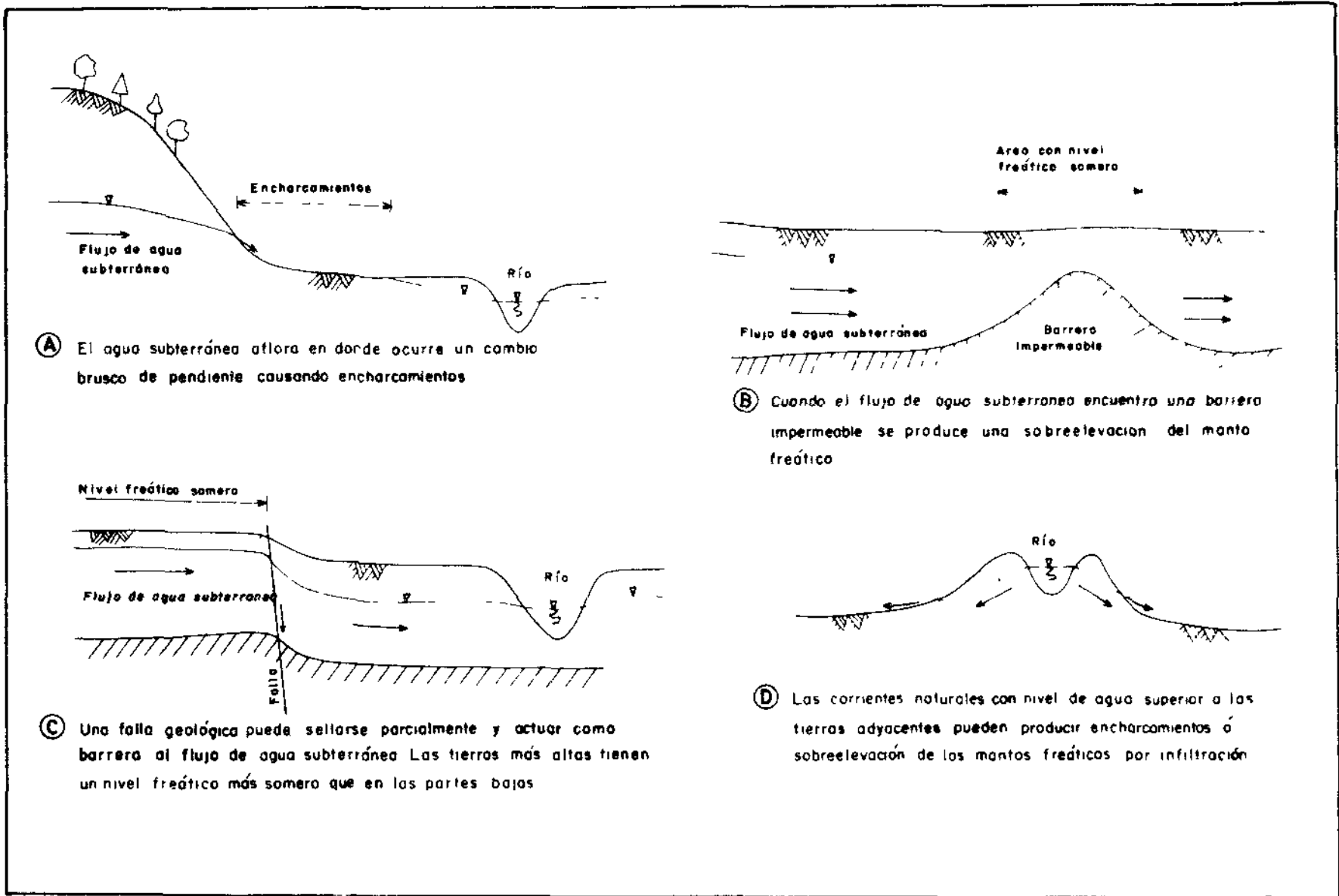


Figura . I Fuentes subterráneas de agua en exceso sobre áreas agrícolas

Suelos.- Las características físicas de los suelos influyen también de manera importante en los problemas de drenaje. Estos se presentan en general en suelos pesados de textura fina (con pocas grietas) que determinan poca capacidad de infiltración y permeabilidad, así como una falta de aereación en la zona radicular.

Geología.- Las condiciones geológicas del subsuelo pueden relacionarse también con los problemas de drenaje. La presencia de capas o estratos poco permeables cerca de la superficie del terreno, su estratificación y la presencia de barreras al flujo horizontal del agua subterránea (como las formadas por las fallas geológicas) afectan en forma directa la elevación del nivel freático (véanse las figuras 1B y 1C).

#### 1.2.4 Identificación de los factores que originan los problemas de drenaje

La identificación de las fuentes de agua en un área que sufre problemas de drenaje se hará en la etapa de reconocimiento, recopilando toda la información sobre entradas de agua, ya sean superficiales o subterráneas. La cuantificación de los volúmenes de agua se hará por medio de balances hidráulicos en toda el área.

En caso de que las fuentes de agua sean relativamente de pequeña cuantía, la investigación sobre las causas de los problemas de drenaje se enfocarán entonces a los factores que impiden el desalojo natural del agua en exceso. Para esto se recurrirá a los datos topográficos y geológicos, auxiliándose con recorridos de campo para identificar cualquier obstáculo para la salida libre del agua.

La identificación de las áreas con niveles freáticos someros se hará con base en los planos de isobatas (curvas de igual profundidad del nivel freático respecto a la superficie del terreno);

asimismo; con los planos de isohipsas (curvas de igual elevación del nivel freático respecto a un plano de referencia) podrá definirse la dirección del flujo del agua subterránea. En áreas localizadas sobre acuíferos semiconfinados, los planos de isobaras (curvas de igual altura piezométrica), junto con los de isohipsas, definirán el flujo vertical (ascendente o descendente) del agua subterránea, mediante la comparación de los niveles freáticos con los piezométricos en un mismo punto.

### 1.3 Criterios de planeación

Para definir una estrategia y el necesario plan de acciones por desarrollar en un área con potencial agrícola y problemas de drenaje superficial, deben recomendarse los siguientes criterios de planeación.

#### 1.3.1 Medidas para el control de inundaciones y drenaje

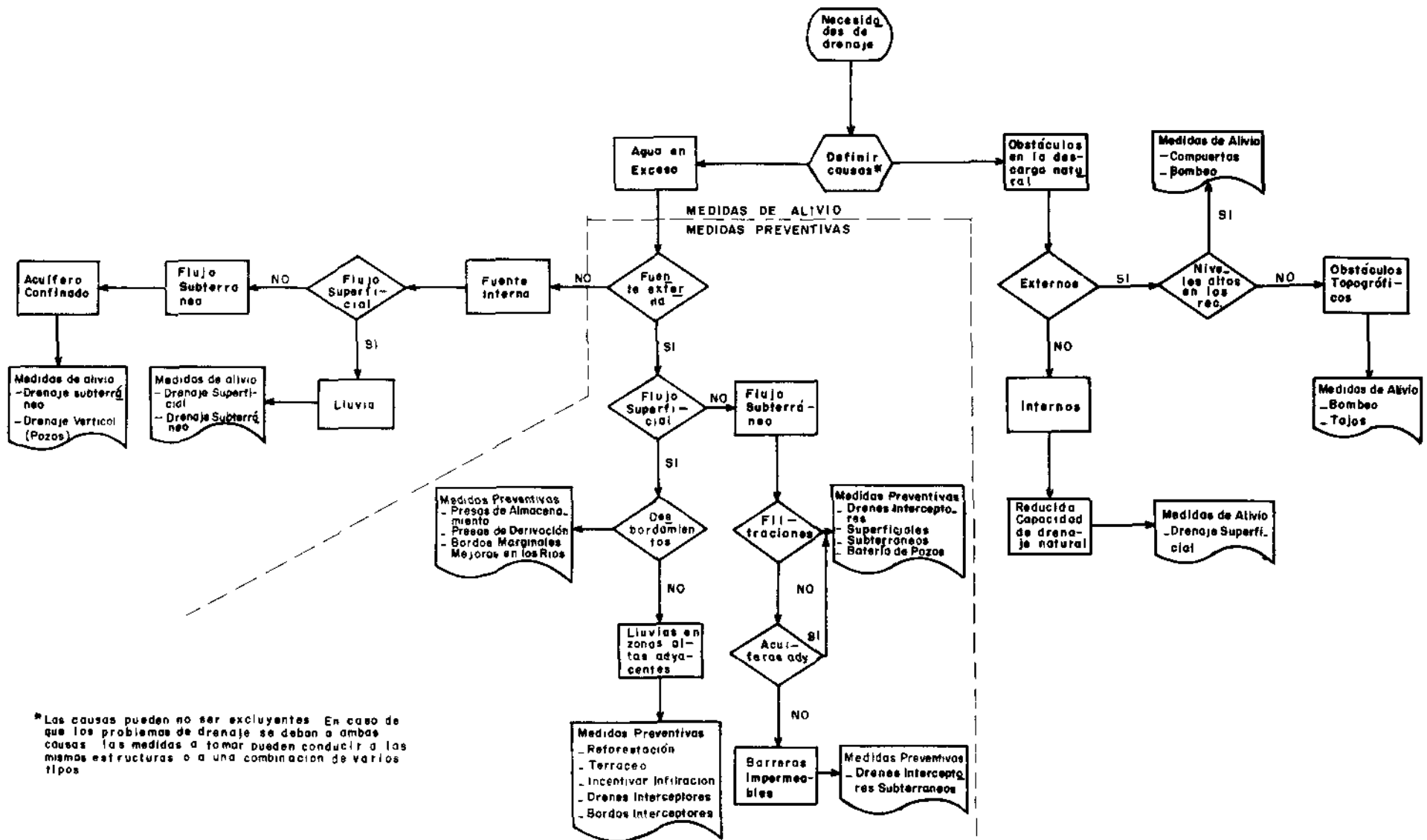
Las causas que originan los problemas de drenaje son precisamente las que determinan qué tipo de medidas tomar para prevenir o aliviar los excesos de agua. Las medidas preventivas se aplican cuando el agua en exceso proviene de fuentes externas al área que quiere protegerse, mientras que las medidas de alivio se toman cuando las fuentes de agua son locales, o existen obstáculos internos o externos para la salida natural del agua de drenaje. En la figura 2 se presenta un diagrama donde se definen las medidas estructurales que deben tomarse para resolver los problemas de drenaje, mismas que se describen a continuación:

Medidas preventivas.- Estas medidas tienen por objeto evitar o disminuir las entradas de agua proveniente de fuentes externas (superficiales o subterráneas) al área agrícola.

a) Fuentes superficiales.- Estas fuentes ocurren, en general, en época de avenidas, por desbordamientos de los ríos que cruzan

# Figura 2

## DIAGRAMA PARA DEFINIR LAS MEDIDAS ESTRUCTURALES DE ALIVIO O PREVENCIÓN DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE



o pasan cerca del área agrícola, o bien debido al escurrimiento superficial proveniente de las áreas adyacente, producto de tormentas en las partes altas de la cuenca. En estos casos se recomiendan las siguientes medidas:

- Obras de reacondicionamiento de los ríos.- En caso de desbordamientos de los ríos, las medidas que deben aplicarse se enfocan a incrementar la capacidad de conducción de éstos, o controlar el gasto que escurre sobre ellos sin desbordar. La capacidad de conducción de los ríos puede incrementarse mediante la rectificación y mejoras de sus cauces y la construcción de bordos marginales.
- Obras de control o de derivación.- El gasto en un río puede controlarse construyendo presas de almacenamiento o de derivación aguas arriba del área que quiere protegerse, de tal manera que el río conduzca grandes volúmenes de agua sin desbordarse. Otra medida factible es la construcción de cauces de alivio que desvíen parte del gasto, o el gasto total, hacia otra corriente con mayor capacidad o directamente al mar o lagunas costeras. En ríos de causas inestables, el agua puede desviarse hacia el mismo río (by pass) a un sitio aguas abajo del área agrícola. Estas medidas de control son en general muy costosas, por lo que se recomienda que se planeen para propósitos múltiples, además de la mera protección de un área agrícola.
- Drenes y bordos interceptores.- El escurrimiento superficial sin cauce definido producido por las lluvias en las partes altas de las cuencas, podrá captarse y desviarse parcial o totalmente antes de que alcance las áreas agrícolas, mediante la construcción de drenes o bordos interceptores transversales al flujo de agua,

localizados fuera del área. Los drenes se conectarán a los cuerpos receptores, o a los canales principales del drenaje mayor.

- Obras de conservación de suelos.- El escurrimiento formado en las cuencas-altas podría restringirse mediante obras de conservación del suelo, como terraceo, forestación, o estimulando la infiltración del mismo.

b) Fuentes subterráneas.- Los niveles freáticos altos presentes en terrenos con problemas de drenaje pueden ser consecuencia de la recarga de los acuíferos debido a entradas de agua subterránea provenientes de: filtraciones de los ríos, canales, vasos de almacenamiento o lagos, que se encuentran dentro o cerca del área agrícola y cuyos niveles de agua son más altos que el nivel freático en el área; o bien, debido al escurrimiento subsuperficial de las áreas altas adyacentes producto de aguas de lluvia infiltradas (véase la figura 1A). Los niveles freáticos someros o superficiales pueden presentarse también por la presencia de barreras impermeables en el subsuelo que, en condiciones naturales, causan una reducción en su espesor o profundidad del acuífero y, en su caso, una sobre-elevación del nivel freático.

- Drenes interceptores.- En cualquiera de los casos mencionados, las medidas que se deben aplicar son la instalación de drenes interceptores diseñados para captar -y en su caso trasladar- el gasto o parte de él hasta su descarga, o de una serie de pozos de bombeo, para evitar la sobre-elevación del nivel freático.

Los drenes interceptores pueden ser zanjas excavadas a cielo abierto o tuberías enterradas, que se colocarán en dirección perpendicular a la del flujo subterráneo (véanse las figuras 3 y 4).

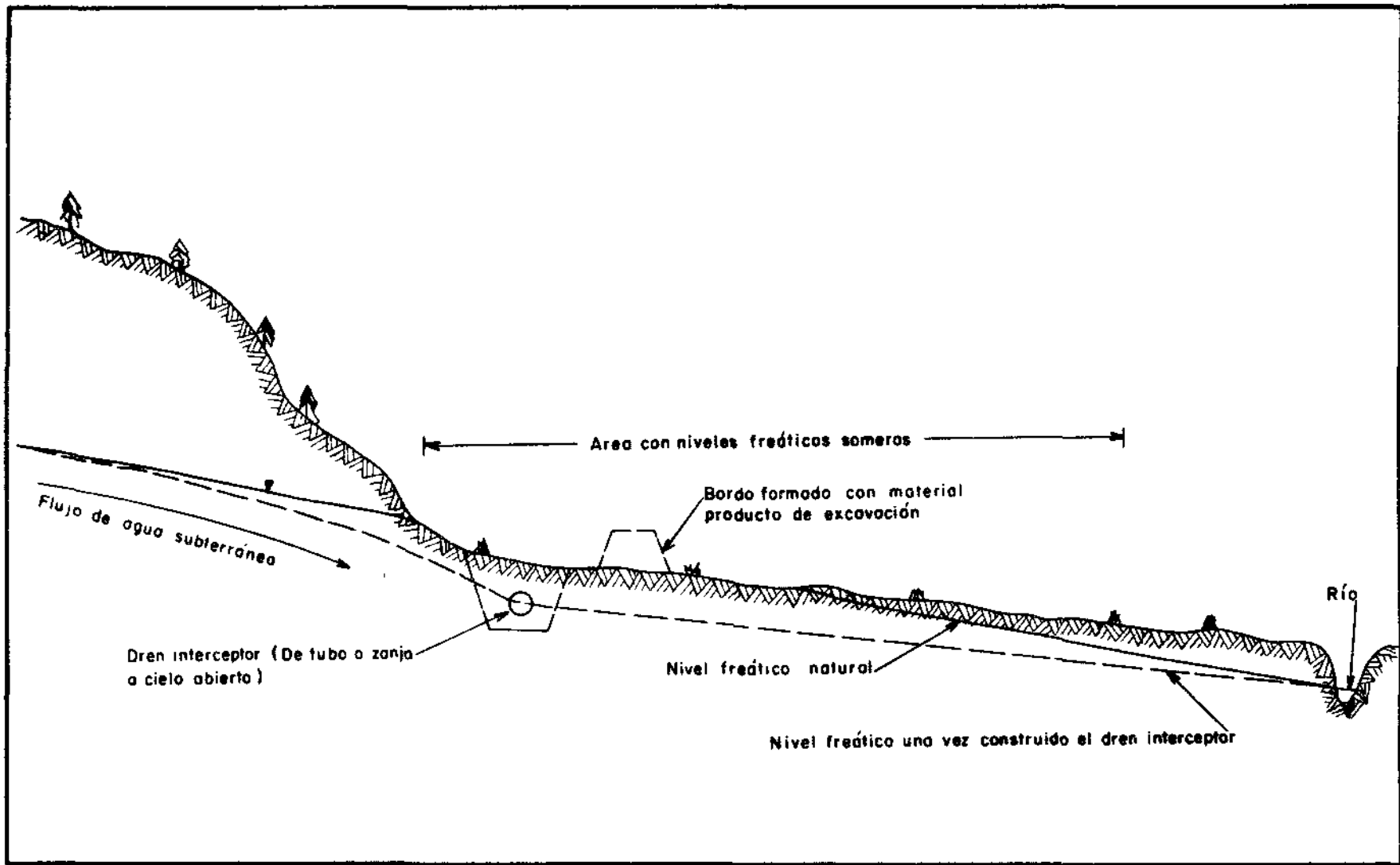


Figura 3 Efecto de los drenes interceptores sobre el flujo de agua subterránea

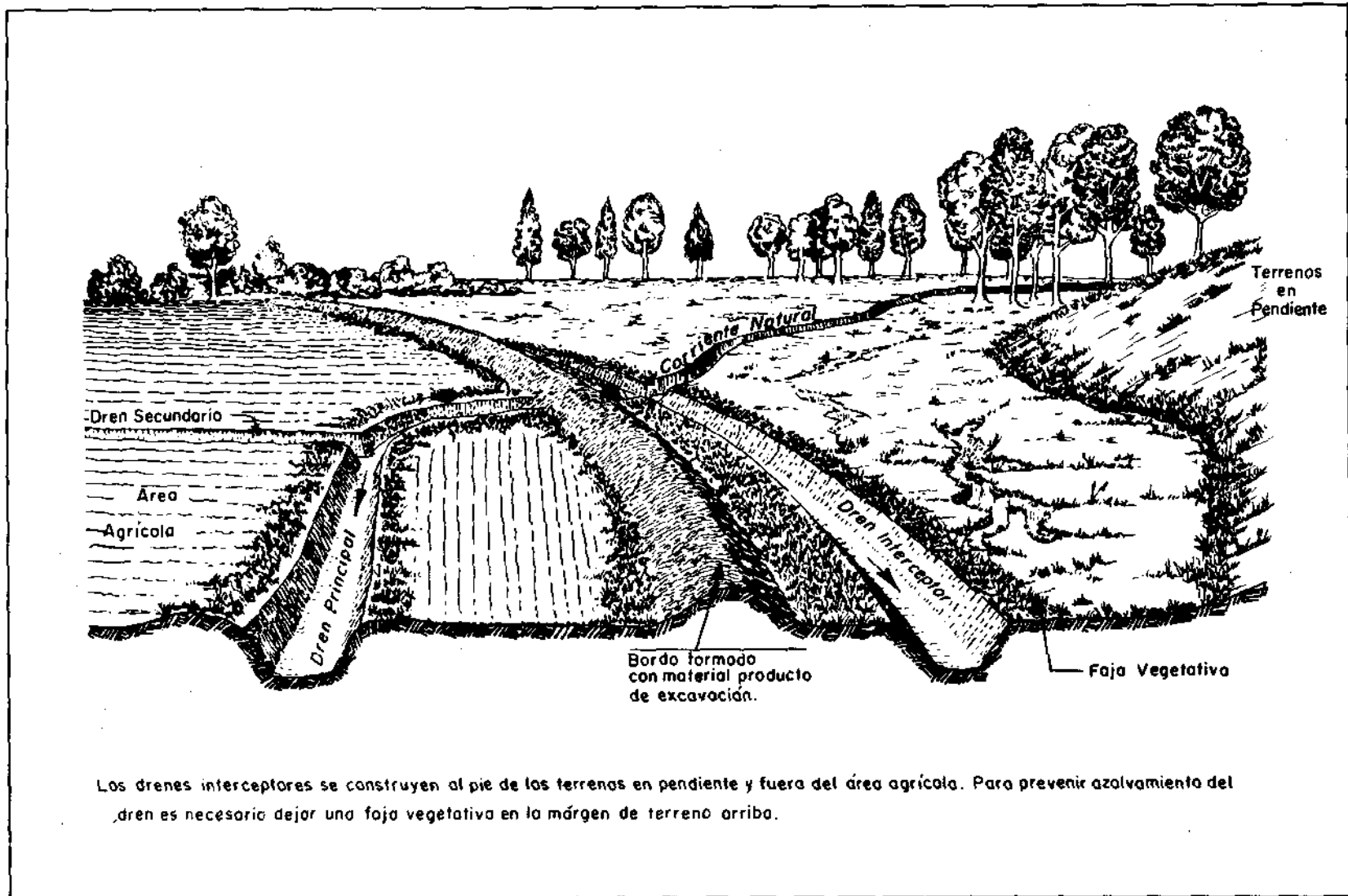


Figura 4 Dren y bordo interceptor (National Engineering Handbook, SCS, USDA).



Medidas de Alivio.- Cuando las causas de los problemas de drenaje se deben a fuentes de agua locales, o el desalojo oportuno del agua se dificulta debido a: los accidentes topográficos, la falta de capacidad en el drenaje natural o las condiciones de los cuerpos receptores, se deben aplicar medidas de alivio que tienen como objetivo principal dar una salida adecuada y oportuna al agua en exceso que puede provocar daños a los cultivos.

a) Fuentes internas de agua en exceso.- Estas ocurren de manera directa sobre el área, y pueden tener origen subterráneo o superficial. En estos casos, cuando las haya, deberán instalarse sistemas de drenes superficiales o subterráneos, dependiendo de las características topográficas y físicas del suelo.

- Sistemas de drenaje superficial o subterráneo.- El agua en exceso puede ocurrir superficialmente en un área agrícola en forma de lluvia, manifestándose como encharcamiento o como sobreelevación del nivel freático. En ambos casos la medida de alivio es un sistema de drenaje superficial o subterráneo, tanto para desalojar en forma oportuna el agua superficial en exceso, como para evitar la sobreelevación del manto freático.

El drenaje subterráneo se aplica también cuando se presentan fuentes locales de agua subterránea, como es el caso de la presencia de acuíferos confinados que subyacen un área agrícola y que originan niveles freáticos altos; este sistema se recomienda también cuando no se construyen drenes interceptores o éstos no captan toda el agua proveniente de fuentes externas de agua subterránea, en cuyo caso los drenes deben instalarse en dirección paralela a la del flujo subterráneo.

b) Obstáculos que impiden el desalojo oportuno del agua.- Estos pueden existir en forma externa cuando los niveles de agua de los cuerpos receptores son más altos que los del agua por drenar, o interna cuando existen accidentes topográficos que impiden desalojar el agua por gravedad; los mismos problemas existen cuando el drenaje natural interno es incapaz de conducir de manera oportuna el agua en exceso hasta su descarga. Las medidas de alivio se enfocarán entonces a la eliminación de dichos obstáculos, o a crear un sistema de drenaje artificial para estimular el escurrimiento del agua en exceso.

- Compuertas de control o estaciones de bombeo.- Estas son estructuras terminales que se construyen cuando el agua no puede descargarse siempre por gravedad. Las compuertas de control funcionan sólo cuando el nivel de agua interno es más alto que el externo, y se cierran automáticamente cuando el nivel exterior es más alto que el interior, evitando así una entrada adicional al área agrícola. Las estaciones de bombeo, en cambio, pueden funcionar en cualquier momento, pero su costo es mucho mayor que el de las compuertas.
- Tajos.- Son aberturas que se construyen a través de los obstáculos topográficos que impiden la descarga libre del agua. En éstos no se tiene un control de la descarga ni puede evitarse la posible entrada del agua proveniente de los cuerpos receptores.
- Drenaje superficial.- Estos son sistemas de drenes que se construyen para darle mayor capacidad de descarga al drenaje natural, ya sea construyendo nuevos canales o reacondicionando los cauces de las corrientes existentes, adoptando combinación de ambas medidas (véanse las figuras 5 y 6).

Estos sistemas son aplicables en áreas sensiblemente planas con cultivos en surcos como algodón, maíz, soya, caña de azúcar, sorgo grano, etc. Los drenes serán de sección trapezoidal y profundidad de 60 a 100 cm espaciados de 60 a 200 metros.

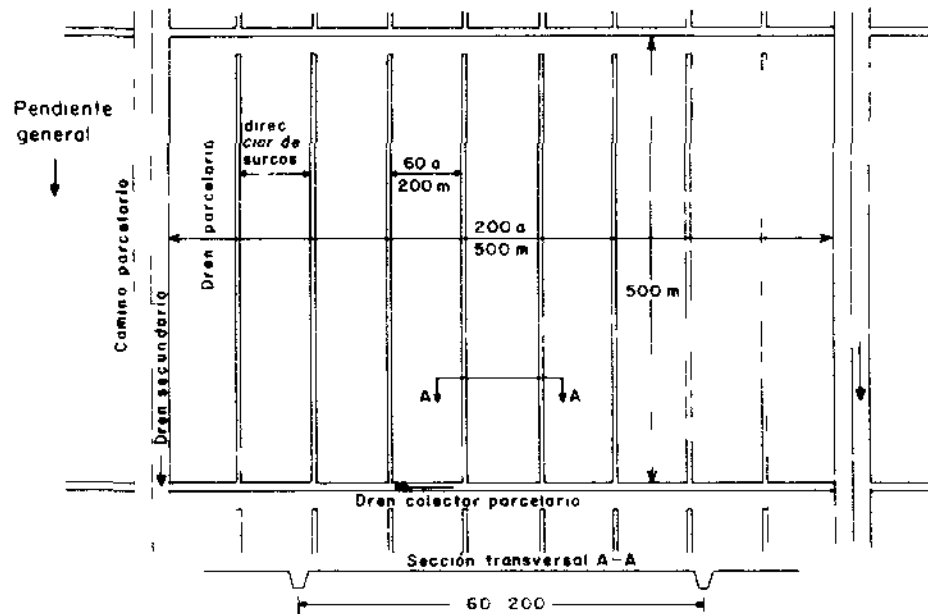


Figura 5 Sistema de drenes paralelos  
(Tomado de Drainage Principles and Applications ILRI, Holanda)

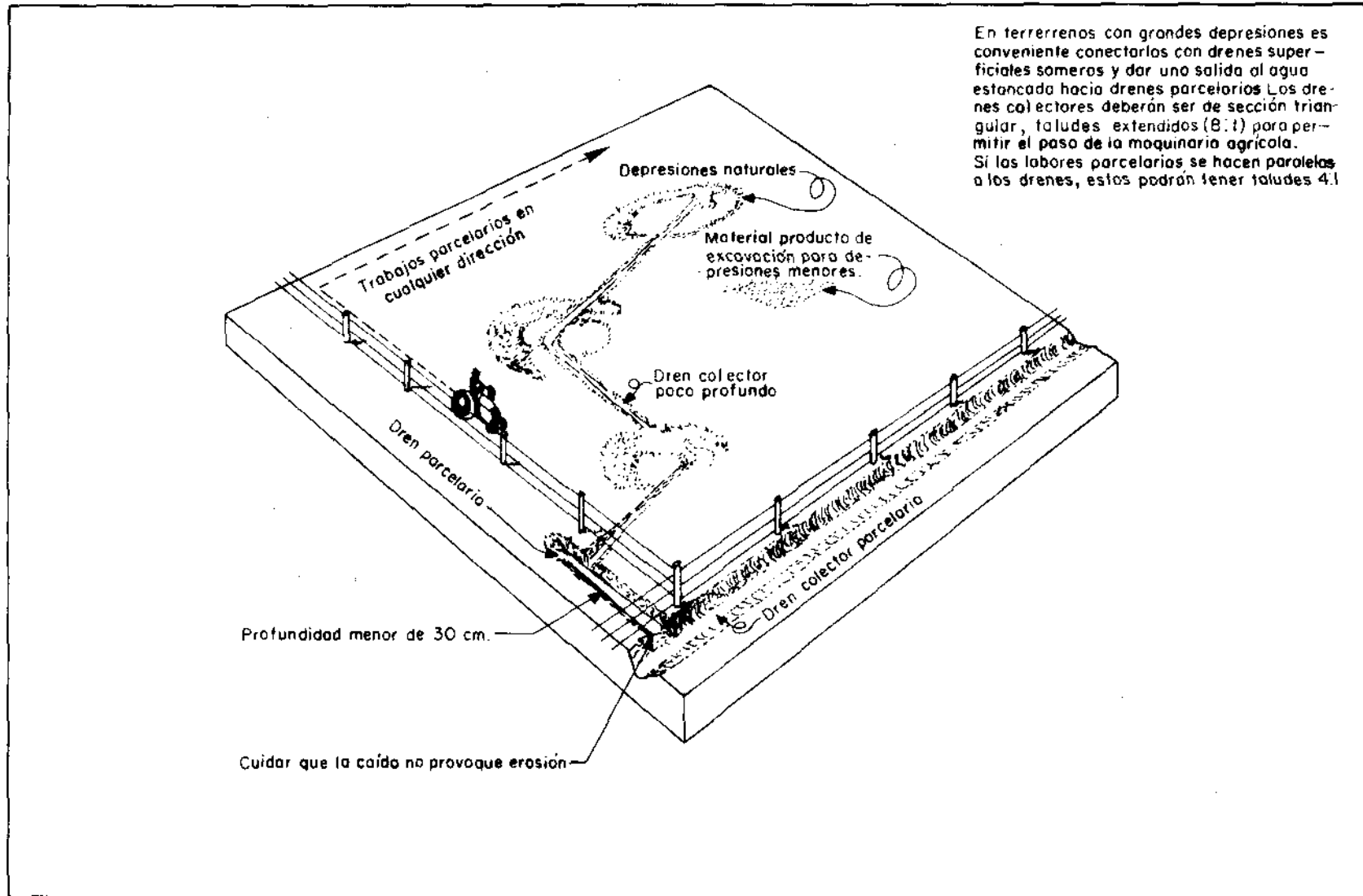


Figura 6 Sistema de drenes para desagüe de áreas de topografía irregular.  
(Tomado de National Engineering Handbook, Section 16, SCS. USDA).

- Conformación del terreno,- Son trabajos que complementan al drenaje superficial y que permiten el flujo adecuado del agua que escurre sobre las parcelas hacia los drenes colectores que forman el sistema de drenaje superficial. Estos trabajos son fundamentalmente nivelaciones y emparejamientos (véase la figura 7).

### 1.3.2 Manejo integral de cuencas hidrológicas

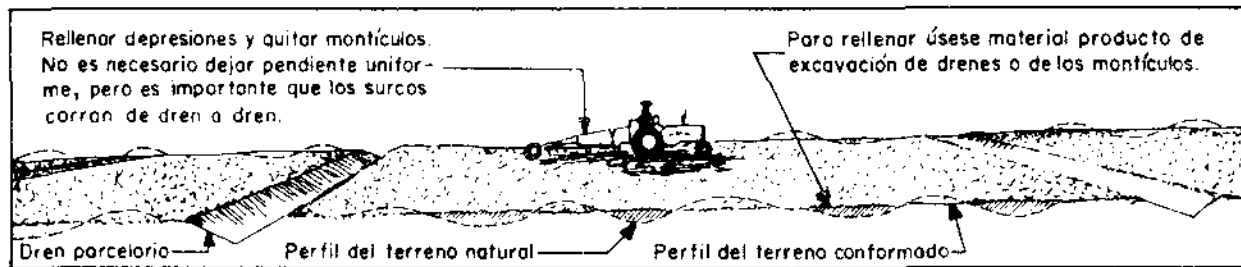
La planeación de acciones para el control y manejo del agua en el trópico húmedo con fines de desarrollo agropecuario requiere de una estrategia de carácter integral, que toma en cuenta la infraestructura básica en las cuencas, así como la de apoyo a la producción y los servicios.

La estrategia debe ser parte de planes maestros de manejo de cuencas; es decir, la unidad básica de planeación es la cuenca hidrológica, puesto que esta unidad territorial es el elemento que condiciona el comportamiento del agua que se recibe en el área de captación, de acuerdo con las condiciones fisiográficas, climáticas e hidrológicas.

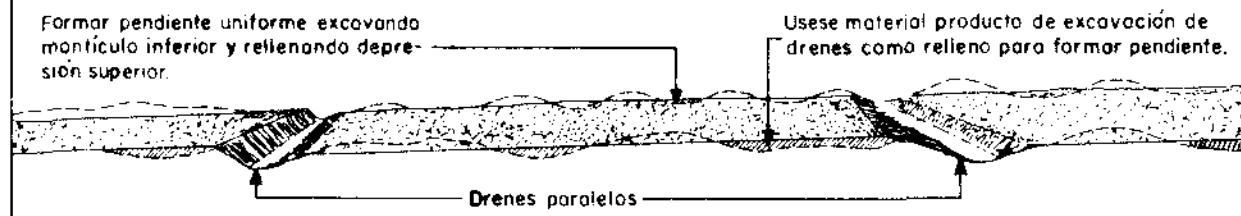
El enfoque integral en las cuencas permite definir sistemas interrelacionados para el control de avenidas y desagüe mediante presas o bordos y drenaje principal. Estas obras se contemplan además con propósitos de usos múltiples (generación de energía eléctrica, riego y suministro de agua potable, entre otros), y para apoyar el desarrollo regional con la concurrencia de acciones en otros sectores de la economía y la sociedad.

La cuenca hidrológica se conforma de subcuencas, cuyo comportamiento puede ser dependiente o independiente, pero que finalmente está condicionado por el de la cuenca principal (véase la figura 8).

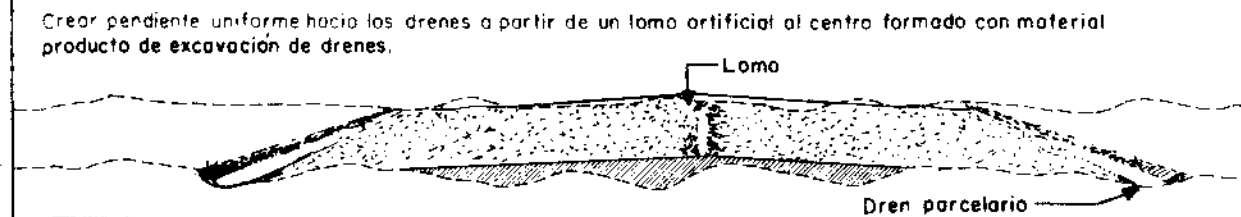
A) TERRENO CON PENDIENTE GENERAL EN UNA DIRECCION Y CON PEQUEÑAS DEPRESIONES.



B) TERRENO SIN PENDIENTE GENERAL DEFINIDA Y CON PEQUEÑAS DEPRESIONES.



C) TERRENO SIN PENDIENTE GENERAL DEFINIDA Y CON PEQUEÑAS DEPRESIONES.



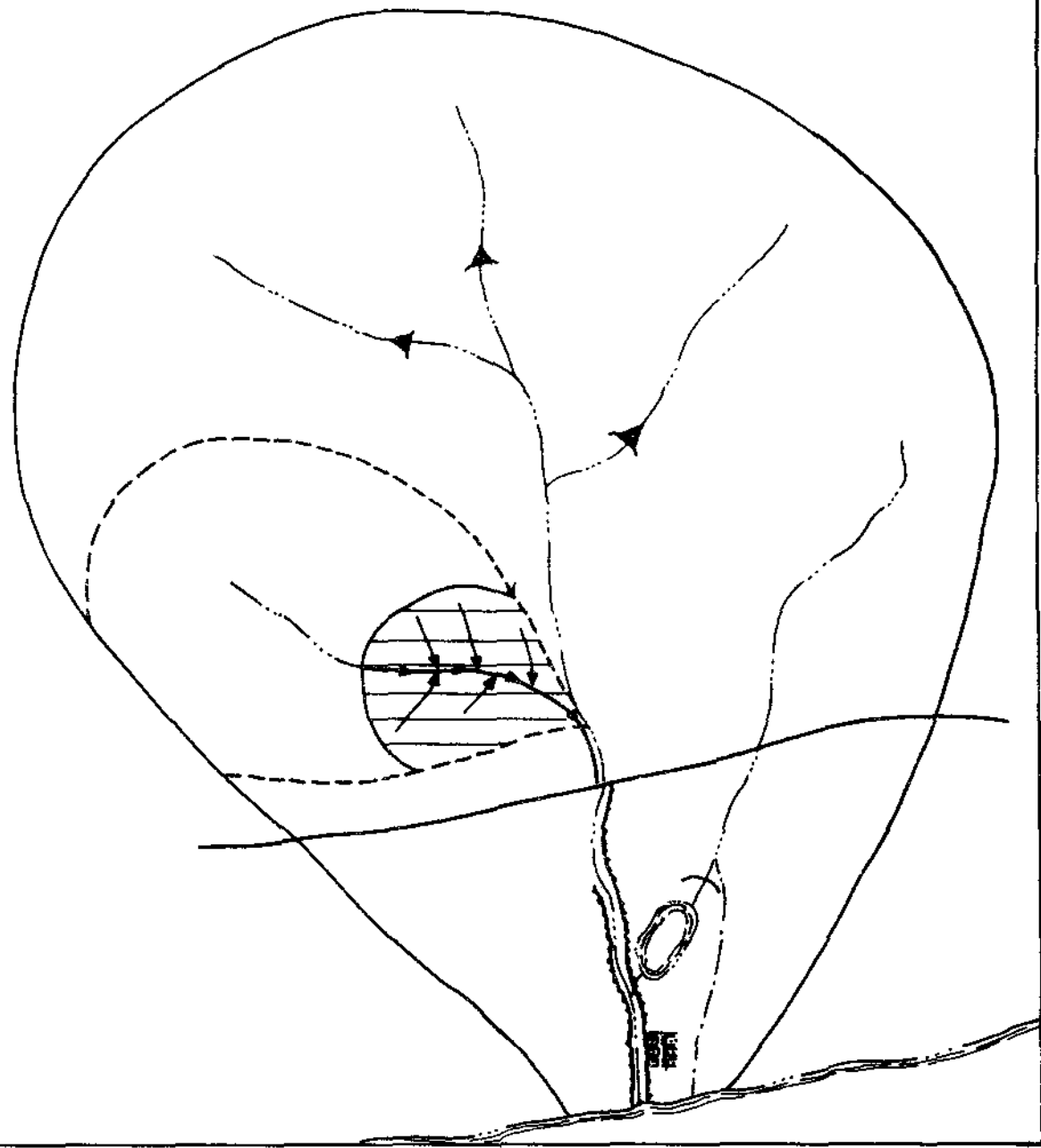
NOTA:

La pendiente del terreno podrá variar de 0.05 % hasta un máximo de 0.5 % y longitud de surcos de 60 a 400 metros dependiendo del tipo de suelos (ver cuadro 5).

Figura 7 Medidas complementarias de conformación del terreno para aliviar los problemas de drenaje. (National Engineering Handbook . SCS. USDA).

FIGURA 8 ESQUEMA GENERAL DE OBRAS DE CONTROL DE INUNDACIONES Y DRENAJE

S I M B O L O G I A	
LIMITE CUENCA HIDROLOGICA .....	—————
LIMITE SUBCUENCA HIDROLOGICA .....	- - - - -
RIOS .....	~~~~~
LAGUNAS .....	
PRESAS .....	
POBLADO .....	
CARRETERA .....	—————
CAUCE DE ALIVIO .....	~~~~~
ESTRUCTURA DE CONTROL .....	
BORDO DE PROTECCION .....	
PROYECTO DE DESARROLLO AGROPECUARIO .....	
DREN PRINCIPAL .....	
DREN COLECTOR SECUNDARIO .....	



En las subcuencas se definen condiciones y problemas de menor escala que en las cuencas. Teniéndolas en cuenta, en ocasiones es posible plantear una infraestructura para el desarrollo agropecuario sin necesidad de considerar la realización de las obras en las cuencas.

Dentro de las subcuencas pueden formarse microcuencas debido a condiciones topográficas y/o bordos, cuyo control y manejo hidráulico se simplifica mediante sistemas de recepción, intercepción y colecta del agua (véase la figura 9).

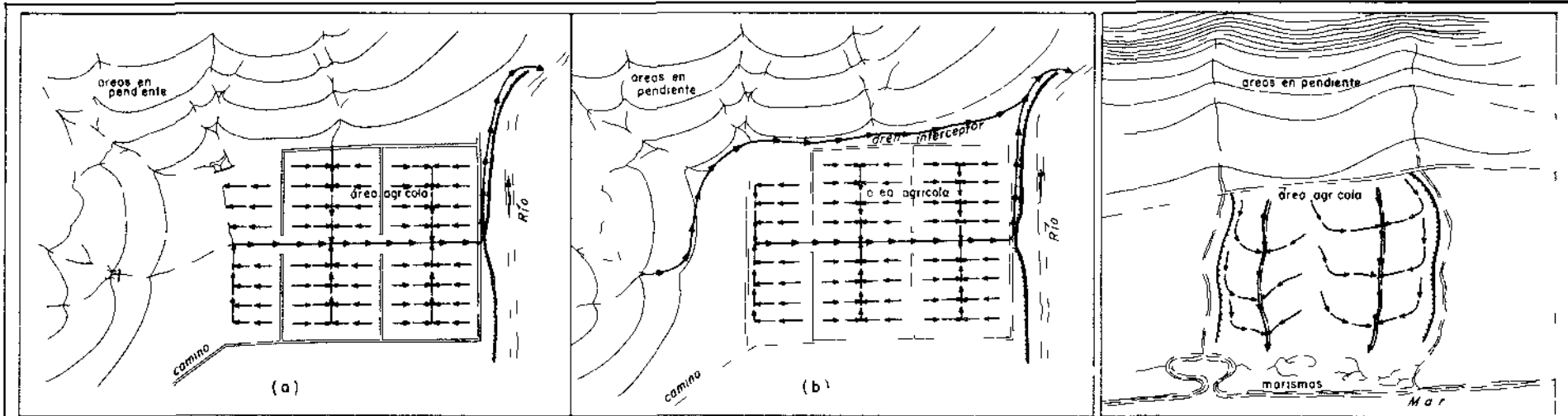
Las áreas productivas requieren necesariamente de un manejo y control del agua desde las fincas, integrando en forma adecuada con los sistemas de mayor escala exigidos por la solución previa en las microcuencas o en las subcuencas.

### 1.3.3 Sistemas de drenaje y control de inundaciones

La planeación de las obras de drenaje y control de inundaciones parte del conocimiento de las condiciones climatológicas y físicas del terreno. Conviene dividir la zona de estudio en áreas con características topográficas similares, delimitar las cuencas y subcuencas e identificar las principales corrientes y bajos naturales. Se forman así planos que identifican gamas de pendientes topográficas y que exponen los problemas que se presentan en el manejo y control del agua (y, a su vez del suelo). Es recomendable agrupar al territorio de acuerdo con los siguientes intervalos de pendiente (véase cuadro 6).

<u>Intervalos de pendiente</u>	<u>Problema potencial</u>
hasta 1.0%	deficiente drenaje natural
1.0% - 3.0%	sin problemas de drenaje
3.0% - 8.0%	con problemas de erosión
mayores de 8.0%	fuerte riesgo de erosión





A) Areas agrícolas al pie de monte. Con estas obras se pretende disminuir o interceptar el volumen de escurrimiento generado en las partes altas y que incide en las áreas bajas planas provocando inundaciones. En la figura (a) se propone aprovechar las corrientes existentes, dándoles la capacidad para que conduzcan volúmenes de agua sin desbordar y controlando el gasto con presas de almacenamiento. En la figura (b) se contempla como alternativa la construcción de un dren interceptor fuera del área agrícola, que descarga aguas abajo del área protegida. En ambos casos se contemplan bordos de protección en el margen del río y un sistema de drenes para el drenaje local, la descarga es directa sobre el río aguas abajo del área agrícola.

B) Areas agrícolas en zonas costeras. El control de inundaciones se logra con bordos marginales sobre los ríos y, para problemas locales, sistemas de drenes que descargan en la zona de marismas, esteros o lagunas costeras en puntos fuera del alcance de las mareas.

**S I M B O L O G I A**

- BORDO
- CAMINO
- DREN CAMINO
- CURVAS DE NIVEL
- DREN PRINCIPAL
- DREN SECUNDARIO
- CORRIENTES NATURALES
- PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Figura 9 Esquemas generales de obras de control de inundaciones y drenaje

CUADRO 6. PENDIENTE DEL TERRENO Y LONGITUD DE SURCOS RECOMENDADOS EN LAS LABORES DE CONFORMACION DEL TERRENO

(de Coote y Zwerman, 1969, de experiencias en E.U.A.)

Tipo de Suelos	Pendiente del terreno (%)	Longitud de surcos (metros)
- Textura gruesa (arenosos)	0.1 - 0.3	300
- Textura fina (arcillosos)	0.1 - 0.3	120
- Textura fina (arcillosos) con alto contenido de materia orgánica.	0.1 - 0.5	200 (terrenos planos) 400 (terrenos sensiblemente en pendiente)
- Textura media (francos)	0.05 - 0.25	300
- Textura media (franco-arcillosos) con presencia de estrato impermeable.	0.5	150
- Textura media (franco arcillosos) con estrato impermeable somero en el horizonte B.	0.2 (min)	60
- Textura moderadamente gruesa (franco-arenoso) con horizonte B de arcilla.	0.15 (min)	200

Dentro de intervalos económicos, el drenaje agrícola se justifica desde las subcuencas hasta las parcelas; esto es, sin incluir las obras principales (por ejemplo, presas).

El sistema de drenaje debe garantizarse mediante una buena conservación de las obras y su adecuada operación. En este sentido, los caminos integrados al drenaje son fundamentales. Asimismo, deben buscarse en cualquier caso condiciones de descarga libre de los sistemas de drenaje en función de los tiempos de drenaje adoptados, excepto en el caso en que se prevea recurrir a sistemas de bombeo.

Para fines agrícolas y pecuarios, el manejo del agua requiere tomar en cuenta las características y propiedades de los suelos, con una orientación que haga mínimos los riesgos de degradación de éstos.

Para el caso de subcuencas y de microcuencas, los drenes se constituyen por colectores e interceptores (principales, secundarios y terciarios), así como por estructuras. De acuerdo con la magnitud del problema de exceso de agua y con el uso futuro del suelo, se recomienda formar en forma gradual sistemas con áreas de servicio no mayores de 1 600 ha, formadas por módulos de drenaje parcelario del orden de 400 hectáreas. (Véase la figura 10).

#### 1.3.4 Consideraciones para estimar la capacidad de las obras de control de inundaciones y drenaje

##### A) Bordos de protección en ríos

Para determinar el gasto de diseño en las cuencas, existen muchos estudios hidrológicos y métodos (estadísticos, empíricos, etcétera) que se utilizan comúnmente, y que pueden servir como referencia, por lo que no se abordan en este manual. Del tránsito de la avenida de diseño por el cauce se determinará si se

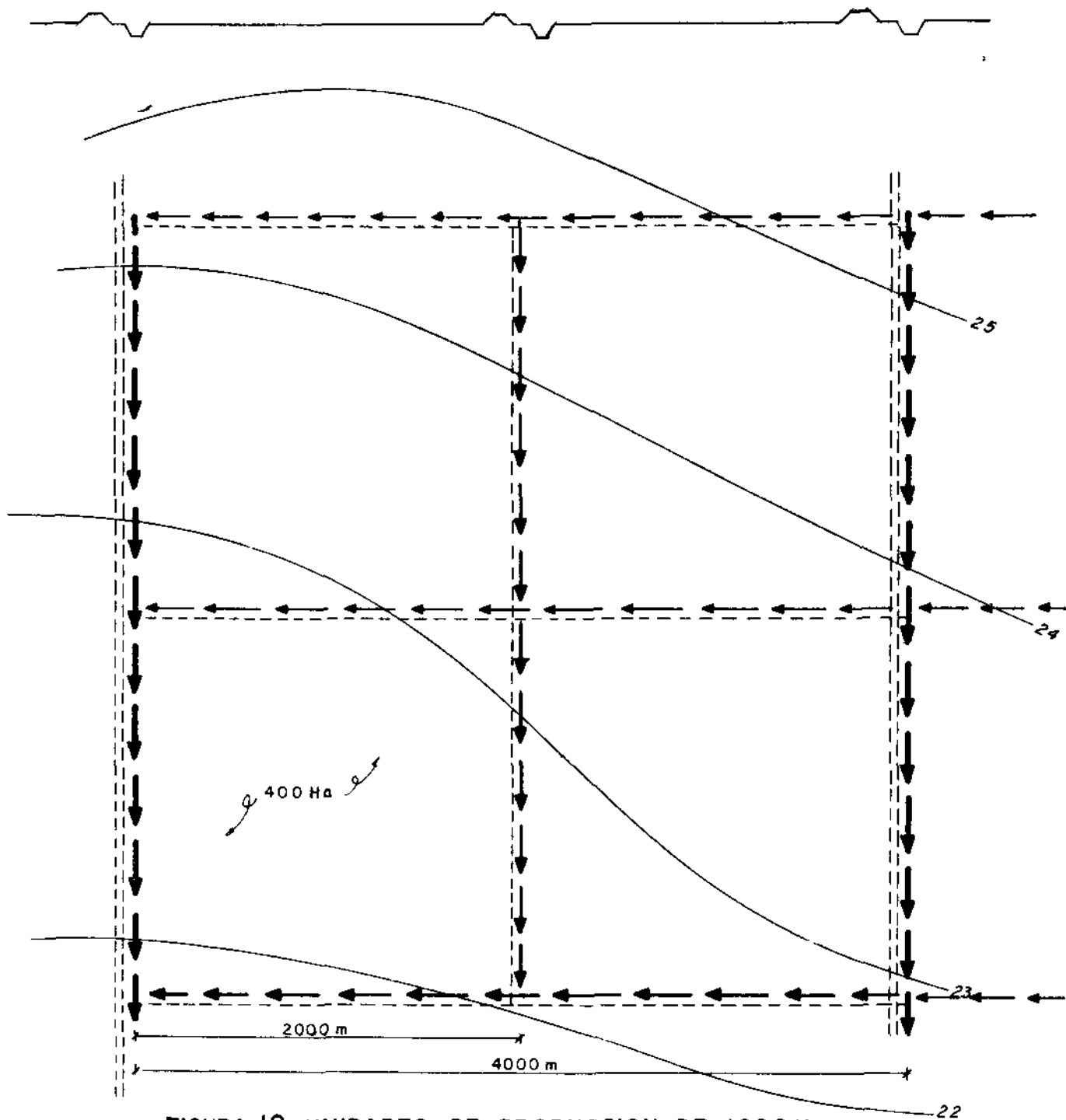


FIGURA 10 UNIDADES DE PRODUCCION DE 1600 Ha  
MODULOS DE 400 Ha

**SIMBOLOGIA**

- → → COLECTOR PRINCIPAL
- → → COLECTOR SECUNDARIO
- → → COLECTOR PARCELARIO
- ===== CAMINO SECUNDARIO
- CAMINO DE ACCESO

requieren o no bordos de protección. Cuando se requieran, deberán ubicarse lo más alejado posible del cauce principal para evitar su exposición a altas velocidades y limitar así los efectos de la erosión, tanto en el bordo mismo como en el cauce. Se recomienda una altura no mayor de 1.50 m y un bordo libre mínimo de 60 cm para el gasto de diseño, que corresponderá a tormentas con períodos de retorno de 5 a 10 años. Para proteger los bordos contra avenidas mayores que las de diseño, debe proveérselos de estructuras de alivio como bordos fusible o tramos revestidos, con un nivel de cresta correspondiente al del gasto de diseño (sin bordo libre).

#### B) Sistemas de drenaje superficial

Para el diseño de los sistemas de drenaje superficial se determinará primero la magnitud de los escurrimientos por desalojar, así como su duración e intensidad. El método que conviene depende en gran medida de la información disponible y del tipo de resultado esperado, de tal manera que para definir el gasto de diseño pueden considerarse, entre otros, los siguientes:

- a) estadísticos (i.e. Gumbel, Levediev), cuando se disponga de más de 10 años de registros;
- b) criterio de gastos máximos en cuencas pequeñas (menores de 1 000 ha), o en cuencas con tiempos de concentración menores de 10 horas, en el que se requiere conocer las características físicas de la cuenca-métodos cuya discusión se encuentra más adelante de este Manual;
- c) hidrograma adimensional o triangular, para cuencas mayores de 1 000 ha y tiempos de concentración mayores de 10 horas en el que también se requiere conocer las características de la cuenca, y
- d) racional americano, que considera sólo intensidad de la lluvia y áreas de la cuenca.

En la determinación del gasto de diseño de obras de drenaje (drenes y estructuras) para áreas planas con pendientes menores de 1%, se aplica el método desarrollado por el Soil Conservation Service del Departamento de Agricultura de los

Estados Unidos. Para áreas con pendientes mayores se utilizan los métodos para cálculo de gastos pico aquí descritos.

En el diseño de los drenes, se buscará dar protección contra tormentas asociadas con períodos de retorno de cinco años, - cuando se trate de cultivos agrícolas en general. Para pastos, se considera adecuado un período de retorno de dos años. Para cultivos de alto valor comercial es recomendable emplear una lluvia con período de retorno de 10 años. La duración de las lluvias que producen las condiciones más desfavorables en el drenaje de áreas agrícolas con pendientes mayores de 1% es de 24 horas. En cambio, en áreas planas se considera la lluvia con duración de 48 horas, y luego la lluvia de exceso estimada se divide entre dos, con lo que se obtiene un valor más adecuado para el gasto de diseño.

Cuando el área agrícola se ubica en cuencas en las que 60% o más de su superficie total está formada por terrenos planos, se utilizan los criterios de áreas planas. En el caso en que más del 40% de la superficie total está formada por terrenos planos con pendiente mayor de 1%, las obras de drenaje deben diseñarse con criterios de gastos pico.

La influencia de la rugosidad de taludes y fondo de un canal se manifiesta en función del tamaño de la sección hidráulica. Se encontró una relación entre el coeficiente de rugosidad de Manning (n) y el radio hidráulico (r), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$n = 0.0352 - 0.0071 \ln r$$

ESTUDIOS

## 2. ESTUDIOS BASICOS

Para identificar las causas que originan el exceso de agua superficial en las áreas productivas, será necesario realizar estudios de diversa índole que permitan evaluar, entre otros factores, la magnitud de los daños ocasionados, los escurrimientos generados la duración de la inundación; el tipo y grado de detalle de estos estudios dependerá de la etapa de desarrollo del proyecto.

### 2.1 Estudios Topográficos

Comprenden levantamientos aéreos y terrestres, que deberán cubrir, de ser posible, la cuenca completa dentro de la que se localiza el área del proyecto. Para los estudios preliminares se requerirán planos a una escala que puede ser de 1:20 000 a 1:50 000, dependiendo de la superficie estudiada, y con curvas de nivel de 1 a 10 metros de equidistancia vertical. Estos se complementarán con información adicional, como: carretera, caminos, brechas, poblaciones, líneas de ferrocarril, gasoductos, oleoductos y límites parcelarios.

Para el anteproyecto se elaborarán planos a escala 1:5 000 ó 1:10 000, con curvas de nivel a cada 1.0 ó 0.5 metros de equidistancia vertical, y se hará una reducción a escala 1:25 000 para el plano general. Se levantarán secciones transversales y longitudinales a lo largo de granjas que comprenden los ejes de drenes principales y cauces naturales; la distancia entre secciones transversales depende de la uniformidad del terreno y podrá ser de 100 a 1000 metros.

Para el diseño, se deberá disponer de planos topográficos a escalas de 1:10 000 a 1:2 500, con curvas de nivel a cada 0.50 ó 0.25 metros para los sistemas de drenaje y caminos, y a escalas de 1:1 000 a 1: 500 para las estructuras; se harán levanta



mientos de secciones transversales a lo largo de los cauces existentes y de los ejes de los drenes principales, separadas a una distancia que podrá variar de 25 a 250 metros dependiendo de las condiciones topográficas.

La Dirección General de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL), perteneciente a la Secretaría de Patrimonio Nacional, realizó un inventario de información geográfica en el que se incluyen cartas topográficas a diferentes escalas. Se dispone de cartas topográficas a escala 1:50 000 con curvas cada 10 metros; a escala 1:250 000, con curvas cada 50 metros, y a escala 1:1 000,000, con curvas cada 100 metros. Asimismo, la Secretaría de la Defensa Nacional, a través del Departamento Geográfico Militar, elaboró planos a escala 1:250 000 con curvas a cada 5 metros (cartas tácticas), y a escala 1:100, con diferentes grados de precisión de acuerdo con el método de levantamiento empleado.

## 2.2 Estudios Fotogramétricos

El uso de fotografías aéreas facilita la recopilación e interpretación de datos, por lo que, para las diferentes etapas del proyecto, se usarán mosaicos fotográficos y pares estereoscópicos del área a las escalas disponibles. De ser posible tratarán de obtenerse imágenes de satélite. Es importante disponer de fotografías del área en diferentes épocas del año y en años en que hayan ocurrido inundaciones extraordinarias, ya que así podrán detectarse con mayor objetividad las áreas sujetas a estos fenómenos.

Las fotografías del área en estudio podrán obtenerse también en DETENAL, que realizó levantamientos de un gran porcentaje del territorio nacional en vuelo bajo a escala 1:25 000, y de prácticamente toda la superficie nacional en vuelo alto, a diferentes escalas: 1:50 000, 1:70 000, 1:80 000 y 1:90 000.

Tiene en disposición ampliaciones de las fotografías de 1 a 10 veces y mosaico índice. Cuenta además con imágenes de satélite (LANDSAT) a escala 1:3 369 000 con ampliaciones a 1:1 000 000 y 1:500 000, que cubren todo el territorio.

En ocasiones será necesario recurrir a empresas privadas especializadas en estudios fotogramétricos, cuando no se tenga disponible la fotografía del área en estudio, o bien se requiera una escala menor que las disponibles o detalles de algún sitio en especial.

2.3 Estudios de Suelos.- El conocimiento de la calidad del suelo y el uso que esté dándosele, determinará el tipo de explotación más adecuada y las medidas para su aprovechamiento mediante obras de drenaje.

Para las primeras etapas del proyecto se determinará el uso actual, el tipo y potencialidad del suelo en general; se estimarán las características físicas de los suelos más importantes, como: textura, estructura, permeabilidad (vertical y horizontal), capacidad de retención de humedad, velocidad de infiltración y drenaje interno; con base a ésta se realizarán estudios agroclimatológicos para determinar las bondades del temporal; además, considerando las limitantes para la explotación agrícola, podrá hacerse una clasificación preliminar de los suelos y definir su potencialidad.

Para la etapa de factibilidad se elaborarán con mayor detalle los planos de uso actual y potencial de suelos; se estimarán con mayor precisión sus características físicas a una profundidad de aproximadamente 1.20 m, como: textura, estructura, permeabilidad vertical y horizontal, capacidad de retención de la humedad, velocidad de infiltración y características de drenaje interno. Se tendrá especial atención al estudio de la zona radicular (de 0 a 0.30 metros), y se determinará además de los factores antes mencionados, su trabajabilidad y erodibi

lidad. Asimismo, con base en lo anterior, se darán recomendaciones sobre manejo de los suelos y se identificarán las limitaciones para su aprovechamiento.

Con esta información y las condiciones topográficas y de drenaje, se hará una clasificación más precisa de los suelos, estimando su capacidad para la explotación agrícola y evitar así el uso de tierras inútiles o de tierras que pueden dañarse con la introducción de las obras de drenaje.

Los estudios de suelos comprenderán, además, estudios de campo para determinar: ángulos de reposo del suelo, con el fin de estimar estabilidad de drenes; coeficiente de rugosidad, necesario para estimar la capacidad hidráulica de drenes y sanidad del suelo de preferencia hasta una profundidad de 4 a 5 metros debajo de la superficie.

#### Fuentes de información de suelos

En la dirección General de Estudios de la SARH se elaboran estudios agrícolas de diversa índole que muestran tanto el uso actual del suelo como las características de los suelos y su potencial. Pueden ser detallados o semidetallados y estar a diferentes escalas; sin embargo, no cubren gran parte del área en el trópico húmedo que es donde se localizan los suelos de gran potencial limitados por problemas de drenaje. En este caso, para los estudios preliminares, podrá recurrirse a cartas de uso del suelo y edafológicas elaboradas por DETENAL a escalas 1:50 000, 1:250 000 y 1:1 000 000, y de uso potencial del suelo, disponibles a escala 1:50 000. Para estudios específicos, existen compañías privadas especializadas en estudios de suelos.

2.4 Estudios climatológicos.- El conocimiento de las condiciones climatológicas es la base para determinar la viabilidad de una explotación agropecuaria bajo condiciones de temporal y con sistemas de drenaje. Por esto es necesario recopilar datos

de los factores meteorológicos que intervienen directa o indirectamente en la formación del clima de una región y, junto con las características del suelo, en el proceso de desarrollo fisiológico de los cultivos; esto conducirá a elaborar propuestas de programas de desarrollo agrícola y pecuario.

Determinación del clima.- Para determinar el clima existen diferentes criterios; entre los más usados en México se encuentran los propuestos por los doctores C. Warren Thornwaite y Wilhelm Koeppen, mismo que la maestra en ciencias Enriqueta García de Miranda ha adaptado a las condiciones particulares del país. Para ambos sistemas de clasificación de climas se utilizan valores medios mensuales y promedios anuales de los dos elementos más importantes del clima: la temperatura y la precipitación, que se registran en la mayor parte de las estaciones climatológicas del país.

Mediante el sistema de Thornwaite, además del tipo de clima, pueden analizarse las deficiencias o excesos de humedad para los cultivos, producto de las precipitaciones y evaporaciones promedio mensuales; para esto se deben elaborar climogramas con los datos climatológicos representativos de un área y tipo de cultivos para desarrollar. El climograma representa valores mensuales promedio (en centímetro de lámina) de lluvia y evapotranspiración, que indican los meses en que hay deficiencias.

El sistema de Koeppen establece una relación entre clima y vegetación, mediante fórmulas empíricas y valores derivados de las variaciones de ciertos elementos climáticos, con los que caracteriza cinco grandes grupos de climas, de los que cuatro existen en México: Tropical lluvioso (A), Seco (B), Templado lluvioso (C) y Polar (E); de estos grupos se derivan a su vez diez tipos fundamentales, en relación con el régimen de lluvias y sobre la vegetación espontánea, como se observa a continuación:

REGIMEN DE LLUVIAS		VEGETACION ESPONTANEA	
Lluvia en verano, seco en invierno	(w)	Estepa	(S)
Lluvia todo el año	(f)	Desierto	(W)
Lluvia en invierno, verano seco	(s)	Tundra	(T)
Lluvia escasa en todo el año	(x)	Hielos persistentes	(H)
Lluvia intensa monzónica de verano	(m)	Alta montaña	(D)

Relación clima-planta-suelo.- Dentro de los estudios climatológicos, se analizará la relación clima-planta-suelo a fin de determinar la bondad del temporal y respuestas de los cultivos en el área en estudio. Para esto se harán balances hidráulicos entre las disponibilidades del agua y los requerimiento de las plantas. Estos balances determinarán las deficiencias de humedad y sus efectos en la producción agrícola; podrán hacerse para un ciclo agrícola, mensual o decenal, de acuerdo con la disponibilidad de datos y el tipo de estudio.

Dentro de los métodos más confiables puede mencionarse el de índices de temporal, que relaciona clima, suelo y planta, mediante la expresión:  $IT=ET-P-RV$ , que básicamente es un balance hidráulico, donde IT es el índice de temporal cada determinado período que, dependiendo del signo, indicará deficiencia o exceso de agua; ET, la evapotranspiración potencial que representa las demandas de agua de los cultivos; P, la precipitación, considerada como fuente principal de agua, y RV, la humedad del agua que retiene el suelo y que puede usar la planta.

Fuentes de información climatológica.- En México, las estaciones controladas por el Servicio Meteorológico Nacional de la SARH registran la mayor parte de los datos climatológicos; la CFE y, en menor cantidad, las estaciones climatológicas instaladas por otras dependencias tanto privadas como públicas así como por institutos de investigación, registran algunos datos. Es común encontrar datos

disponibles sobre lluvias, temperaturas y evaporación con periodicidad mensual. En ocasiones, existen estaciones climatológicas más completas que además de evaporímetro, termómetro y pluviómetro cuentan con veleta y anemómetro, pluviógrafo e higrómetro, que determinan, respectivamente, dirección y velocidad del viento, intensidad de lluvia y humedad relativa.

Cuando los registros climatológicos no se encuentran completos, o no son confiables, se debe proceder a realizar estudios estadísticos para complementarlos mediante técnicas de regresión y correlación.

2.5 Estudios agroeconómicos.- Comprenden la recopilación y análisis de la información sobre cultivos, rendimientos y valor de la producción actual; contemplan también factores como: técnicas de explotación local, asistencia técnica, crédito e ingreso familiar, entre otros. En los estudios preliminares se debe proponer un patrón de cultivos con base en las características del mercado y los recursos físicos y humanos de la región, en el que se estimen los costos y el valor de la producción, necesarios para calcular los beneficios esperados. Se propone que se investigue sobre los daños producidos por las inundaciones en el área y se estimen los beneficios que se obtendrían con la implantación del proyecto -al evitar daños por agua en exceso- comparándolos con los que se tienen sin las obras.

Para el estudio de factibilidad se hará un análisis más detallado de la agricultura regional en el que se considere: volumen y rendimiento de la producción actual, precios y costos de los cultivos, empleo de insumos y calidad y eficacia de las técnicas de producción. Se determinará el tamaño de lotes más adecuados desde el punto de vista económico, de acuerdo con el patrón de cultivos, la disponibilidad de mano de obra, cuidado de no rebasar los límites establecidos para áreas de temporal en leyes y reglamentos.

Se dará especial atención al estudio del comportamiento de las plantas, dentro de la amplitud de valores de humedad, y se determinará el daño producido por la humedad en exceso de acuerdo con la etapa de crecimiento de las plantas y el tiempo máximo permisible para evacuar el agua en exceso (que podrá variar entre 12 y 72 horas).

2.6 Estudios geohidrológicos.- En el análisis y la evaluación de un área con problemas de drenaje, así como en el planteamiento y diseño del sistema de drenaje adecuado, se hace imprescindible la información sobre el comportamiento hídrico del perfil del suelo.

Desde el punto de vista de drenaje es conveniente hacer énfasis en la necesidad de una exploración más profunda que la realizada en un estudio agrológico tradicional (1.20 a 1.50 metros); para esto, es necesario realizar una investigación suplementaria que se extienda más allá de 4 a 5 metros debajo de la superficie del terreno.

El análisis debe arrojar información traducible en mapas como:

- Mapa textural de los primeros 2 a 5 metros de profundidad, según requerimientos.
- Mapa de contorno de la superficie impermeable si está presente.
- Mapa de ubicación, extensión y espesor de capas de grava, arena gruesa a nivel y debajo de la profundidad de drenes proyectable.
- Mapa de espesor de acufferos superficiales con transmisividad significativa.
- Mapa de la zona de fluctuación del nivel freático, basado en las características hidromórficas del suelo (suelos gleizados y oxidados).

- Mapa de conductividad hidráulica de las capas por encima y por debajo del nivel freático, fundamentalmente a nivel y debajo de la profundidad de drenes proyectable.
- Mapa de velocidad de infiltración en magnitud y variación,
- Mapa de uso de la tierra y cobertura vegetal.

La escala conveniente para estos mapas está dentro del intervalo de 1:5 000 a 1/10 000; los mapas topográficos y de suelos pueden servir de base.

#### Observación del nivel del agua subterránea

Dentro de los alcances de una investigación sobre las condiciones del agua subterránea, el nivel de las mismas es de interés prioritario. Un nivel piezométrico podría indicar si un flujo vertical ocurre hacia arriba o hacia abajo, y cómo influye en el nivel de la tabla de agua freática. A continuación, sin embargo, el análisis se restringe principalmente a las observaciones y la evaluación de la tabla de agua subterránea, que puede definirse como el primer nivel de agua que se encuentra en el suelo, al dirigirse perfil abajo del mismo, y que puede medirse en un tubo abierto.

#### Puntos de observación

Los niveles de agua subterránea pueden obtenerse de:

- Pozos existentes.
- Superficies libres de agua (lagos, drenes, canales, arroyos, manantiales, etcétera) en conexión directa con el agua subterránea circundante.
- Tubos de observación instalados especialmente para ese propósito.



En lo que concierne a la densidad de la red de puntos de observación, se dan tentativamente las siguientes directrices (sólo en orden de magnitud):

Area	Número de puntos de observación
100 hectáreas	20
1000 "	40
10, 000 "	100
100,000 "	300

En la mayoría de los casos, en especial cuando el área del proyecto represente sólo parte de una planicie o un valle, la red de observación deberá extenderse más allá de las fronteras del área propia del proyecto, para que sea posible comprender cómo puede fluir el agua subterránea dentro del área a partir de determinados puntos de recarga o descarga localizados fuera del área del proyecto.

#### Presentación de los datos sobre mapas

Para estudiar la similitud, o la diferencia, en las condiciones del agua subterránea, entre dos lugares dentro de un área de estudio, los datos deberán presentarse sobre mapas. Estos contienen información sobre el comportamiento del agua subterránea; como: cota o elevación (isohypsas), profundidad a partir de la superficie del suelo (isobatas), fluctuaciones, zonificación de la calidad del agua en un período de observación.

## 2.7 Estudios hidrológicos

### Introducción

La hidrología aplicada desempeña una función muy importante en los proyectos de drenaje. Los datos hidrológicos y sus análisis establecen la base de información para el diseño de obras que permitan el desalojo oportuno de las aguas en exceso que afectan el desarrollo de los cultivos en un área agrícola. La precipitación y el escurrimiento determinan la capacidad de una obra de drenaje y es por eso que se hace necesario la cuantificación de estos componentes del ciclo hidrológico.

El interés para eliminar el agua en exceso de un área agrícola durante un período relativamente corto de (24 a 48 horas); se concentra en el control del escurrimiento y en el drenaje superficial; por esto, la precipitación, la infiltración y el escurrimiento son factores de gran importancia en los estudios hidrológicos, cuyo análisis determina los problemas de inundación y las necesidades de drenaje.

Los conceptos que se deben considerar dentro de los estudios hidrológicos se refieren a:

- Recopilación de datos de lluvias diarias y análisis de precipitaciones máximas probables para  $n$  días ( $n = a, \dots, 5$  días) y períodos de retorno de 1, 2, 5 y 10 años.
- Elaboración de curvas intensidad-duración-período de retorno para frecuencias de 1 a 10 años.
- Recopilación y análisis de la información sobre volúmenes de agua en exceso donde se indique: extensión, profundidad, duración y frecuencia de las inundaciones, así como definición de las causas que las producen (internas o externas). Esta información se relacionará con los daños causados (por ejemplo, mediante curvas-frecuencia-duración-daños) (véase cuadro 7).

CUADRO 7. AJUSTE DE CURVAS.

El ajuste de curvas es útil para determinar la ecuación que mejor relaciona los valores de dos variables (X,Y); en hidrología puede utilizarse para determinar los valores de precipitación, escurrimientos, evaporación, etc. de una estación a partir de los valores registrados en otra (s) estación (es). El ajuste será mejor cuanto mayor número de pares de datos se tengan, y cuanto más próximo a la unidad sea el valor absoluto del coeficiente de determinación.

CURVA	ECUACION	a	b	Coefficiente de deter- minación $r^2$
LINEAL	$Y = ax+b$	$a = \frac{\sum Y}{n} - b \frac{\sum X}{n}$	$b = \frac{\sum XY - \frac{\sum X \sum Y}{n}}{\sum X^2 - \frac{(\sum X)^2}{n}}$	$r^2 = \frac{[\sum XY - \frac{\sum X \sum Y}{n}]^2}{[\sum X^2 - \frac{(\sum X)^2}{n}][\sum Y^2 - \frac{(\sum Y)^2}{n}]}$
EXPONENCIAL	$Y = ae^{bx}$	$a = \exp\left[\frac{\sum \ln Y}{n} - b \frac{\sum X}{n}\right]$	$b = \frac{\sum X \ln Y - \frac{(\sum X)(\sum \ln Y)}{n}}{\sum X^2 - \frac{(\sum X)^2}{n}}$	$r^2 = \frac{[\sum X \ln Y - \frac{(\sum X)(\sum \ln Y)}{n}]^2}{[\sum X^2 - \frac{(\sum X)^2}{n}][\sum \ln Y^2 - \frac{(\sum \ln Y)^2}{n}]}$
LOGARITMICA	$Y = a+b \ln X$	$a = \frac{1}{n} (\sum Y - b \sum \ln X)$	$b = \frac{\sum Y \ln X - \frac{(\sum \ln X)(\sum Y)}{n}}{\sum (\ln X)^2 - \frac{(\sum \ln X)^2}{n}}$	$r^2 = \frac{[\sum Y \ln X - \frac{(\sum \ln X)(\sum Y)}{n}]^2}{[\sum (\ln X)^2 - \frac{(\sum \ln X)^2}{n}][\sum Y^2 - \frac{(\sum Y)^2}{n}]}$
POTENCIAL	$Y = a X^b$	$a = \exp\left[\frac{\sum \ln Y}{n} - b \frac{\sum \ln X}{n}\right]$	$b = \frac{\sum \ln X \ln Y - \frac{(\sum \ln X)(\sum \ln Y)}{n}}{\sum (\ln X)^2 - \frac{(\sum \ln X)^2}{n}}$	$r^2 = \frac{[\sum (\ln X)(\ln Y) - \frac{(\sum \ln X)(\sum \ln Y)}{n}]^2}{[\sum (\ln X)^2 - \frac{(\sum \ln X)^2}{n}][\sum \ln Y^2 - \frac{(\sum \ln Y)^2}{n}]}$

X= Valores en la estación X

Y = Valores en la estación Y

N = Número de pares ordenados (X, Y).

- Recopilación y análisis de gastos máximos, hidrogramas y niveles en los ríos y arroyos localizados cerca del área del proyecto, y estimación de su capacidad máxima.
- Estimación de gastos de diseño para obras de defensa contra inundaciones, que correspondan a una frecuencia de 50 a 100 años, de acuerdo con la importancia de la zona por proteger.
- Identificación de los posibles cuerpos receptores del agua para drenar (ríos, arroyos, lagos, el mar), y estimación de la frecuencia y variación de los niveles que pueden afectar la descarga libre.
- Definición del sitio y tipo de estructura de descarga probable, ya sea que funcione por gravedad o por bombeo.
- Estimación de gastos máximos en cuencas para diseño de los sistemas de drenaje y estructuras complementarias, en que se distinga el caso de áreas con pendientes pronunciadas o moderadas (mayores de 1%) del caso de áreas planas (menores de 1%).
- Estudio de los efectos de las mareas sobre las condiciones de salida de las aguas drenadas, cuando están sujetas a este tipo de fenómenos.

#### Obtención y análisis de la información hidrológica

Los estudios hidrológicos requieren de gran cantidad de información, que puede obtenerse con diferentes grados de detalle de acuerdo con su uso e importancia en los procesos hidrológicos. La información que se analizará aquí se refiere sólo a los factores que influyen en las relaciones precipitación-escorrentía, como el escurrimiento y la precipitación, la evapotranspiración, los suelos, la vegetación y la topografía.

Escorrentía.- La información sobre el escurrimiento es la base para el estudio de los factores que intervienen en su generación.

El escurrimiento puede medirse por diferentes métodos y con diferentes grados de detalle, dependiendo del uso que pretenda dársele al estudio. Así, los registros pueden variar desde valores anuales hasta instantáneos.

Análisis de frecuencias. Para el diseño de obras de drenaje es necesario conocer la magnitud de un evento para una frecuencia o probabilidad de ocurrencia dada. En estos casos se realiza un análisis de frecuencia con base en la información disponible; para obtener una mayor seguridad, el período de registro debe ser mayor de 20 años para obras de cierta magnitud y no menor de 10 años en cualquier caso. Cuando no puedan obtenerse registros tan largos, o estén incompletos, se aplicarán métodos estadísticos de regresión o correlación.

El cuadro 8 y la figura 11 muestran un ejemplo de análisis de frecuencia de datos de escurrimiento. En el mismo cuadro se indican los gastos máximos registrados cada año hidrológico (que puede ser un año calendárico, o el que cubra por completo los períodos húmedos y secos), a los que se les ha asignado un número de orden (m), que corresponde en forma decreciente a la magnitud del evento; así, el período de retorno  $(tr)^{1/}$  correspondiente a cada valor será el total de datos más uno, entre el número de orden asignado. En la figura mencionada se presentan los datos de escurrimiento máximos y sus respectivos tiempos de retorno representados en forma gráfica sobre papel Gumbel tipo I, correspondiente a un análisis de valores extremos; los puntos representados se ajustaron a una recta (método de los mínimos cuadrados) de la que se deduce el gasto máximo esperado para cualquier período de retorno; sin embargo, hay que interpretar la figura con precaución: entre más se desvían los datos de la línea recta, menos sirve la figura para estimar los períodos de retorno de los escurrimientos; además, una extrapolación de la línea recta más

1/ Período de retorno es el lapso en el cual un evento es igualado o excedido.



PAPEL DE PROBABILIDADES DE GUMBEL TIPO I  
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

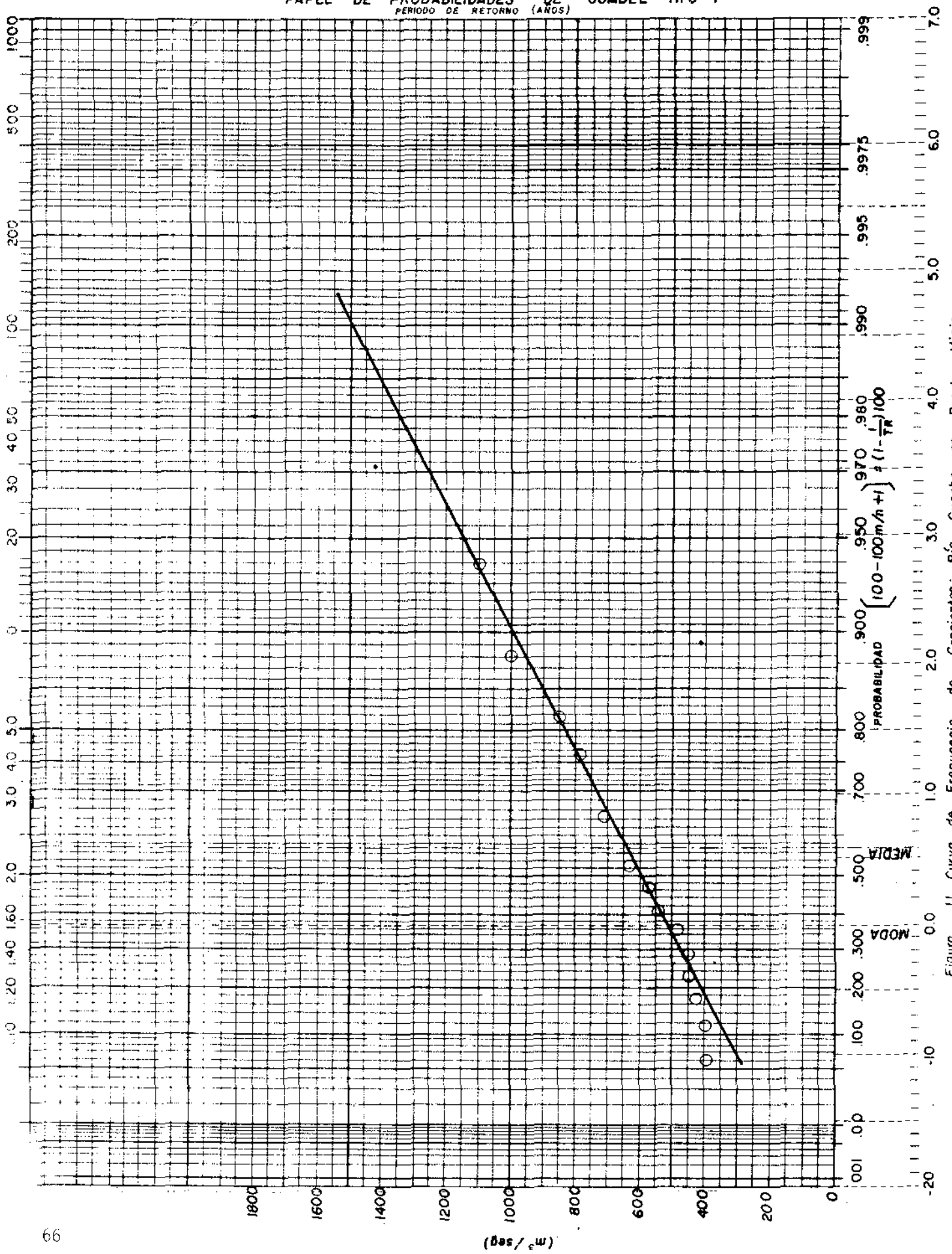


Figura 11 Curva de Frecuencia de Crecientes de Río Guache en Puente Viejo.

allá de los datos trazados en la gráfica hace menos confiable los valores. A manera de ejemplo puede mencionarse que para períodos de retorno de 25 años la descarga máxima anual es  $1050 \text{ m}^3/\text{seg}$ , y para períodos de retorno de 100 años,  $1400 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; sin embargo, una extrapolación más allá de 100 años sería poco confiable.

Estimación del escurrimiento.- El escurrimiento puede estimarse con base en la precipitación. Existen varios métodos cuya precisión depende del tipo de información y del grado de detalle que se desee obtener. Para obtener el escurrimiento medio mensual, por ejemplo, puede utilizarse un método similar al conocido balance hidrológico, que consiste en contar las entradas (precipitación), salidas (evapotranspiración) y depósitos (almacenamientos). Otro método conocido es el que utilizan los llamados coeficientes de escurrimiento, que pueden aplicarse a datos mensuales o de tormentas.

Para estudios más detallados, como el análisis de tormentas, es necesario contar con métodos más precisos. La mayoría de los modelos de simulación de tormentas, por lo general, son los más detallados, pero requieren de tanta información que son prácticamente inoperantes para el caso de áreas agrícolas.

Las estimaciones del escurrimiento en áreas agrícolas pueden realizarse de manera más sencilla utilizando procedimientos empíricos como los métodos coaxiales, que tiene una validez regional, y el método del número de curvas del Soil Conservation Service (SCS). Este método, que se tratará con detalle más adelante, se recomienda para el diseño de obras de drenaje y de control de escurrimientos.

Fuentes de información del escurrimiento.- En los boletines hidrológicos de la Dirección de Hidrología de la SARH se publican escurrimientos medios diarios de las estaciones hidrométricas de



un gran número de corrientes en toda la república mexicana - (véase el ejemplo en el cuadro 9; se incluyen también hidrogramas de avenidas máximas extraordinarias registradas en algunas estaciones, así como planos de isoyetas (curvas de igual lámina precipitada), correspondientes a lluvias extraordinarias producto de fenómenos meteorológicos extremos, como los ciclones.

Precipitación.- La precipitación se refiere fundamentalmente a las lluvias; sin embargo, hay que tener en cuenta que para balances hidráulicos hay otros factores, como la nieve, el rocío y la humedad del suelo, que en ocasiones pueden ser significativos aunque, con excepción de la nieve, son difíciles de cuantificar. En el caso de la nieve, existen instrumentos de medición especiales que indican, de acuerdo con el espesor de ésta, la lámina de agua equivalente. La información sobre la precipitación, al igual que la del escurrimiento, depende del uso para el que se destine, pero por lo general se presenta como valores diarios con un resumen de los máximos mensuales (en el cuadro 10 se presenta un registro típico de valores diarios de lluvia).

Cuando los datos provienen de pluviógrafos puede alcanzarse el mayor detalle posible, ya que éstos registran la variación de las lluvias con el tiempo (intensidad). Sin embargo, en México son pocas las estaciones climatológicas que cuentan con estos instrumentos.

Al igual que para el escurrimiento, en ocasiones los datos de precipitación para determinada área no están completos, son insuficientes, no son confiables o simplemente no existen. El análisis de la precipitación consiste entonces en realizar un estudio que proporcione la información deseada para el proyecto en consideración.

JEFATURA DE CONTROL DE RIOS  
 DIVISION CUENCA CORRIENTE ESTACION  
 CHIAPAS RIO ZANATENGO RIO ZANATENGO TONALA  
 AÑO DE 1963

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

DTA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	1.460	.694	.649	.162	.160	.714	2.332	4.150	2.764	30.78	7.273	5.221
2	1.470	.696	.550	.169	.203	.675	4.205	3.368	2.185	26.37	6.963	5.143
3	1.480	.672	.548	.147	.174	.523	5.734	3.383	2.350	24.06	6.583	5.084
4	1.489	.648	.443	.109	.129	.630	4.408	3.681	3.161	22.46	7.144	5.034
5	1.421	.643	.339	.113	.181	.927	5.070	2.862	2.647	21.04	8.088	5.001
6	1.410	.639	.339	.113	.197	.535	4.439	2.577	2.585	19.82	7.405	4.975
7	1.400	.636	.441	.153	.641	.824	3.758	2.752	2.358	18.39	6.927	4.949
8	1.400	.634	.339	.192	1.590	1.019	3.680	1.965	2.357	16.96	6.615	4.920
9	1.361	.646	.338	.172	.791	2.361	3.507	3.532	2.382	15.87	17.81	4.840
10	1.380	.657	.345	.172	.217	1.582	2.758	2.565	2.534	15.33	38.16	4.840
11	1.370	.969	.961	.157	.199	1.292	3.243	1.991	2.385	14.78	13.95	4.840
12	1.370	1.077	.656	.128	.206	1.565	3.582	2.126	2.998	14.25	10.55	4.840
13	1.330	.867	.550	.113	.213	2.006	3.424	1.691	2.788	13.57	8.805	4.840
14	1.281	.862	.552	.102	.222	1.989	2.849	2.061	2.273	12.82	7.900	4.840
15	1.286	.551	.865	.091	.210	1.618	2.366	3.109	2.190	12.12	7.468	4.767
16	1.280	.444	1.171	.089	.179	1.536	2.117	2.329	2.269	11.78	7.286	4.660
17	1.250	.444	.656	.089	.165	1.433	1.964	2.192	9.719	11.41	7.121	4.612
18	1.260	.547	.312	.104	.164	1.434	1.912	3.024	18.74	10.85	7.017	4.565
19	1.260	.443	.351	.115	.650	1.941	3.116	2.315	13.59	10.64	6.926	4.552
20	1.260	.340	.355	.104	.881	1.557	5.803	2.206	15.10	10.32	6.835	4.556
21	1.260	.444	.307	.102	.926	2.511	17.35	2.244	85.48	9.734	6.744	4.656
22	1.230	.652	.233	.100	.655	3.610	7.603	2.498	448.5	9.524	6.679	4.696
23	1.219	.654	.233	.097	.231	2.395	7.230	2.582	430.3	9.336	6.623	4.672
24	1.129	.653	.202	.092	.775	1.855	6.634	2.403	113.0	9.787	6.292	4.558
25	.934	.550	.170	.081	.263	1.544	5.846	2.339	67.00	10.06	6.146	4.552
26	.993	.548	.169	.084	.229	2.816	5.755	2.034	85.81	9.100	6.047	4.518
27	.976	.444	.169	.091	.199	1.828	5.783	1.784	67.29	8.800	5.989	4.469
28	.952	.443	.171	.119	.176	1.848	4.358	1.630	46.96	7.788	5.938	4.424
29	.753		.158	.146	.159	5.879	3.948	1.630	39.07	7.206	5.812	4.382
30	.751		.160	.119	.158	3.598	3.967	1.958	34.00	6.948	5.500	4.352
31	.704		.162		.184		6.334	1.861		7.018		4.314

Cuadro 9 (primera parte)

	CASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO Y ESCALA EN METROS						CASTO MEDIO	ESCALAS EXTREMAS EN METROS		VOLUMEN DE MILES M3
	M A X I M O S			M I N I M O S				MAXIMA	MINIMA	
	DIA	GASTO	ESCALA	DIA	GASTO	ESCALA				
ENERO	4	1.490	.78	31	.703	.69	1.229	.80	.69	3293
FEBPERO	12	1.080	.72	20	.338	.65	.625	.72	.64	1512
MARZO	16	1.180	.74	29	.158	.63	.416	.74	.53	1114
ABRIL	8	.193	.64	25	.081	.51	.121	.64	.51	303
MAYO	7	3.340	1.00	1	.124	.56	.365	1.00	.56	978
JUNIO	29	39.280	1.34	1	.206	.64	1.802	1.34	.64	4670
JULIO	21	141.360	1.78	19	1.591	.86	4.681	1.78	.86	12536
AGOSTO	9	7.560	1.10	30	1.552	.79	2.479	1.10	.79	6639
SEPTIEMBRE	23	741.163	5.58	2	2.030	.84	50.492	5.58	.84	130876
OCTUBRE	1	31.800	1.60	30	6.888	.94	13.836	1.60	.94	37058
NOVIEMBRE	10	119.546	2.34	30	5.340	.85	8.619	2.34	.85	22361
DICIEMBRE	1	5.340	.85	29	4.312	.72	4.731	.85	.72	12672
A N U A L		741.163	5.58		.081	.51	7.420	5.58	.51	236003

Cuadro 9 (segunda parte)

CUADRO 10.

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	DIA
1					.4		4.4	0.0	2.1			1.7	1
2	.2					4.3			3.4			.9	2
3		.2					1.9	4.1	2.0	.4		.1	3
4	.1	1.4	9.8					1.2	3.3				4
5	.1	.8	.9	.4			.1	1.4	10.0	.9		.9	5
6	.2			.5		9.1		.3	.2	1.4		1.3	6
7				9.1	1.0	.7	.5	.7	.3	2.3		.3	7
8				.5		2.1	17.4		1.4	.9	.3	10.3	8
9	5.2	.3		17.2		19.4		5.5	.7			5.4	9
10		4.2	4.4	.3	.4	30.1		1.4	1.5	5.2			10
11		27.3	3.5			1.8	2.5	1.0	8.8	.3			11
12	.3				4.4	.4		25.7		2.1	.2		12
13					1.4		3.5	.4					13
14		.7			.5	0			5.7	2.4	1.8		14
15	.4			2.4		0		6.3	5.2	2.7		1.2	15
16				.7	.4		2.4	1.5	7.4			1.2	16
17				1.1	.7	20.0	.2	5.3	.3		.7	1.3	17
18					.3		4.4	14.2	4.0			4.3	18
19				.3	2.7	.4		1.6				.6	19
20	2.2			4.0	2.1		.1	2.6					20
21	.2				.1	14.8	.6		1.4	7.6		1.4	21
22	.1					9.9	2.4	.5				5.6	22
23				1.5	4.1	7.4	1.5		1.2	.3			23
24			9.4		14.2		.6						24
25			2.6				3.2	1.4	5.2				25
26	.1			4.1	1.5	4.4				2.4	.7		26
27	.1			30.9	1.4	14.7	.6	.5	.4	.2	.3		27
28			2.3	39.8	2.8	10.7	15.5	2.1					28
29			1.4	48.7	12.0			2.5	1.8		12.6		29
30				.3		1.9		7.2	.3		6.8	.2	30
31					.2		5.0	.4		14.7		5.4	31
TOTAL	9.4	37.4	27.5	71.4	39.0	46.1	32.3	95.4	51.2	45.1	22.8	7.8	TOTAL

TOTAL ANUAL 137.9

DURACION	LLUVIAS EXTREMAS 1-3-6-9-12-Y-26 HORAS											DURACION	
1	1.9	8.8	4.2	16.4	8.4	11.5	10.3	12.1	1.5		7.4	4.1	1
3	2.9	17.4	5.8	40.2	14.3	16.3	16.6	19.6	17.4		12.6	10.1	3
6	3.9	27.7	7.1	53.3	16.2	16.6	16.9	14.8	12.9		12.6	10.4	6
9	3.9	26.4	7.2	44.1	16.2	22.2	16.9	19.6	13.2		12.6	11.1	9
12	3.9	29.2	8.3	44.5	16.2	38.2	18.6	25.7	13.1		12.7	11.9	12
24	5.2	32.0	8.2	44.5	16.2	38.2	18.3	25.9	13.2		23.9	11.8	24

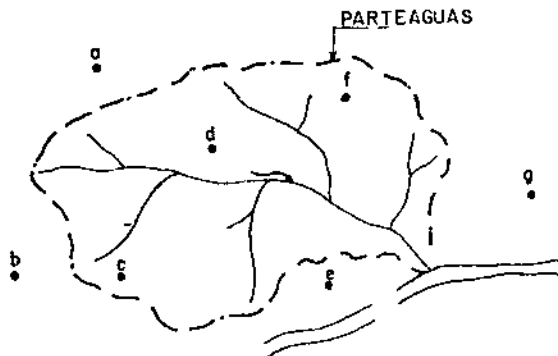
Información de precipitación (Midranal 1970, MOP, 1975)

Precipitación media. Por lo general se refiere al total anual y el mayor detalle que puede obtenerse para períodos de un mes; sin embargo, para el análisis de tormentas se requiere un detalle mucho mayor que pueda llegar incluso hasta una duración de minutos. En cualquiera de los casos se necesita convertir la precipitación puntual en valores medios sobre el área en consideración. Los procedimientos más conocidos para la obtención de la precipitación media son: promedios aritméticos, polígonos de Thiesen e isoyetas.

Los métodos mencionados se reseñan en la mayor parte de los textos de hidrología. Como recordatorio, la figura 12 muestra una comparación de los tres. Es necesario apuntar que el método más preciso es el de las isoyetas, seguido por el de los polígonos de Thiesen y finalmente por el de la media aritmética. En áreas de topografía plana, el método de Thiesen da muy buenos resultados y debido a que el área de influencia de cada estación permanece constante, se usa con frecuencia para análisis por computadora.

Análisis de frecuencias de precipitaciones.- Los mismos procedimientos señalados para el escurrimiento pueden usarse para la precipitación máxima. Por lo general, las curvas de frecuencia de precipitación máxima de tormentas individuales se representan mediante gráficas en papel log-normal, con el tiempo en la escala logarítmica. El análisis de frecuencia para valores extremos de precipitación requiere de la preparación de familias de curvas para diferentes duraciones de tormentas. La figura 13 y el cuadro 11 muestran ese tipo de análisis para diferentes duraciones. El análisis anterior sólo muestra lo que ocurre en el punto de medición; para hacer las correcciones, hay que relacionar los datos puntuales a valores medios sobre la cuenca. En este caso se requiere utilizar familias de curvas de intensidad-duración-frecuencia con su relación espacial; éstas se obtienen por procedimientos especiales de análisis de tormentas que pueden encontrarse en los textos de hidrología. Es común

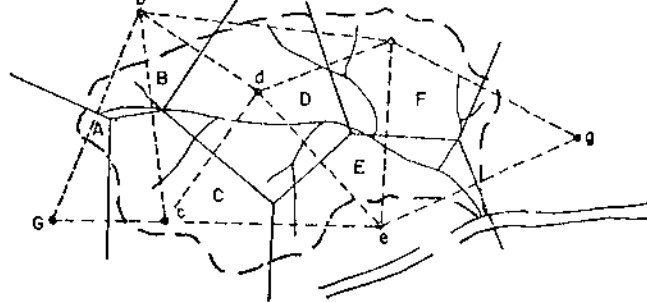
# MÉTODOS PARA OBTENER PRECIPITACIONES MEDIAS



ESTACION	LLUVIA (mm)
a	568
b	678
c	624
d	490
e	584
f	456
g	436
TOTAL DE ESTACIONES	3 834

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum LL}{\text{Nº Estaciones}} = \frac{3 834}{7} = 547.7$$

## a) METODO MEDIA ARITMETICA

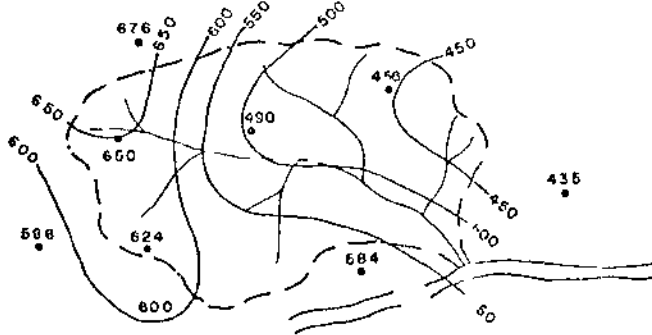


### CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA

POLIGONO	AREA (km <sup>2</sup> )	ESTACION Representativa	LLUVA (mm)	A x LLUVA (km <sup>2</sup> x mm)
A	70	a	568	39 760
B	287	b	678	193 212
C	766	c	624	477 984
D	1 017	d	490	498 330
E	685	e	584	398 840
F	780	f	456	353 680
G	80	g	436	34 880
Σ Area = 3 805 km <sup>2</sup>				1 806 366

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum A \cdot LL}{\sum A} = \frac{1 806 366}{3 805} = 474.7 \text{ mm}$$

## b) POLIGONOS DE THIESEN



ISOYETA (mm)	LLUVIA MEDIA (mm)	AREA POLIGONO (km <sup>2</sup> )	AREA CUMULADA (km <sup>2</sup> )	AREA x LLUVA (km <sup>2</sup> x mm)
676.50	676.50	167	167	113 075.5
650	650	635	802	520 500
600	600	672	1 474	883 200
550	550	988	2 462	1 364 000
500	500	668	3 130	1 570 000
450	450	307	3 437	1 576 500
Σ A x LLUVA				5 097 275.5

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum A \cdot LL}{\sum A} = \frac{5 097 275.5}{10 657} = 478.3 \text{ mm}$$

## c) METODO DE ISOYETAS

Figura 12. Estimación de la precipitación media (tomado de Guillote 1972)

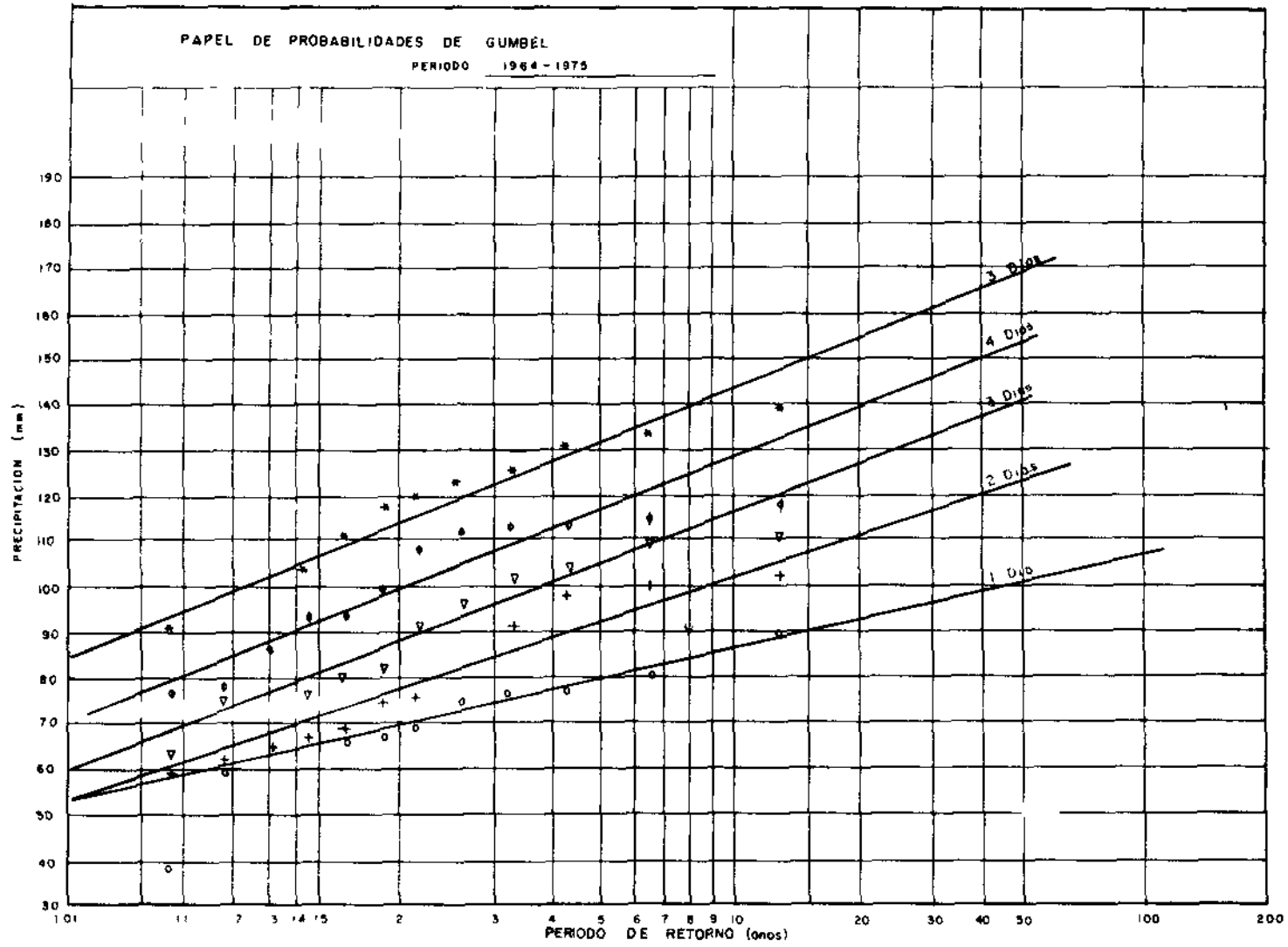


Fig. 13 PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA 1,2,3,4 Y 5 DIAS

CUADRO 11.

SELECCION DE LLUVIAS MAXIMAS OCURRIDAS  
 PARA 1, 2, 3, 4 Y 5 DIAS DE LLUVIAS CONSECUTIVAS  
 DURANTE EL CICLO DEL MAIZ <sup>1/</sup>  
 ESTACION AGUA BLANCA

Año	Precipitación (m.m)				
	1 día	2 días	3 días	4 días	5 días
1964	77.0	82.80	104.30	114.30	133.60
1965	60.4	65.70	80.50	93.50	97.50
1966	65.9	65.90	77.20	86.30	124.60
1967	39.1	62.00	81.80	107.80	120.50
1968	70.4	75.70	75.70	77.50	109.70
1969	65.5	75.20	76.90	115.20	118.20
1970	66.9	68.50	96.10	99.20	104.20
1971	59.1	59.80	63.20	78.90	90.40
1972	82.6	97.90	110.30	112.30	123.70
1973(F)	89.0	90.75	90.75	94.32	101.92
1974(F)	75.6	102.20	102.20	117.70	139.60
1975(F)	76.4	100.20	108.70	114.00	130.10

PERIODOS DE RETORNO PARA LAS LLUVIAS  
 MAXIMAS OCURRIDAS EN 1, 2, 3, 4, Y 5 DIAS CONSECUTIVOS

Año	1 día	Año	2 días	Año	3 días	Año	4 días	Año	5 días	$Tr = \frac{n+1}{m}$
73	89.0	74	102.20	72	110.30	74	117.70	74	139.60	13.00
72	82.6	75	100.20	75	108.70	69	115.20	64	133.60	6.50
64	77.0	72	97.90	64	104.30	64	114.30	75	130.10	4.33
75	76.4	73	90.75	74	102.20	75	114.00	66	124.60	3.25
74	75.6	64	82.80	70	96.10	72	112.30	72	123.70	2.60
68	70.4	68	75.70	73	90.75	67	107.80	67	120.50	2.17
70	66.9	69	75.20	67	81.80	70	99.20	69	118.20	1.86
66	65.9	70	68.50	65	80.50	73	94.32	68	109.70	1.63
69	65.5	66	65.90	66	77.20	65	93.50	70	104.20	1.44
65	60.4	65	65.70	69	76.90	66	86.30	73	101.92	1.30
71	59.1	67	62.00	68	75.70	71	78.90	65	97.50	1.18
67	39.1	71	59.80	71	63.20	68	77.50	71	90.40	1.08

<sup>1/</sup> Tomado de De León, 1976.



que los organismos encargados de la información hidrometeorológica preparen mapas de intensidad-duración-frecuencia para cada región. En México, la Universidad Autónoma de Chapingo (UACH) tiene disponible información sobre lámina-duración-frecuencia de algunas estaciones climatológicas en México.

Lluvia de diseño.- Los procedimientos desarrollados por el SCS para determinar gastos pico y coeficientes de drenaje usan precipitación de 24 horas de duración para cualquier período de retorno seleccionado. Otros métodos requieren del conocimiento de lluvias máximas con diferentes duraciones, para definir después la que produzca el mayor escurrimiento.

La información publicada por la UACH (1977) con respecto a precipitaciones de 24 horas para diferentes períodos de retorno es muy útil para el diseño de obras de drenaje y control de escurrimientos.

Fuentes de información de la precipitación.- El Servicio Meteorológico Nacional (SMN) perteneciente a la SARH, controla la mayor parte de las estaciones climatológicas instaladas en la república mexicana, aunque existen otros organismos como la CFE e instituciones privadas y públicas a los que es posible acudir para obtener registros de precipitaciones.

Evapotranspiración.- La evapotranspiración representa las necesidades de agua para el desarrollo de las plantas. Los factores climáticos más importantes que intervienen en su estimación son: evaporación, temperatura, vientos, humedad relativa y radiación. La evaporación se utiliza en la obtención de balances hidrológicos y en el análisis precipitación-escurrimiento, por lo general en la forma de valores medios diarios, y la temperatura, principalmente como base para estimar la evaporación. Los demás factores no intervienen en forma directa en el diseño de obras de drenaje y control de escurrimiento, por lo que no se discuten más en este capítulo.

Infiltración.- Uno de los factores más importantes en la relación precipitación-escorrimento es la infiltración. En el análisis hidrológico, la infiltración se estima por medio de diferentes procedimientos; entre los más utilizados se encuentran:

a) La ecuación de Horton.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}$$

donde

f = infiltración instantánea

f<sub>0</sub> = infiltración instantánea inicial

f<sub>c</sub> = tasa constante de infiltración

k = constante

t = tiempo desde el comienzo de la lluvia

e = base de logaritmo natural

La ecuación puede desarrollarse con base en información de simuladores de lluvia o análisis de hidrogramas. Horton (1939) fue el primero en utilizar simuladores de lluvia para el análisis de la infiltración.

b) Índice Ø

Se utiliza para calcular la precipitación efectiva o el escurrimento, considerando una tasa de infiltración promedio.

El índice Ø se obtiene de hidrogramas medidos, y está muy divulgado en los textos de hidrología, por lo tanto, no se considera necesario incluir detalles.

Además de los procedimientos anteriores, existen muchos otros como el índice W, la ecuación de Kostiakov y el método de Phillip. El método del Soil Conservation Service que se presenta más adelante

está basado en la infiltración básica promedio de los suelos y es muy práctico debido a que utiliza la lluvia total del evento, que es por lo general el dato más detallado de precipitación que se publica.

Características de la cuenca. Las características fisiográficas de una cuenca, son muy importantes para el análisis de los hidrogramas de escurrimiento. El área de la cuenca, la pendiente, la longitud del cauce principal, la densidad de la red de drenaje, los suelos y la cobertura vegetal son algunos de los parámetros fijos más importantes. Como la consideración individual de cada uno de ellos haría más difícil el estudio de una cuenca, se considera necesario agruparlos en parámetros que caracterizan el comportamiento hidrológico de una cuenca.

a) Area.- Mediante el uso de mapas topográficos o fotografías aéreas puede determinarse el contorno de la cuenca y por ende su área.

b) Forma.- En algunas ocasiones es necesario correlacionar el escurrimiento con la forma de la cuenca; el índice de forma puede utilizarse en esos casos:

$$I_f = \frac{L}{\bar{W}} = \frac{L^2}{A}$$

donde

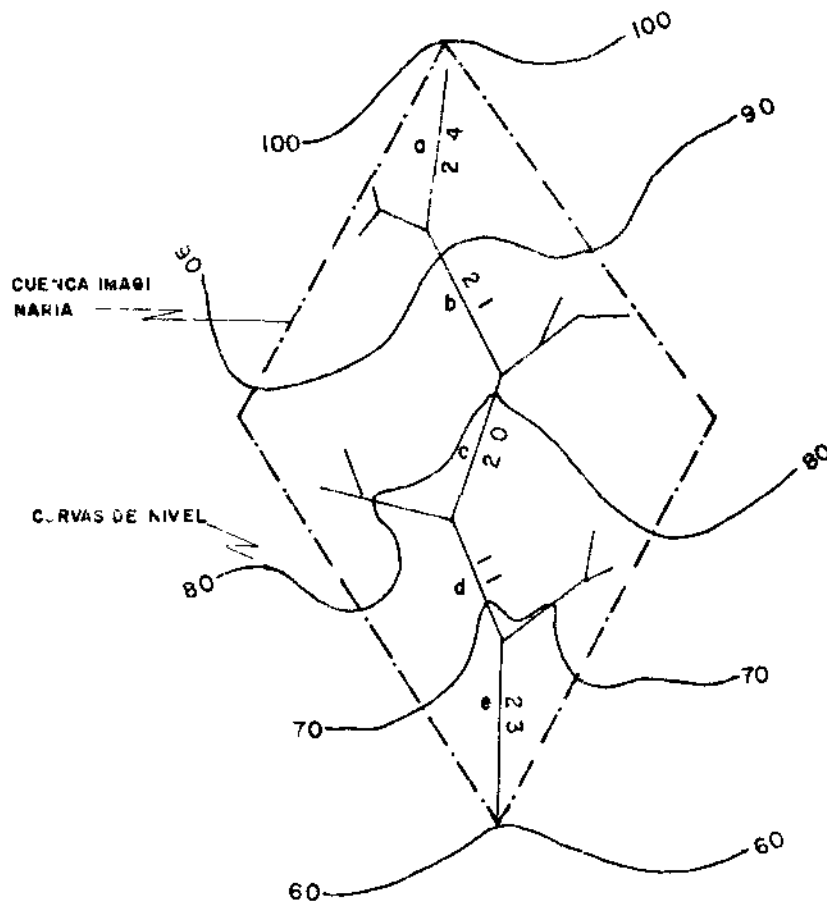
L = longitud del cauce principal hasta el punto más distante (véase la figura 14)

W = ancho promedio

A = área de la cuenca

c) Pendiente.- Se obtiene mediante la relación entre el desnivel de la cuenca y su longitud promedio. El primero puede obtenerse de la diferencia de las curvas de nivel (véase la figura 14).

FIGURA 14  
 CARACTERISTICAS DE UNA CUENCA



$$L = a + b + c + d + e = 10,5 \text{ Km}$$

$$A = 60,76 \text{ Km}^2$$

$$\Delta H = 100 - 60 = 40 \text{ m}$$

$$W_{\text{max}} = 6,2 \text{ Km}$$

$$I_f = \frac{L}{A} = \frac{(10,5)^2}{60,76} = 1,815$$

$$\text{Pendiente} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{40}{10500} = 0,00381 = 0,38\%$$

$$t_c = 0,0195(10500)^{1,155} (40)^{-0,385} = 207,8 \text{ min} = 3,46 \text{ hr}$$

d) Vegetación,.- La combinación suelo-cobertura es uno de los factores más importantes por considerar en el análisis hidrológico de una cuenca. La información sobre vegetación debe contener: tipo, estado de crecimiento y densidad de cobertura. Esta información se obtendrá de los estudios de uso actual del suelo y, para proyecto se considerarán las propuestas de uso del suelo.

e) Suelos,.- Las características de los suelos son muy importantes para los estudios hidrológicos ya que controlan los procesos de: intercepción, infiltración y movimiento del agua en la superficie. El SCS propuso una clasificación hidrológica de los suelos para que se use en el análisis de la relación precipitación-escorrimento (véase el cuadro 18 ). Esta sirve para determinar el número de curva (CN), cuyo valor influye de manera notable en la estimación de los coeficientes de drenaje y gastos de escurrimiento.

### 3. MEDIDAS DE ALIVIO Y/O PREVENCIÓN DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

Las causas que originan los problemas de drenaje determinan el tipo de medidas que se deben tomar para prevenir o aliviar el agua en exceso presente en un área agrícola. En general, las medidas preventivas se aplican cuando el agua en exceso proviene de fuentes externas al área que va a proteger, mientras que las medidas de alivio se toman cuando las fuentes de agua son locales, o existen obstáculos internos o externos a la salida natural del agua de drenaje.

3.1 Medidas preventivas,.- Estas medidas tienen el objeto de evitar o disminuir la entrada de agua al área agrícola proveniente de fuentes externas (superficiales o subterráneas).

a) Fuentes superficiales,.- Estas fuentes ocurren en general en época de avenidas por desbordamientos de los ríos que cruzan o pasan cerca del área agrícola, o bien debido al escurrimiento superficial proveniente de las áreas adyacentes, producto de tormentas en las partes altas de las cuencas.

## Obras de reacondicionamiento de los ríos

En caso de desbordamientos de los ríos las medidas que se deben aplicar se enfocan a incrementar la capacidad de conducción de los mismos, o al control del gasto que escurre sobre ellos sin desbordar.

La capacidad de conducción de los ríos puede incrementarse mediante la construcción de bordos marginales y la rectificación y mejoras de sus cauces. La construcción de bordos marginales, sin embargo, puede traer efectos negativos, puesto que en ocasiones éstos producen sólo alivio local y trasladan los problemas aguas abajo al alterar el régimen hidráulico, ya que: se elimina el efecto de almacenaje en las planicies de inundación, el confinamiento del escurrimiento con la construcción de los bordos provoca sobre elevación de los niveles en el río y, además, el drenaje local puede obstruirse y de ese modo se hace indispensable la construcción de compuertas o plantas de bombeo para evacuar el agua de lluvia.

Por otro lado, el río puede sufrir alteraciones morfológicas; así, en algunas ocasiones se observan sobre elevaciones en el fondo del cauce, y en otras, socavaciones. Al impedirse el desbordamiento del agua, además se detiene el proceso natural de formación de los suelos al evitar el depósito de limos sobre ellos.

## Obras de control o de derivación

El gasto en un río puede controlarse construyendo presas de almacenamiento o de derivación aguas arriba del área por proteger, de tal manera que conduzca grandes volúmenes de agua sin desbordarse. Otra medida factible es construir cauces de alivio que desvíen parte del gasto, o el gasto total, hacia otra corriente con mayor capacidad o directamente al mar o lagunas costeras. En ríos de cauces inestables, el agua puede desviarse hacia el mismo río (by pass) a un sitio aguas abajo del área agrícola, mediante un

vertedor lateral sobre el que se desviará parte del gasto, encauzándolo con bordos laterales o excavando un nuevo canal; con esta medida puese evitarse alguna curva o meandro.

Estas medidas de control en general son muy costosas, por lo que se recomienda que se planeen para propósitos múltiples, además de la mera protección de un área agrícola.

#### Drenes y bordos interceptores

El escurrimiento superficial producido por las lluvias en las partes altas de las cuencas podrá captarse y desviarse parcial o totalmente antes de que alcance las áreas agrícolas, mediante la construcción de drenes o bordos interceptores transversales al flujo de agua y localizados fuera del área. Los drenes son zanjas a cielo abierto conectadas a los cuerpos receptores o a los canales principales del drenaje mayor. Los bordos interceptores pueden continuarse alrededor del área agrícola, aislándolos completamente de las zonas adyacentes. Las áreas protegidas de este modo, denominadas "polders", obtienen grandes ventajas sobre otro tipo de obras, cuando se separan del régimen hidrológico exterior, pues esto facilita el control del nivel freático y del agua superficial, ya que entonces sólo se requiere considerar la lluvia e infiltración local en el diseño del drenaje.

El volumen de agua que se debe captar con estas obras depende, además de la lluvia, de la pendiente del terreno, forma de la cuenca, capacidad de infiltración del suelo y vegetación, por lo que el escurrimiento podría restringirse mediante obras de conservación del suelo en la parte alta como: terracedo, forestación o reforestación, estimulación de la infiltración del suelo o construcción de cajas de agua, para aumentar el tiempo de concentración del agua de lluvia y reducir el área hidráulica de los drenes interceptores.

b) Fuentes subterráneas.- Los niveles freáticos altos presentes en terrenos con problemas de drenaje pueden ser consecuencia de la recarga de los acuíferos debida a entradas de agua subterránea provenientes de: filtraciones de los ríos, canales y vasos de almacenamiento a lagos, que se encuentran dentro o cerca del área agrícola y cuyos niveles de agua son más altos que el nivel freático en el área, o bien del escurrimiento subsuperficial de las áreas altas adyacentes producto de aguas de lluvia infiltrada. Los niveles freáticos someros o superficiales pueden presentarse también por la presencia de barreras impermeables en el subsuelo que, en condiciones naturales, causan una reducción en el espesor o profundidad del acuífero y, en su caso, una sobreelevación del nivel freático.

Drenes interceptores enterrados o  
zanjas excavadas a cielo abierto

En cualquiera de los casos mencionados, las medidas recomendables son la instalación de drenes interceptores diseñados para captar, y en su caso trasladar, el gasto, o parte de él, hasta su descarga, o bien la construcción de una serie de pozos de bombeo, para evitar la sobreelevación del nivel freático.

Los drenes interceptores pueden ser zanjias excavadas a cielo abierto o tuberías enterradas, que se colocarán en forma perpendicular a la dirección del flujo subterráneo. En algunos casos, puede resultar exitosa la siembra de árboles a lo largo de los bordos de los ríos o canales, ya que la transpiración alivia el volumen de agua que se filtra a través de los bordos. Este "drenaje vegetal" puede usarse también para drenar zonas pantanosas.

3.2 Medidas de alivio.- Cuando las causas de los problemas de drenaje se deban a fuentes de agua locales, o el desalojo oportuno del agua se dificulte debido a accidentes topográficos, falta de capacidad en el drenaje natural o por las condiciones de los cuerpos receptores, se aplicarán medidas de alivio que consisten fundamentalmente en darle una salida adecuada y oportuna al agua en exceso que pueda provocar daños a los cultivos.



a) Fuentes internas del agua en exceso.- Estas ocurren directamente sobre el área y pueden tener origen subterráneo o superficial. En estos casos, dependiendo de las características topográficas y físicas del suelo, se instalarán sistemas de drenes superficiales o subterráneos.

#### Sistemas de drenaje superficial o subterráneo

El agua en exceso puede ocurrir superficialmente en un área agrícola en forma de lluvia o cuando se aplican sobrierigos para lavar el suelo, y manifestarse como encharcamientos o sobreelevación del nivel freático por períodos prolongados que pueden ser dañinos para los cultivos.

En estos casos las medidas de alivio son sistemas de drenaje superficial en exceso o para evitar la sobreelevación del manto freático. Estos sistemas se componen fundamentalmente de una red de drenes formados por zanjas a cielo abierto, o drenes enterrados, en los que la plantilla de zanjas o tubos deben quedar dentro del estrato permeable.

El drenaje subterráneo se aplica también cuando se presentan fuentes locales de agua subterránea, como en el caso de la presencia de acuíferos confinados que subyacen un área agrícola y cuyo nivel piezométrico es más alto que el freático, con lo que se crea un flujo ascendente que alimenta el acuífero libre superior y origina niveles freáticos altos. Otra solución posible es perforar el manto confinante y luego extraer el agua suficiente para aliviar el nivel piezométrico mediante bombeo (drenaje vertical).

El drenaje subterráneo se recomienda también cuando no se construyen drenes interceptores o éstos no captan toda el agua proveniente de fuentes externas de agua subterránea, en cuyo caso, los drenes deben instalarse paralelos a la dirección del flujo subterráneo.

b) Obstáculos que impiden el desalojo oportuno del agua.- Estos pueden existir en forma externa cuando los niveles de agua de los cuerpos receptores son más altos que los del agua a drenar, o interna cuando existen accidentes topográficos que impiden desalojar el agua por gravedad; los mismos problemas existen cuando el drenaje natural interno es incapaz de conducir de manera oportuna el agua en exceso hasta su descarga. Las medidas de alivio se enfocarán entonces a la eliminación de dichos obstáculos.

#### Compuertas de control o estaciones de bombeo

Estas son estructuras terminales que se construyen cuando el agua no puede descargarse siempre por gravedad. Las compuertas de control funcionan sólo cuando el nivel de agua interno es más alto que el externo, y se cierran de manera automática cuando el nivel exterior es más alto que el interior, evitando una entrada de agua adicional al área agrícola. Las estaciones de bombeo, en cambio, pueden funcionar en cualquier momento, pero su costo es muy superior al de las compuertas.

#### Tajos

Son aberturas que se construyen a través de los obstáculos topográficos que impiden la descarga libre del agua. En estos casos no se tiene un control de la descarga, ni puede evitarse la posible entrada de agua proveniente de los cuerpos receptores.

#### Drenaje superficial

Estos son sistemas de drenes que se construyen para dar mayor capacidad de descarga al drenaje natural, ya sea construyendo nuevos canales, reacondicionando los cauces de las corrientes existentes, o combinando ambas medidas.

## Conformación del terreno

Son trabajos que complementan al drenaje superficial y que permiten el flujo adecuado del agua que escurre sobre las parcelas hacia los drenes colectores que forman el sistema de drenaje superficial. Estos trabajos son fundamentalmente de nivelación, emparejamiento y formación de camellones. Con estas medidas se pretende eliminar los encharcamientos y acelerar el flujo superficial del agua hacia una salida, lo que evita al mismo tiempo la sedimentación y erosión del suelo.

## Pozos de descarga

Existe también la posibilidad de descargar el agua de drenaje hacia estratos profundos mediante "pozos de descarga", perforaciones que se hacen en el suelo hasta alcanzar algún estrato permeable. Esta técnica tiene como limitantes la capacidad de los subestratos permeables y el peligro de contaminarlos.

## 4. METODOS PARA ESTIMAR EL ESCURRIMIENTO

El cálculo del escurrimiento es quizás una de las partes más importantes en el diseño de los sistemas de drenaje, pues los valores que arroja se usan para dimensionar las obras; un error en el cálculo conduce a sobredimensionar las estructuras con el consiguiente incremento en el costo, o a subdimensionarlas y disminuir los beneficios esperados.

En este capítulo se incluyen sólo algunos de los métodos desarrollados para el cálculo de los escurrimientos generados en una cuenca hidrológica; sin embargo, se considera que son suficientes para los fines que se persiguen en drenaje agrícola.

### 4.1 Método de Gumbel

El método de Gumbel puede aplicarse en forma indistinta para obtener, a partir de registros hidrométricos, el gasto máximo en un

río para un período de retorno determinado, o bien la precipitación máxima en un área, también para un período de retorno determinado, a partir de datos de precipitación.

Una vez conocidos los eventos máximos anuales registrados por la estación hidrométrica o climatológica, se ordenan de mayor a menor y se procede a deducir el período de retorno correspondiente a cada uno de ellos.

Cuando se analizan eventos máximos anuales, en ocasiones se tiene que algunos ocurren durante la época de ciclones y otros no, por lo que la información se agrupa en dos poblaciones distintas.

Por lo anterior, antes de proceder a ajustar la información a una cierta distribución de frecuencias conviene trazar en una gráfica los gastos máximos anuales registrados con respecto a sus períodos de retorno en papel de probabilidades de Gumbel (véase la figura 15). De esta manera, puede apreciarse observando las tendencias si los datos son de una sola población o de dos. Si son de una sola población todos los puntos tienden a agruparse sobre una línea recta. Aquí sólo se presenta este caso.

El análisis entre los datos máximos anuales registrados y sus períodos de retorno se realiza de acuerdo con la distribución de valores extremos tipo I propuesta por Gumbel.

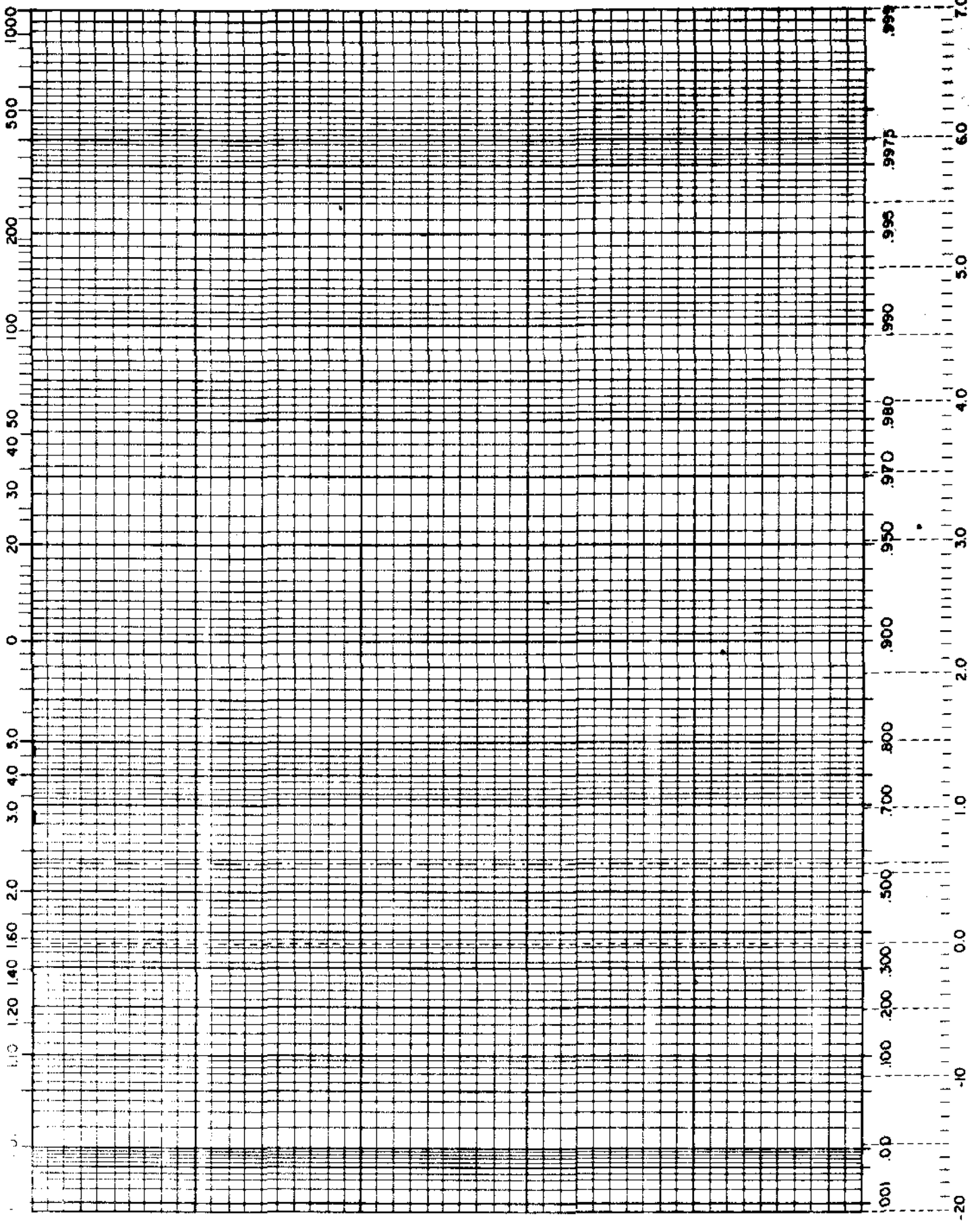
Esta distribución se basa en el tamaño de la muestra y en sus propiedades estadísticas, como su media y su varianza. La media se valúa como:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} \quad 4.1$$

Figura 15 .

PAPEL DE PROBABILIDADES- GUMBEL TIPO I

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)



donde:

$n$  tamaño de la muestra, igual al número de gastos máximos anuales registrados en estudio.

$Y_i$  gasto máximo anual, en  $m^3/\text{seg}$ .

$\bar{Y}$  media de los gastos máximos anuales, en  $m^3/\text{seg}$ .

Por otra parte, la desviación estándar de la muestra  $S_y$  se cuantifica de acuerdo con la expresión.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}} \quad 4.2$$

De acuerdo con esto, la distribución se expresa como

$$y = \bar{Y} - \frac{S_y}{\bar{\sigma}_n} \left( \bar{Y}_n + \log_e \log_e \frac{T}{T-1} \right) \quad 4.3$$

donde

$T$  período de retorno de diseño o de revisión asignado al evento para el que se desea obtener el valor máximo, en años.

$y$  valor máximo relacionado con  $T$ , en  $m^3/\text{seg}$ .

$\bar{Y}$  media de los datos máximos anuales registrados, en  $m^3/\text{seg}$ .

$S_y$  desviación estándar de los datos máximos anuales registrados, en  $m^3/\text{seg}$ .

$\bar{\sigma}_n, \bar{Y}_n$  parámetros función del tamaño de la muestra  $n$ , los valores se muestran en el cuadro 12.

Cuadro 12. Valores de  $\bar{Y}_n$  y  $\sigma_n^-$ 

n	$\bar{Y}_n$	$\sigma_n^-$	n	$\bar{Y}_n$	$\sigma_n^-$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

La aplicación de esta expresión es inmediata, una vez valuada la media y la desviación estándar de la muestra y conocido el período de retorno del evento en estudio.

Si se hace la gráfica de la ecuación en el papel de probabilidades de Gumbel se deduce una línea recta. El hecho de que esta ecuación presente una línea recta, no supone que los datos de la muestra que está analizándose estén sobre la línea, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los resultados obtenidos del análisis de frecuencias. Así, para cierto valor de T se tendrá que

$$y - \Delta y < y < y + \Delta y$$

donde  $y$  es el valor obtenido de la ecuación y  $\Delta y$  el intervalo de confianza con una cierta probabilidad.

Para calcular los intervalos de confianza con una probabilidad del 68% se hace lo siguiente:

- 1) Para el valor más grande de la muestra analizada (número de orden  $n - 1$ ):

$$\Delta y_1 = S_y F(n) \quad 4.4$$

donde  $S_y$  es la desviación estándar de la muestra y  $F(n)$  una función del tamaño de la muestra  $n$ , (veáanse las figuras 16 y 17).

- 2) Para el segundo valor más grande (número de orden  $m - 2$ ):

$$\Delta y_2 = \frac{0.661 (n+1)}{n-1} \Delta y_1. \quad 4.5$$

- 3) Para los otros valores de la muestra:

$$\Delta y = \frac{0.877}{n} \Delta y_1 F(T) \quad 4.6$$



F (n)

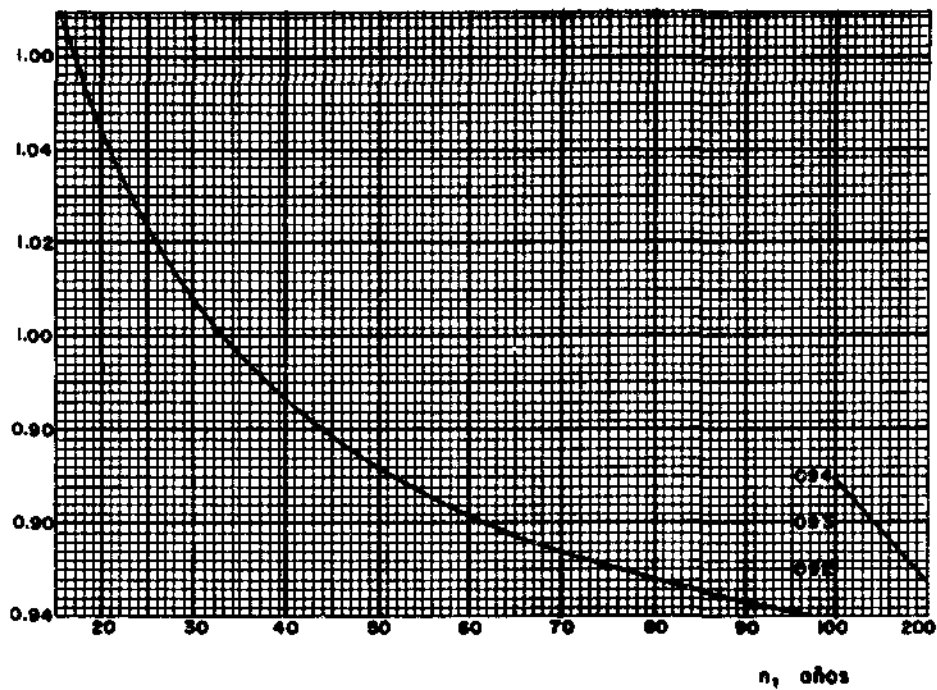


FIGURA 16 RELACION ENTRE  $n$  y  $F(n)$

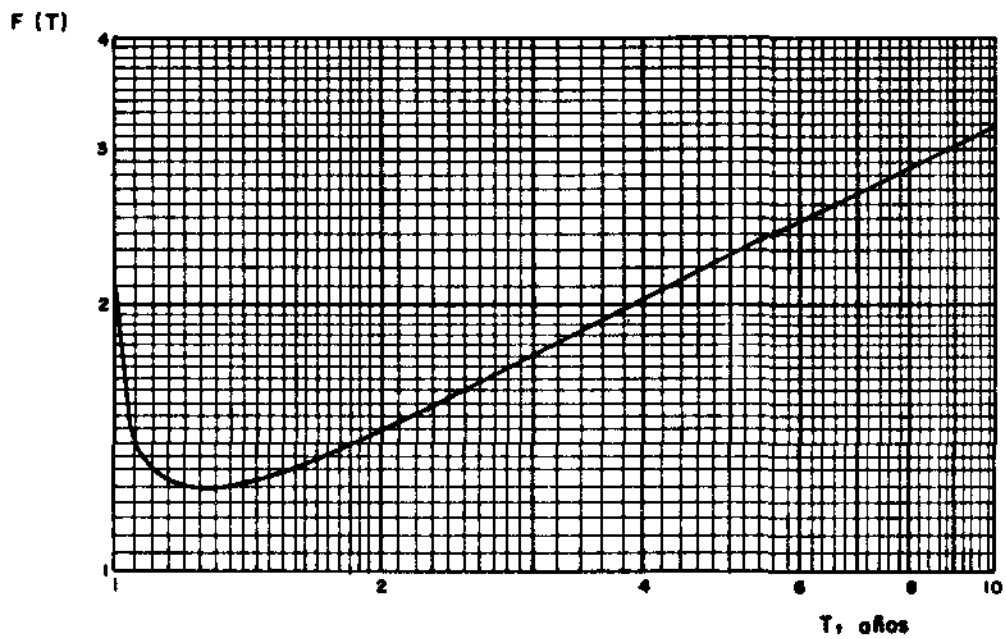


FIGURA 17 RELACION ENTRE  $T$  y  $F(T)$

Ejemplo. Hacer el análisis de gastos máximos para los siguientes datos y obtener

( ) T = 50 años

No. Orden	Año	Gasto Máx. Anual m <sup>3</sup> /seg.	Tm
1	1967	500.00	19.00
2	1960	404.00	9.5
3	1971	303.00	6.33
4	1974	265.00	4.75
5	1968	243.00	3.80
6	1966	236.00	3.17
7	1972	235.00	2.71
8	1969	234.00	2.38
9	1965	227.00	2.11
10	1970	200.00	1.90
11	1958	190.00	1.73
12	1973	182.00	1.58
13	1964	129.00	1.46
14	1961	128.00	1.36
15	1957	126.00	1.27
16	1962	94.10	1.19
17	1963	71.90	1.12
18	1959	28.30	1.06

donde  $F(T)$  es una función de  $T$ , cuyos valores, si  $T < 10$  años, se encuentran en la figura. Para valores de  $T$  mayores de 10 años, se tiene que:

$$F(T) = T^{0.5}$$

- 4) Para extrapolar a valores mayores al máximo de la muestra, el intervalo de confianza se considera constante e igual a  $\Delta Y_1$ .

Los gastos provienen de una sola población, por lo que:

$$\bar{y} = 210.9$$

$$S_y = 114.7$$

De la tabla se saca  $n = 18$ ,  $Y_n = 0.5202$ ,  $T_n = 1.0493$

$$y = 210.9 - \frac{114.7}{1.0493} (0.5202 + \log_e \log_e \frac{T}{T-1})$$

$$y = 150.03 - 109.35 \log_e \log_e \frac{T}{T-1}$$

Para  $T = 50$  años,

$$y = 580.7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

El intervalo de confianza queda:

$T = 50$   $n = 18$  años

$$F(n) = 1.056$$

$$y = 114.7 (1.056) = 121.2$$

$$580.7 - 121.2 < 580.7 < 580.7 + 121.2$$

$$495.5 < 580.7 < 701.9$$

## 4.2 Estimación de gastos en cuencas con pendientes pronunciadas

En cuencas altas con pendientes pronunciadas, los escurrimientos se generan de manera más rápida y en mayor volumen para una determinada tormenta que en las partes planas. El tiempo de recorrido del agua a través de la cuenca ocupa un lugar preponderante en la estimación del gasto máximo. A continuación se describen varios parámetros que relacionan el tiempo transcurrido entre la ocurrencia de la lluvia y el escurrimiento.

### 4.2.1 Tiempo de concentración ( $t_c$ )

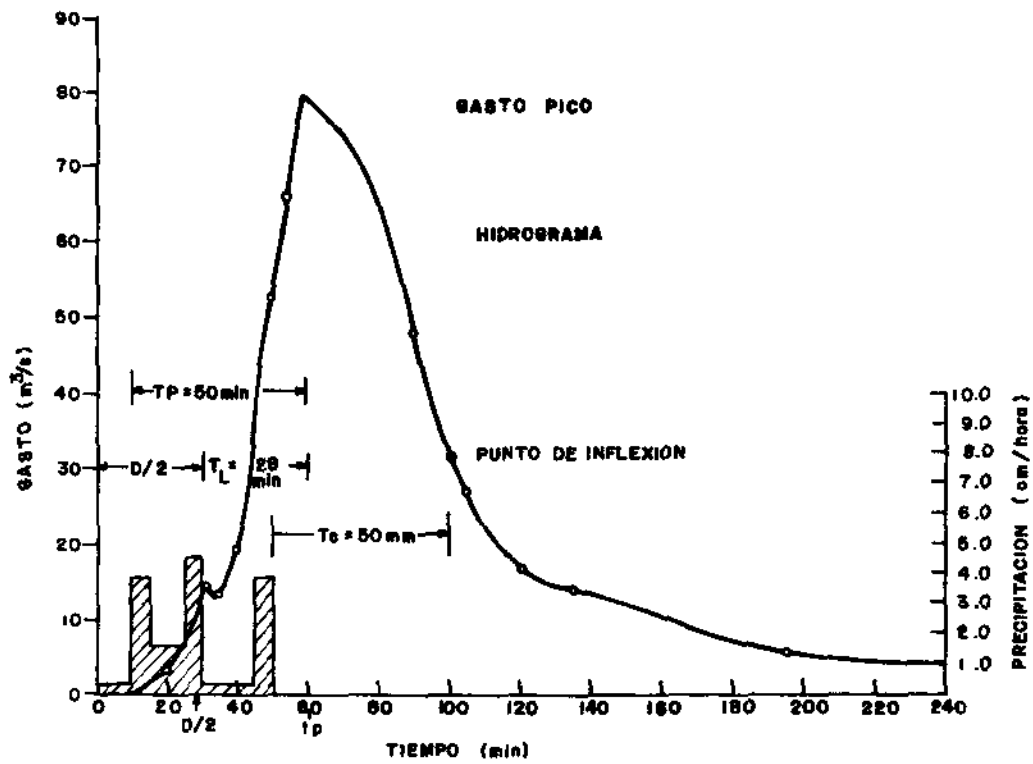
El tiempo de concentración ( $t_c$ ) se define como el tiempo que tarda el agua en desplazarse desde el punto hidráulico más distante de una cuenca hasta el sitio en consideración. Su valor depende de: la velocidad del caudal, la vegetación, la pendiente y otros elementos hidráulicos de la cuenca.

Dependiendo de la información existente, el tiempo de concentración puede calcularse por diferentes métodos:

- i) Análisis de hidrogramas.
- ii) Estimación con base en el tiempo de retardo.
- iii) Estimación con base en la pendiente.

i) Análisis de hidrogramas.- El tiempo de concentración ( $t_c$ ) se considera como el tiempo transcurrido entre el final de la lluvia efectiva y el comienzo de la recesión (punto de inflexión). El procedimiento consiste entonces en construir el hidrograma y su correspondiente hietograma; se determina el punto de inflexión y el tiempo de su ocurrencia. La diferencia entre éste y el tiempo final de la lluvia efectiva, es el tiempo de concentración. La figura 18 ilustra esto.

**FIGURA 18**  
**ANALISIS DE HIDROGRAMAS**



Una variante del análisis del hidrograma consiste en estimar  $t_c$  a partir del tiempo pico (tiempo de inicio del hidrograma al punto de gasto máximo) mediante la ecuación:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad 4.8$$

La figura 19 puede utilizarse para estimar  $t_c$  cuando se conoce  $t_p$ .

Cuando no hay hidrogramas disponibles, otro procedimiento es calcular la velocidad del caudal cuando el agua en el cauce fluye a toda su capacidad, de acuerdo con el siguiente esquema.

- a) Se estima el caudal correspondiente al cauce lleno.
- b) Se calcula la velocidad promedio para el caudal adoptado. La longitud del cauce puede dividirse en tramos de características hidráulicas similares para este cálculo.
- c) Con la velocidad promedio y la longitud del valle, se calcula el tiempo de recorrido de la crecida. Se adopta este valor como  $t_c$ . Las figuras 4.8 y 4.9 se desarrollaron aquí para facilitar el cálculo de  $t_c$ .

ii) Estimaciones con base en el tiempo de retardo ( $t_L$ ). El tiempo de retardo se considera como el tiempo transcurrido entre la ocurrencia de 50% de la lluvia efectiva y 50% del escurrimiento. En cuencas pequeñas puede considerarse como el tiempo transcurrido entre la mitad de la lluvia efectiva y el tiempo al pico. El tiempo de retardo se estima como 60% del tiempo de concentración por lo que:

$$t_c = \frac{t_L}{0.6} = 1.67 t_L \quad 4.9$$

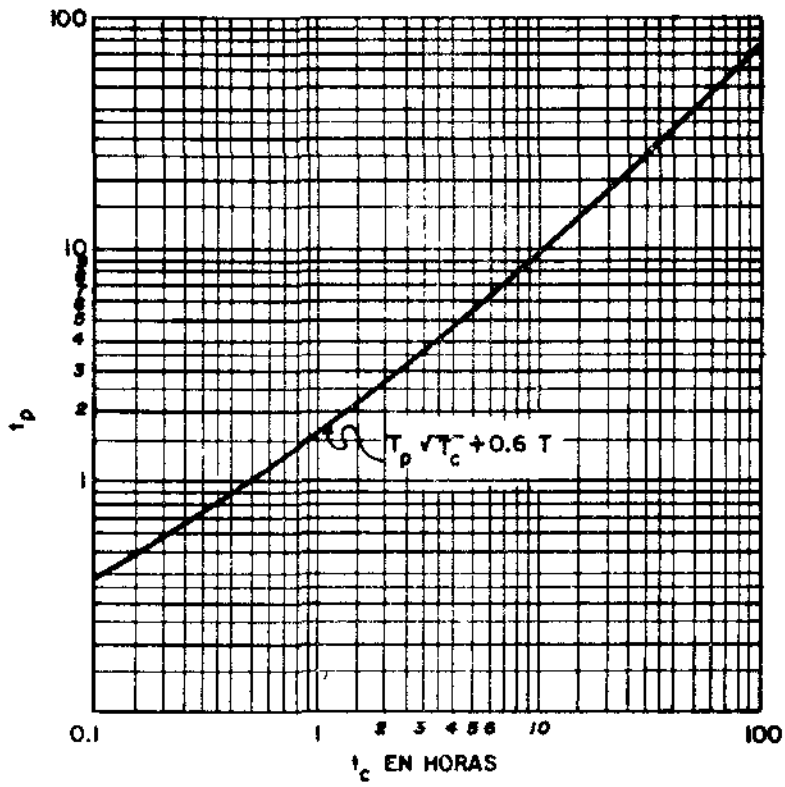


Fig. 19 Solución de  $t_c$  ó  $t_p$  en base a la ecuación  $T_p = \sqrt{T_c} + 0.6 T_c$

Para cuencas menores de 1000 ha en las que no se disponga de datos, podrá usarse la siguiente ecuación (SCS):

$$t_L = \frac{L^{0.8} (S + 1)^{0.7}}{735 y^{0.5}} \quad 4.10$$

donde  $t_L$  es el tiempo de retardo en horas; L, la longitud del cauce principal en metros; "y", la pendiente en porcentaje, y S, la infiltración potencial obtenida de la ecuación  $S = \frac{1000}{CN} - 10$ , donde CN es el número de curva (véase el inciso 6.5).

Sustituyendo el valor de S en la ecuación 4.10 se tiene:

$$t_L = \frac{L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{735 y^{0.5}} \quad 4.11$$

En la figura 20 se muestra gráficamente cómo estimar el tiempo de retardo por el método del número de curva.

Para cuencas mayores de 1000 ha será necesario hacer un análisis detallado para obtener el tiempo de concentración, el tiempo pico y el tiempo de retardo. La ecuación anterior podrá utilizarse en las subcuencas altas con superficies menores de 1000 ha, para estimar por incrementos el tiempo de retraso de una cuenca mayor.

iii) Estimaciones con base en la pendiente.- El procedimiento más conocido es la ecuación de Kirpich (1940), que en unidades métricas es:

$$t_c = 0.0195 L^{1.155} H^{-5.385} \quad 4.12$$

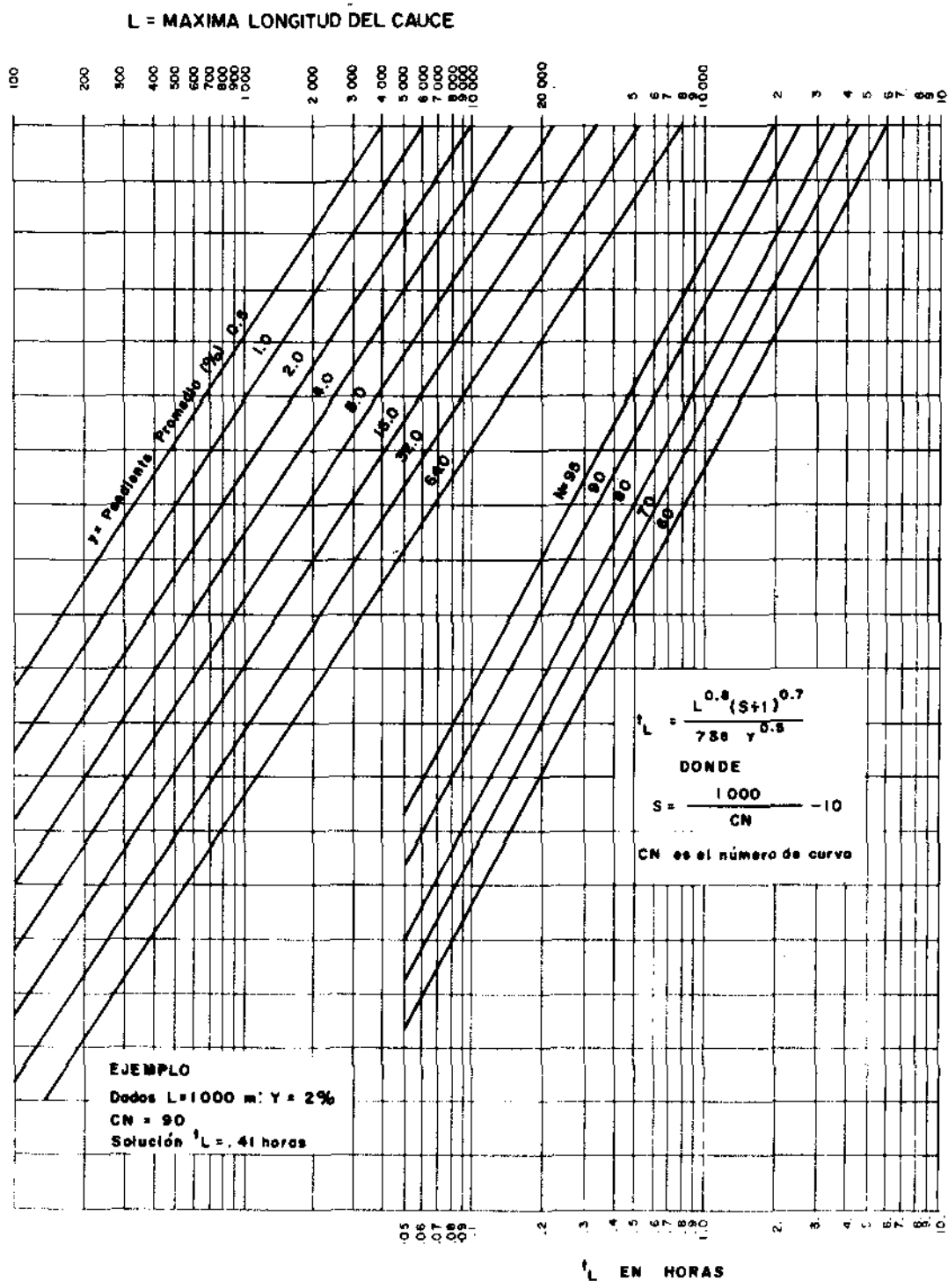
donde

$t_c$  = tiempo de concentración (minutos)

L = longitud del cauce principal hasta el punto más distante de la cuenca (m)

H = diferencia de nivel entre el punto en consideración y el más distante (m).





**FIGURA 20** Estimación del tiempo de retardo ( $t_L$ ) por el método del número de Curva (CN).

Esta ecuación tiene la desventaja de no considerar el suelo o material del cauce y, por tanto, puede conducir a grandes errores.

Los métodos descritos demuestran la dificultad para obtener  $t_c$ , lo que indica que su cálculo tiene diferentes grados de precisión, según el método que se use para hacerlo. Además de los procedimientos anteriores existen muchos otros que varían en complejidad, precisión e información necesaria.

#### 4.2.2 Gastos pico

Considerando los principios del hidrograma triangular, el gasto pico, como se ha denominado al mayor gasto de escurrimiento durante una avenida, puede estimarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$q_p = \frac{2.1 \text{ Re A}}{\frac{D}{2} + t_L}$$

4.13

requiere del conocimiento del área de la cuenca (A) en hectáreas, de la duración efectiva de la tormenta en horas (D), tiempo de retardo ( $t_L$ ) en horas y la lluvia efectiva o escurrimiento (Re) en milímetros. Esta última se calcula por el procedimiento explicado en el inciso 6.5.

Para obtener la lluvia de diseño, hay que conocer la duración D, que no puede ser mayor que el tiempo de concentración. Mediciones efectuadas en varias cuencas (SCS, 1972) indican que la duración puede obtenerse mediante la relación:

$$D = 2 \sqrt{t_c} .$$

4.14

Sin embargo si se usa ecuación para valores de  $t_c$  mayores que 4 horas, D siempre será mayor que  $t_c$  lo que sugiere que la ecuación 4.14 no es válida para cuencas pequeñas. En tal caso se sugiere adoptar una duración igual al tiempo de concentración; si se usa  $t_L$  en vez de  $t_c$  y se hace  $t_L = 0.6 t_c$  como se indicó antes, se obtiene:

$$D = t_c = \frac{t_L}{0.6} = 1.67 t_L \quad 4.15$$

y, en tal caso,  $t_p$  será:

$$t_p = \frac{1.67 t_L}{2} + t_L = 1.84 t_L . \quad 4.16$$

Reemplazando este valor en la ecuación 4.13 resulta:

$$Q = \frac{2.1 \text{ Re } A}{1.84 t_L} = \frac{1.14 \text{ Re } A}{t_L} \quad 4.17$$

en la que los parámetros se especifican como sigue:

$Q$  = litros por segundo (lps)

$\text{Re}$  = milímetros

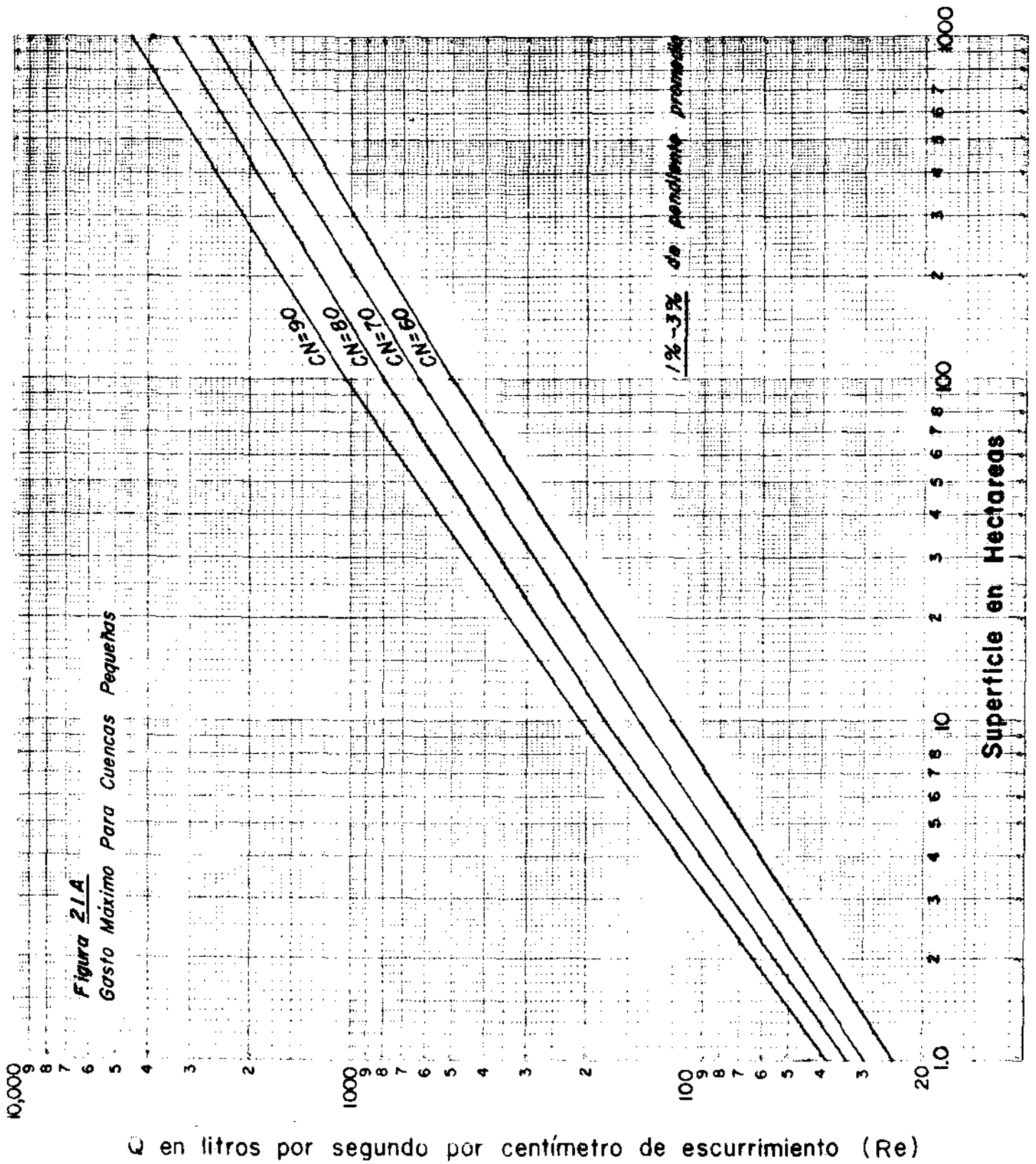
$A$  = hectáreas

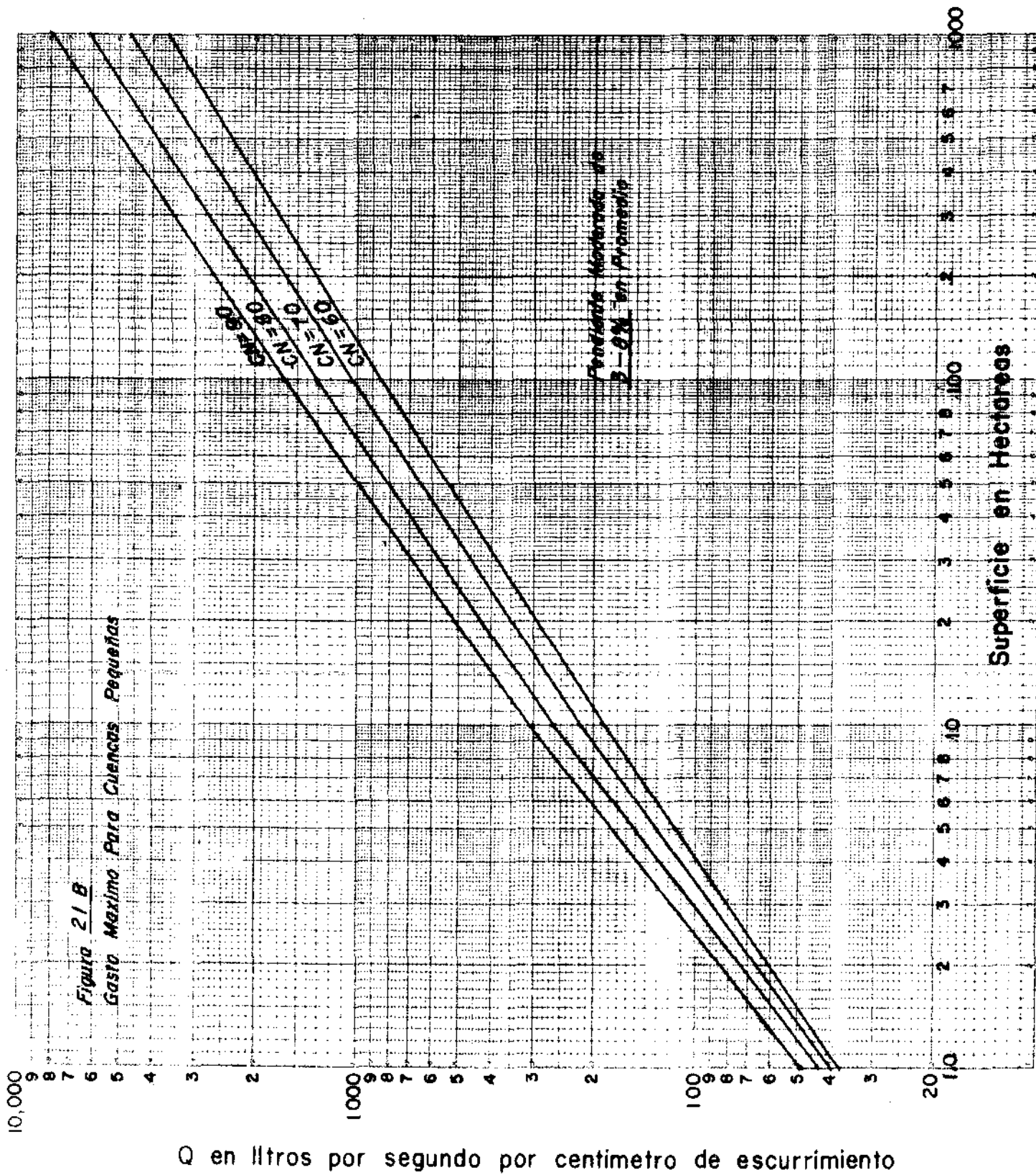
$t_L$  = horas

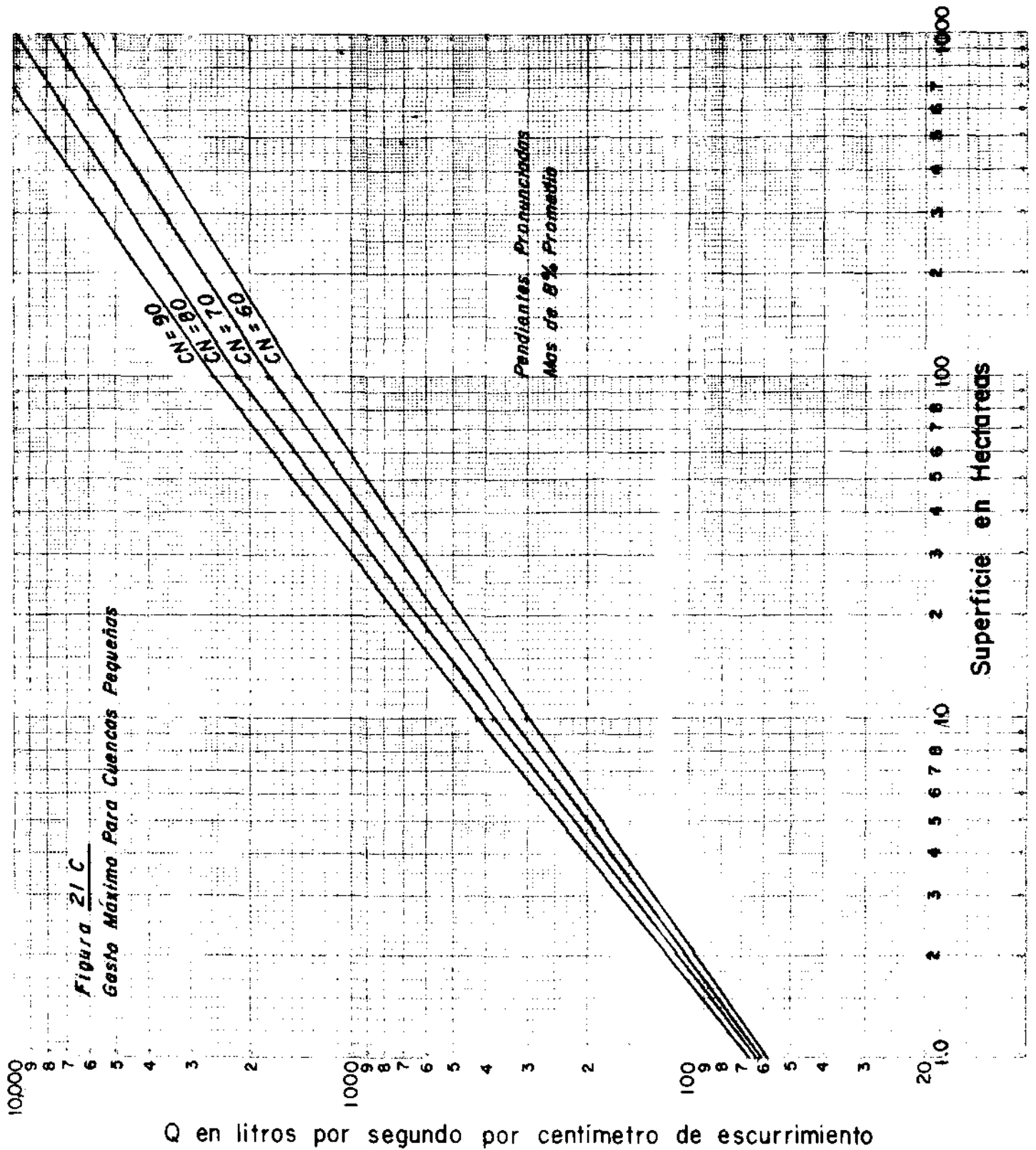
#### 4.2.3 Gastos máximos para cuencas pequeñas

El uso de fórmulas empíricas para estimar el tiempo de retardo en cuencas pequeñas puede conducir a errores importantes. Por esto, el SCS desarrolló curvas para determinar gastos máximos en cuencas menores de 1000 ha de manera fácil y congruente.

Las figuras 21 (A), (B) y (C) se dibujaron para usarse en el sistema métrico decimal y con ellas pueden obtenerse gastos -







máximos por centímetro de lluvia en exceso (Re) para diferentes condiciones topográficas (pendientes suaves, moderadas y pronunciadas). Las curvas consideran lluvias máximas en 24 horas de duración.

Conociendo las características de la cuenca y de la tormenta de diseño, el valor de la lluvia en exceso (Re) podría obtenerse directamente de la figura 30 ; este valor, multiplicado por el obtenido de las curvas de gastos, dará el escurrimiento máximo estimado (en m<sup>3</sup>/s) para un área determinada.

#### 4.2.4 Gastos máximos para cuencas con tiempos de concentración menor de 10 horas

Para cuencas con tiempos de concentración menores de 10 horas se dibujaron curvas especiales para facilitar el cálculo de gastos máximos. Para cuencas grandes, con tiempos de concentración mayores de 10 horas, se requieren análisis y estudios especiales cuya elaboración queda fuera del alcance de este manual.

Para el cálculo de gasto máximo se seguirán los siguientes pasos:

a) La figura 22 relaciona el radio hidráulico con el ancho del fondo de cauces para diferentes profundidades del agua, suponiendo para éstos una forma trapezoidal.

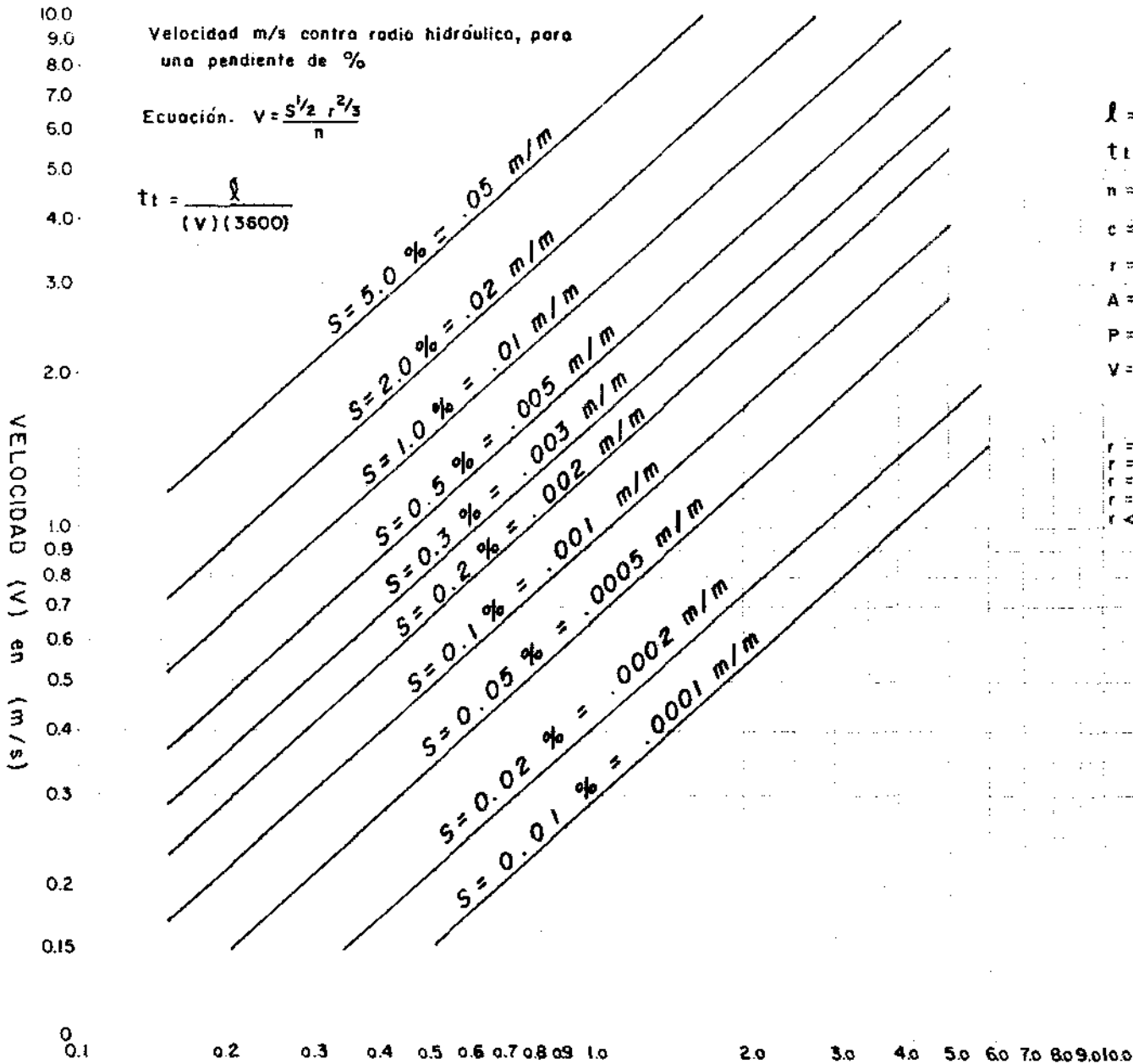
b) Una vez obtenido el valor del radio hidráulico para los diferentes tramos de cauce con características hidráulicas similares podrá usarse la figura 23 para determinar la velocidad media en cada tramo. En esta curva se consideraron valores variables de coeficiente de rugosidad (n) en función del radio hidráulico, como se muestra en el recuadro de la figura mencionada.

c) El tiempo de concentración total será la suma de los tiempos de recorrido ( $t_L$ ) de cada tramo, que se estiman con la ecuación:

$$t_t = \frac{L}{3600 v} \quad 4.18$$







$l$  = longitud del cauce (m)  
 $t_t$  = tiempo recorrido (seg)  
 $n$  = coeficiente de rugosidad  
 $c$  = pendiente m/m  
 $r$  = radio hidráulico m  
 $A$  = área m<sup>2</sup>  
 $P$  = perímetro mojado m  
 $V$  = velocidad m/s

$r = .25$	$n = .045$
$r = .5$	$n = .040$
$r = 1.0$	$n = .035$
$r = 2.0$	$n = .027$
$r < 4.0$	$n = .025$

Figura. 23 Radio Hidráulico (m)  $RH = \frac{A}{p.m.}$  versus velocidad

donde  $L$  es la longitud del tramo en metros;  $v$ , la velocidad media en m/s, y  $t_t$ , el tiempo de recorrido en segundos.

d) Una vez estimado el tiempo de concentración ( $t_c$ ), con la ayuda de la figura 24 podrá obtenerse el gasto unitario pico ( $q_p$ ) en  $m^3/s$  por  $km^2$  y por cm de precipitación en exceso; este valor, multiplicado por el área de la cuenca y la lluvia en exceso, determinará el gasto máximo generado en la cuenca.

e) Para el cálculo del gasto máximo podrá hacerse uso también de la figura 25 que presenta un juego de curvas para valores de lluvia en exceso que varían de 6 a 20 centímetros y proporcionan valores de gastos máximos por  $km^2$  de área de cuenca en función del tiempo de concentración.

#### Ejemplo para cuencas grandes

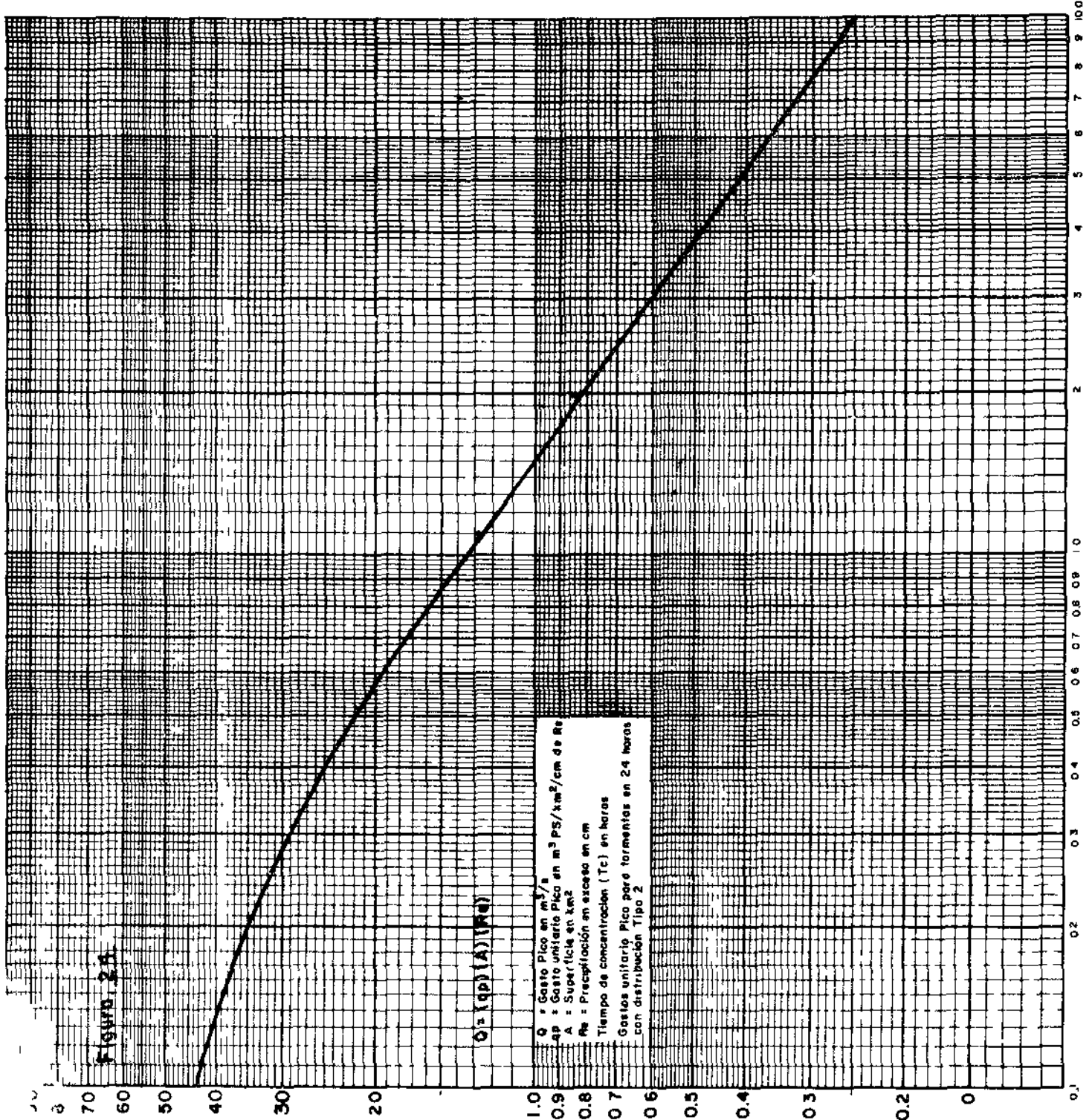
Obtener el gasto máximo generado por una tormenta de 183 mm, asociada con un período de retorno de 10 años y una duración de 24 horas, en una cuenca con las siguientes características:

$$\text{Area de la Cuenca: } A = 5000 \text{ ha} = 50 \text{ km}^2$$

$$\text{Número de Curva: } CN = 76$$

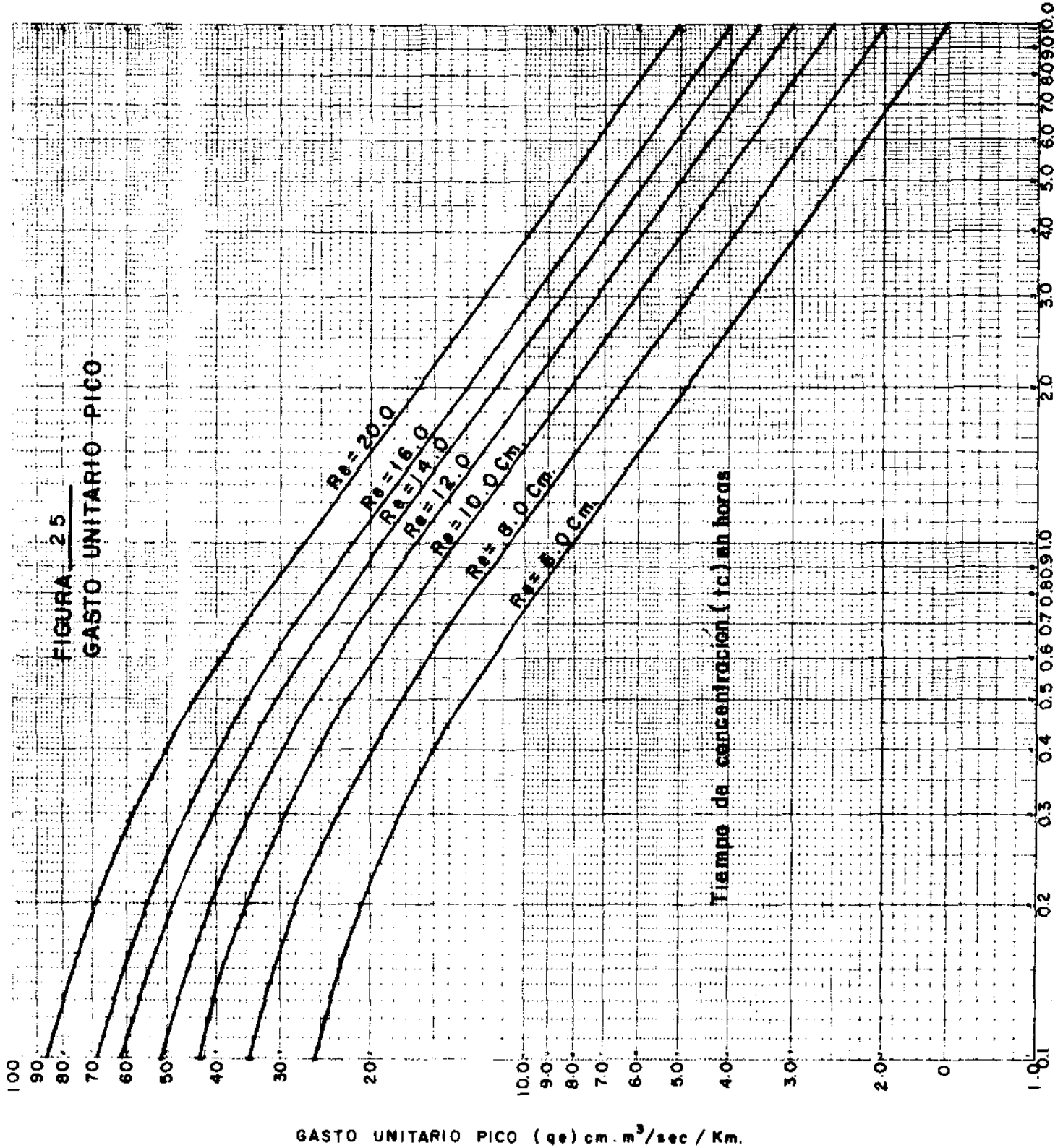
Se distinguen tres tramos de secciones hidráulicas similares en la corriente principal con las siguientes características:

Tramo	Longitud (L) en metros	Ancho plantilla promedio (w) en metros.	Profundidad (d) en metros	Pendiente
1	6000	10	3	0.0002
2	2500	5	2	0.005
3	<u>1700</u>	<u>1</u>	<u>1</u>	<u>0.02</u>
TOTAL	11200			



Gasto unitario Pico (qp) en  $m^3 s/km^2/cm$  de Re

FIGURA 25  
GASTO UNITARIO PICO



GASTO UNITARIO PICO (qe) cm. m<sup>3</sup>/sec / Km.

Solución:

a) De la figura 30 , para una precipitación de 188 mm y CN = 76, se tiene un valor de la lluvia en exceso  $Re = 11.75$  cm.

b) De las figuras 22 y 23 se determinan los valores del radio hidráulico (r) primero, y con éstos la velocidad (v), para calcular los tiempos de recorrido por tramos ( $t_t$ ) y el tiempo de concentración total ( $t_c$ ), como se indica a continuación:

Tramo	L (m)	W (m)	d (m)	r (m)	S	$V(\frac{m}{s})$	$t_t$ (hr)	
1	6000	10	3	2.1	0.0002	0.78	2.14	
2	3500	5	2	1.3	0.005	0.81	1.20	
3	1700	1	1	0.55	0.02	2.30	<u>0.21</u>	
Tiempo de Concentración $t_c$							=	3.55 horas

c) Con el valor del tiempo de concentración estimado se utiliza la figura 24 para encontrar el gasto pico unitario que en este caso resulta:

$$q_p = 0.54 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2/\text{cm de Re} .$$

d) Por tanto, el gasto máximo generado en la cuenca por la tormenta especificada será el resultado de multiplicar el valor unitario por la superficie de la cuenca y la lluvia en exceso estimada, como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= q_p (A) (Re) \\ &= 0.54 (50) (11.75) \end{aligned}$$

$$Q_{\max} = 317.25 \text{ m}^3/\text{seg} .$$

e) Este valor podrá obtenerse también usando la figura 25 para un tiempo de concentración  $t_c = 3.55$  h y lluvia en exceso  $R_e = 11.75$  cm, que da un gasto unitario pico  $q_p = 6.3$  m<sup>3</sup>/seg/km<sup>2</sup>.

f) Este valor multiplicado por el área de la cuenca  $A = 50$  km<sup>2</sup> determina finalmente:

$$Q_{\max} = (6.3 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2) (50 \text{ km}^2)$$

$$Q_{\max} = 315 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

Ejemplo para cuencas pequeñas

Obtener el gasto máximo generado por una tormenta de 17.2 cm con duración de 24 horas y asociada con período de retorno de 10 años, en una cuenca con una superficie de 760 hectáreas, pendiente promedio de 5.5% y número de curva  $CN = 78$ .

Solución:

a) La lluvia en exceso se obtiene de la figura 30, conocidos los valores de la precipitación de diseño  $P_e = 17.2$  y el número de curva  $CN = 78$ , lo que da un valor de:

$$R_e = 11.5 \text{ cm}.$$

b) La figura 21 B se utiliza para estimar el gasto máximo por centímetros de lluvia en exceso; para una superficie  $A = 760$  ha y  $CN = 78$  y topografía de pendiente moderada  $S = 5.5\%$  se lee en ella:

$$Q_{\max} = 7400 \text{ lps/cm de } R_e.$$

c) Finalmente, multiplicando este valor por la lluvia en exceso se obtiene el gasto máximo generado en la cuenca por la lluvia especificada, que resulta:

$$Q_{\max} = (4700 \text{ lps/cm}) (11.5 \text{ cm})$$

$$Q_{\max} = 54\,050 \text{ lps} = 54.05 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 4.2.5 Hidrogramas sintéticos

Para estimar el hidrograma de escurrimiento resultante de una tormenta de diseño, uno de los procedimientos más utilizados es la obtención de un hidrograma sintético, en especial en áreas pequeñas con tiempos de concentración menores de 10 h para los que no se disponga de información hidrométrica.

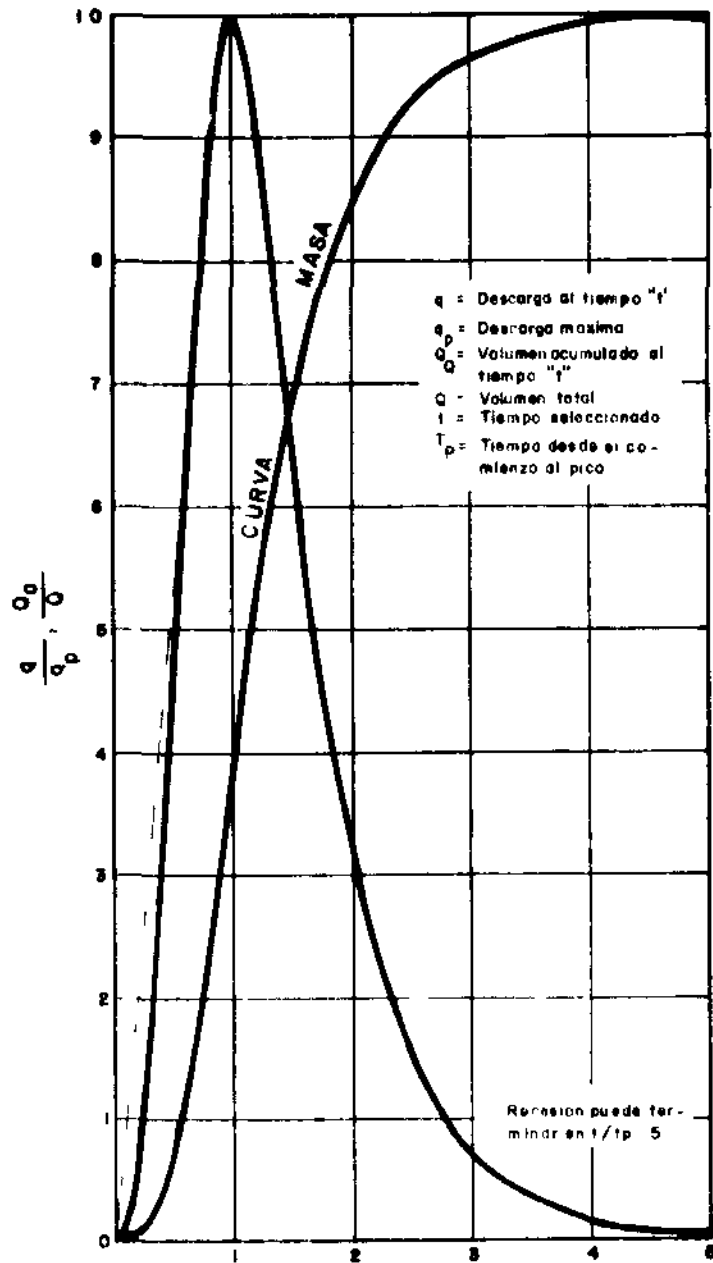
Los hidrogramas sintéticos se obtienen mediante el análisis de información de cuencas que cuenten con registros hidrométricos; los dos tipos de hidrogramas sintéticos más utilizados son: el hidrograma adimensional y el hidrograma triangular. Algunos modelos de simulación que se utilizan en cuencas sin registro son una variante de los hidrogramas sintéticos. Estos deben calibrarse y, por lo tanto, no pueden aplicarse en la generalidad de los casos.

##### Hidrograma adimensional

Este hidrograma se construye con base en los hidrogramas unitarios de un grupo de cuencas que cuenten con mediciones de gastos; para esto, se toman el tiempo pico ( $t_p$ ) y el gasto máximo ( $q_p$ ) como la unidad y luego se traza la gráfica de las relaciones  $t/t_p$  contra  $q/q_p$ , donde  $t$  es un tiempo cualquiera y  $q$  el valor correspondiente de escurrimiento. La figura 26 y el cuadro 13 muestran una de las formas de representar las relaciones antes mencionadas. Para obtener el hidrograma completo para una cierta tormenta hay que estimar  $q_p$  y  $t_p$  por los métodos que se mencionan más adelante y luego, utilizando las relaciones  $t/t_p$  y  $q/q_p$  correspondientes a una cuenca con registros, reconstruir el hidrograma. El cuadro 14 presenta un ejemplo del uso de este tipo de hidrograma.

# FIGURA 26

## HIDROGRAMA Y CURVA MASA





CUADRO 13.  
Relaciones a utilizar en el hidrograma  
adimensional

Relación de Tiempo ( $T/T_p$ )	Relación de Descarga ( $q/q_p$ )	Relación de la Curva masa ( $Q_a/Q$ )
0	0	0
0.1	0.015	0.001
.2	.075	.006
.3	.16	.018
.4	.28	.037
.5	.43	.068
.6	.60	.110
.7	.77	.163
.8	.89	.223
.9	.97	.300
1.0	1.00	.375
1.1	.98	.450
1.2	.92	.517
1.3	.84	.577
1.4	.75	.634
1.5	.66	.683
1.6	.56	.727
1.8	.42	.796
2.0	.32	.848
2.2	.24	.888
2.4	.18	.916
2.6	.13	.938
2.8	.098	.954
3.0	.075	.967
3.5	.036	.984
4.0	.018	.993
4.5	.009	.997
5.0	.004	.999
infinito	0	1.000

CUADRO 14.

Ejemplo del Uso del Hidrograma Adimensional

Dados:  $A = 20.48 \text{ km}^2 = 2048 \text{ has}$   
 $t_c = 3.0 \text{ horas}$   
 $D = 2.0 \text{ horas}$   
 $Q = 25.4 \text{ mm.}$

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c = \frac{2}{2} + 0.6 (3.0) = 2.8 \text{ hrs.}$$

$$q_p = \frac{2.1 A Q}{1000 t_p} = \frac{2.1 (2048) 25.4}{1000 (2.8)} = 39.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Relación de Tiempo (T/T <sub>p</sub> )	Tiempo (horas)	Relación de Descarga (q/q <sub>p</sub> )	Descarga (m <sup>3</sup> /seg)
0	0	0	0
0.2	0.56	0.075	2.9
.4	1.12	.28	10.9
.6	1.68	.60	23.4
.8	2.24	.89	34.7
1.0	2.80 (t <sub>p</sub> )	1.00	39.0 (q <sub>p</sub> )
1.2	3.36	.92	35.9
1.4	3.92	.75	29.3
1.6	4.48	.56	21.8
1.8	5.04	.42	16.4
2.0	5.60	.32	12.5
2.2	6.16	.24	9.4
2.4	6.72	.18	7.0
2.6	7.28	.13	5.1
2.8	7.84	.098	3.8
3.0	8.40	.075	2.9
3.5	9.80	.036	1.4
4.0	11.20	.018	0.7
4.5	12.60	.009	0.4
5.0	14.00	<u>1/</u>	<u>1/</u>

1/ Tomado como cero para terminar el hidrograma.

## Hidrograma triangular

La figura 27 A presenta un hidrograma curvilíneo semejante a los hidrogramas naturales. Este puede convertirse a otro equivalente de forma triangular como aparece en la figura 27 B ; de esa manera el análisis de los componentes se torna mucho más fácil. De acuerdo con la figura 27 B se tiene:

$$Re = \frac{q_i t_p}{2} + \frac{q_i t_r}{2} \quad 4.19$$

donde:

Re - Volumen de escurrimiento

$q_i$  = Gasto máximo unitario

$t_p$  = Tiempo pico

$t_r$  = Tiempo de recesión

Dejando el gasto máximo y unitario se obtiene:

$$q_i = \frac{2 Re}{t_p + t_r} \quad 4.20$$

El análisis de numerosos hidrogramas demuestra que hay una relación entre  $t_p$  y  $t_r$ . Empíricamente se encuentra que:

$$t_r = 1.67 t_p \quad 4.21$$

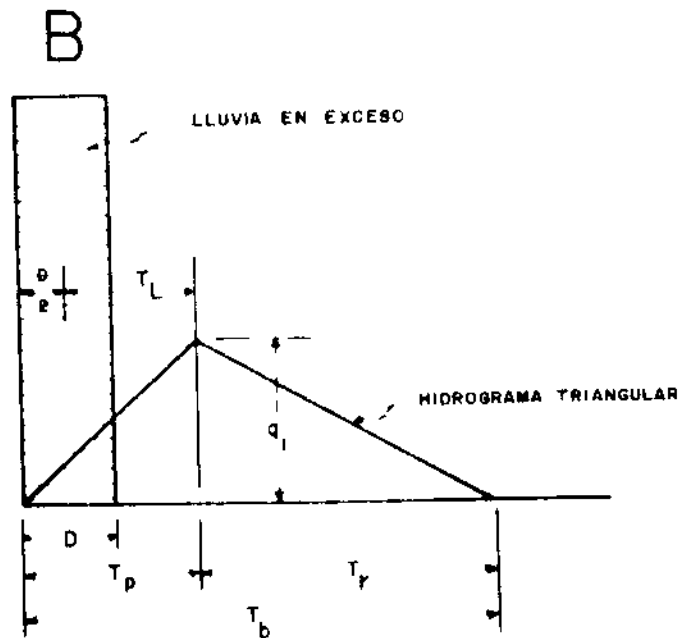
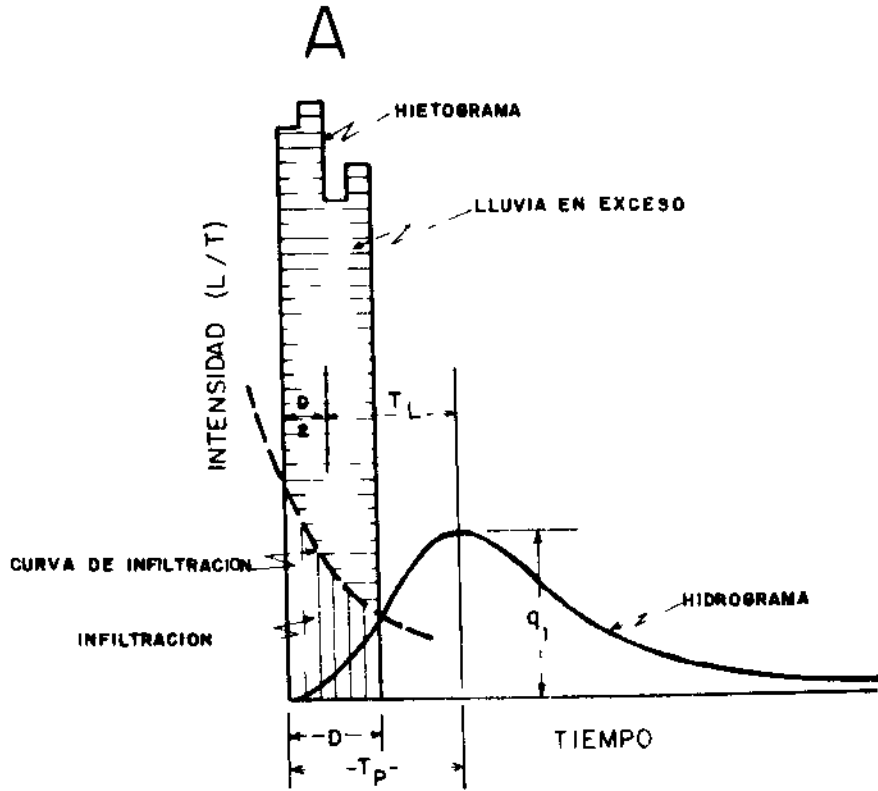
Combinando la ecuación 4.20 con la 4.21 se obtiene:

$$q_i = \frac{0.75 Re}{t_p} \quad 4.22$$

que proporciona el gasto unitario como una intensidad (L/T); para convertir  $q_i$  en gasto total, hay que relacionar Re con el área de la cuenca. La ecuación general resulta entonces:

FIGURA 27

EL HIDROGRAMA TRIANGULAR Y SUS COMPONENTES.



$$Q = \frac{KA Re}{t_p} \quad 4.23$$

donde K depende de las unidades de  $t_p$ , A y Re. Para el caso de  $t_p$  en horas, A en hectáreas, Re en milímetros y Q en litros por segundo,  $K = 2.1$ . Como no es fácil de obtener  $t_p$ , se utiliza la siguiente relación empírica:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_L \quad 4.24$$

que aparece en la figura 27 (b), donde:

$t_p$  = tiempo pico en horas

D = duración de la lluvia efectiva en horas

$t_L$  = tiempo de retardo en horas.

Así, la ecuación 4.23 combinada con la ecuación 4.24 y utilizando  $K = 2.1$  queda como:

$$Q = \frac{2.1 Re}{0.5D + t_L} \quad 4.25$$

en la que Q se expresa en litros por segundo. El valor de  $t_c$  podrá determinarse con la ecuación 4.12 utilizando la relación empírica

$$t_L = 0.6 t_c$$

con lo que se obtiene

$$Q = \frac{2.1 Re}{0.5D + 0.6 t_c} \quad 4.26$$

Esta ecuación puede utilizarse para calcular los gastos máximos. La naturaleza de las relaciones presentadas en la figura 27 (b) indica que existe un límite en la duración D, que no debe exceder al tiempo de concentración.

Para construir el hidrograma de una cierta tormenta, se obtienen los valores correspondientes de  $Re$ ,  $A$ ,  $D$  y  $t_c$ ; luego, con la ecuación 4.26 y utilizando las relaciones antes mencionadas se obtienen los demás puntos del hidrograma:

$$t_b = 2.67 t_p \quad 4.27$$

y

$$t_r = 1.67 t_p \quad 4.28$$

#### Ejemplo de hidrograma triangular

Se desea obtener el hidrograma de una cuenca de 3000 ha para un evento cuyo gasto máximo es  $Q = 249 \text{ m}^3/\text{seg}$  ó 249 000 lps, y su escurrimiento  $Re = 63 \text{ mm}$ . En este caso podría encontrarse a  $t_p$  a partir de la ecuación 4.23 para  $K = 2.1$  de la siguiente manera:

$$t_p = \frac{2.1 A Re}{Q} \quad 4.29$$

y, entonces

$$t_p = \frac{(2.1) (3000) (63)}{249\ 000} = \underline{1.6 \text{ horas}}$$

Sustituyendo en la ecuación 4.27

$$t_b = 2.67 t_p = (2.67) 1.6 = \underline{4.3 \text{ horas}}$$

Al graficar  $Q$ ,  $t_p$  y  $t_b$  unidos por líneas rectas se obtiene el hidrograma triangular.

#### Ejemplo de hidrograma triangular

Definir las características del hidrograma triangular para una cuenca de 3000 ha, con tiempo de concentración estimado en 6.0 h

y una tormenta de 3.0 h de duración que generó un escurrimiento de  $107 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Datos:  $A = 3000 \text{ ha}$   
 $t_c = 6.0 \text{ h}$   
 $D = 3.0 \text{ h}$   
 $Q = 107 \text{ m}^3/\text{seg} = 107\,000 \text{ lps}$ .

Con la ecuación 4.24 y considerando  $t_L = 0.6 t_c$ :

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c \frac{3.0}{2} = 0.6 (6) = 5.1 \text{ horas}$$

y

$$t_b = 2.67 (5.1) = \underline{13.6 \text{ horas}}$$

Con estos datos puede construirse el hidrograma triangular.

Para obtener  $Re$  se utiliza la ecuación 4.29,

$$Re = \frac{t_p Q}{2.1 A}$$

Entonces,

$$Re = \frac{5.1 (107\,000)}{3000 (2.1)} = 87 \text{ mm}.$$

4.2.6 El Método Racional. Este método es muy popular en el mundo entero debido a su simplicidad; sin embargo, su utilización puede inducir a cometer errores de gran magnitud si no se toman en cuenta todas sus limitaciones. El método se basa en la ecuación:

$$q_p = C i A \quad \dots \dots \dots \quad 4.30$$

donde:

$q_p$  = Caudal máximo para una intensidad de lluvia de una frecuencia dada (lps).

$C$  = Constante en el intervalo de 0 a 1 que representa las condiciones de la cuenca.

$i$  = Intensidad de lluvia para la frecuencia dada y de duración igual al tiempo de concentración (lps/ha)

A = Area de la cuenca (ha)

El coeficiente C se obtiene de tablas similares a las que se presentan en el cuadro 15 ; y los valores de i, de estudios hidrológicos. Si se requiere utilizar la intensidad en mm/h, la ecuación 4.30 se transforma en:

$$q_p = 2.78 C i A \dots\dots\dots 4.31$$

donde:

i = mm/h

2.78 = factor de conversión

Cuando la cuenca sea heterogénea, el coeficiente se calcula con base en un promedio ponderado de los coeficientes parciales obtenidos al subdividir la cuenca en subparcelas homogéneas.

Ejemplo: Obtener el caudal máximo esperado para una frecuencia de 10 años en una cuenca con las siguientes características:

área = 30 ha (14% bosque, 50% pasto y 36% cultivos)

longitud del cauce principal = 1020 m

diferencia de nivel = 66 m

suelo = semipermeable

Cálculos iniciales

a)  $t_c = 0.0195 L H = 11.6 \text{ min}$  (Ec. 4.12)

b)  $C = 0.14 \times 0.30 + 0.5 \times 0.40 + 0.30 \times 0.45 = 0.38$   
(los valores se tomaron para pendiente entre 1 y 5 por ciento). Véase cuadro 15.

c) Para una frecuencia de 10 años y 0.19 h se encontró  
i = 127 mm/h

d)  $q_p = 2.78 \times 0.38 \times 127 \times 30 = 4024.9 \text{ lps}$



COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
CODERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		50%	20%	5%	1%	
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
C U L T I V O S	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

NOTA.- Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:

Cultivos: multiplicar por 1,10

Hierba, Pastos y vegetación ligera, Bosques y densa vegetación: multiplicar por 1,30

CUADRO 15. Coeficiente de Escorrentía

La fórmula racional puede representarse en forma gráfica (véase la figura 28 por medio de un hidrograma en el que el tiempo al pico  $t_p$  es igual al tiempo de concentración  $t_c$  con una lluvia efectiva de intensidad  $i$  y duración  $D$ .

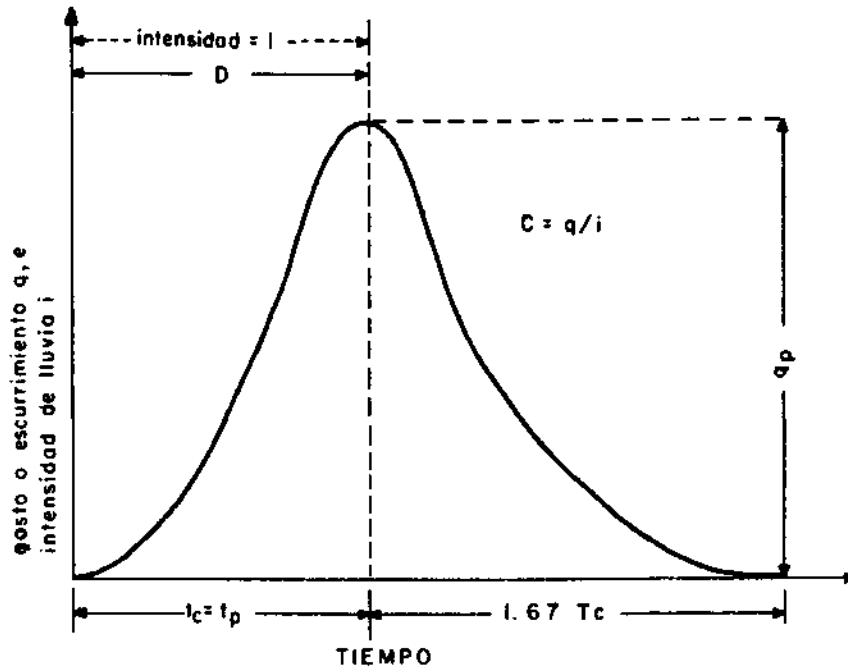


Figura 28

#### 4.3 Estimación de gastos de diseño en cuencas planas

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos ha estudiado por medio de aforos la forma en que el gasto unitario proveniente de una lluvia en exceso en cuencas "planas" (pendientes de 1% o menores) decrece a medida que aumenta el área de aportación al dren; así, ha establecido la siguiente fórmula para el gasto de diseño de los drenes:

$$Q = C A^{5/6} \quad 4.32$$

donde:

Q = Capacidad requerida del dren en m<sup>3</sup>/seg

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la magnitud de la tormenta contra la que se quiere dar protección

A = Area de drenaje en hectáreas.

Esta fórmula se aplica en áreas donde las pendientes del terreno son menores que 1% y también en porciones pequeñas de terreno pronunciado de una cuenca, pero donde predominen las áreas planas.

A partir de registros de escurrimientos y estudios sobre lluvias en exceso en cuencas de áreas planas se observa que la tasa de escurrimiento por unidad de área decrece al aumentar la superficie a drenar. Esta variación, indicada por el exponente de K en la fórmula, varía para cada cuenca y con la intensidad y duración de las tormentas. No obstante, existe información confiable para justificar el uso del exponente A igual a 5/6 para determinar los coeficientes de drenaje superficial para todas las cuencas planas.

El escurrimiento en las partes altas de las cuencas con terrenos en pendiente se estimará de acuerdo con los procedimientos señalados en el inciso anterior. Así, el gasto de diseño de una cuenca

completa podría determinarse añadiendo al estimado en las partes altas el cálculo hecho con los métodos señalados en este capítulo.

El coeficiente C usado en la fórmula de drenaje superficial podrá determinarse de acuerdo con las recomendaciones de Stephens y Mills y los procedimientos desarrollados y usados por el SCS, mediante la siguiente relación:

$$C = 4.59 + 1.62 Re \quad 4.33$$

donde Re es la lluvia en exceso en milímetros. En la figura 29 se muestra esta fórmula en forma gráfica.

La lluvia en exceso dependerá del nivel de protección que se desee proporcionar a los cultivos.

El valor de Re se calcula con la siguiente ecuación:

$$Re = \frac{(P + 50.8 - \frac{5080}{CN})}{P - 203.2 + \frac{20320}{CN}} \quad 4.34$$

donde:

Re = lluvia en exceso (en milímetros)

P = precipitación para la duración y tiempo de retorno seleccionado (en milímetros)

CN = número de curva de acuerdo con el uso del suelo, condición hidrológica y tipo de suelo en el área (véase el inciso 6.5).

Al determinar Re para cuencas planas deberán considerarse los siguientes factores:

- Es normal y no necesariamente dañino que el agua se acumule a profundidades someras en las tierras planas durante intensos o extensos períodos de lluvia. Tales acumulaciones se extenderían por lapsos relativamente cortos.

- No es práctico contener todo el escurrimiento dentro de canales en tierras planas, excepto para tormenta de extrema baja intensidad y corta duración.

El nivel tipo de protección en tierras planas se refiere a la duración y frecuencia de tormentas contra las que se quieran proteger, así como a la profundidad y duración de la inundación, para que no ocurran pérdidas significativas en los cultivos.

Normalmente se toma la lluvia máxima en 48 horas para el período de retorno hasta el que se desee dar protección, se calcula la lluvia en exceso correspondiente y se divide entre dos. La protección no debe ser contra tormentas de baja frecuencia; se recomiendan períodos de retorno de 2 a 5 años, dependiendo de la clase de cultivo.

Para cultivos de alto valor con baja tolerancia a la inundación, es deseable una protección contra una tormenta de 10 años de frecuencia.

Las figuras 29 , 30 y 31 se han elaborado como ayuda al diseño, para estimar obras de drenaje de manera más exacta y eficiente.

Con la figura 30 puede estimarse  $R_e$  en función de la tormenta de diseño. Mientras que la figura 29 permite el coeficiente de drenaje  $C$  de la ecuación 4.33, una vez conocido el valor de  $R_e$ . La figura 31 da los valores de  $Q$  en lps por hectárea, conocidos  $C$  y el área a drenar en hectáreas, para cuencas de 1 a 100 000 hectáreas.

Por su parte las figuras 32 A y 32 B relacionan los gastos generados para diferentes áreas (de 0.1 a 10 000 hectáreas) con los valores de  $C$ .

FIGURA 29

DETERMINACION DE LOS VALORES DE "C" PARA LA  
ECUACION  $Q = C A^{\frac{5}{6}}$

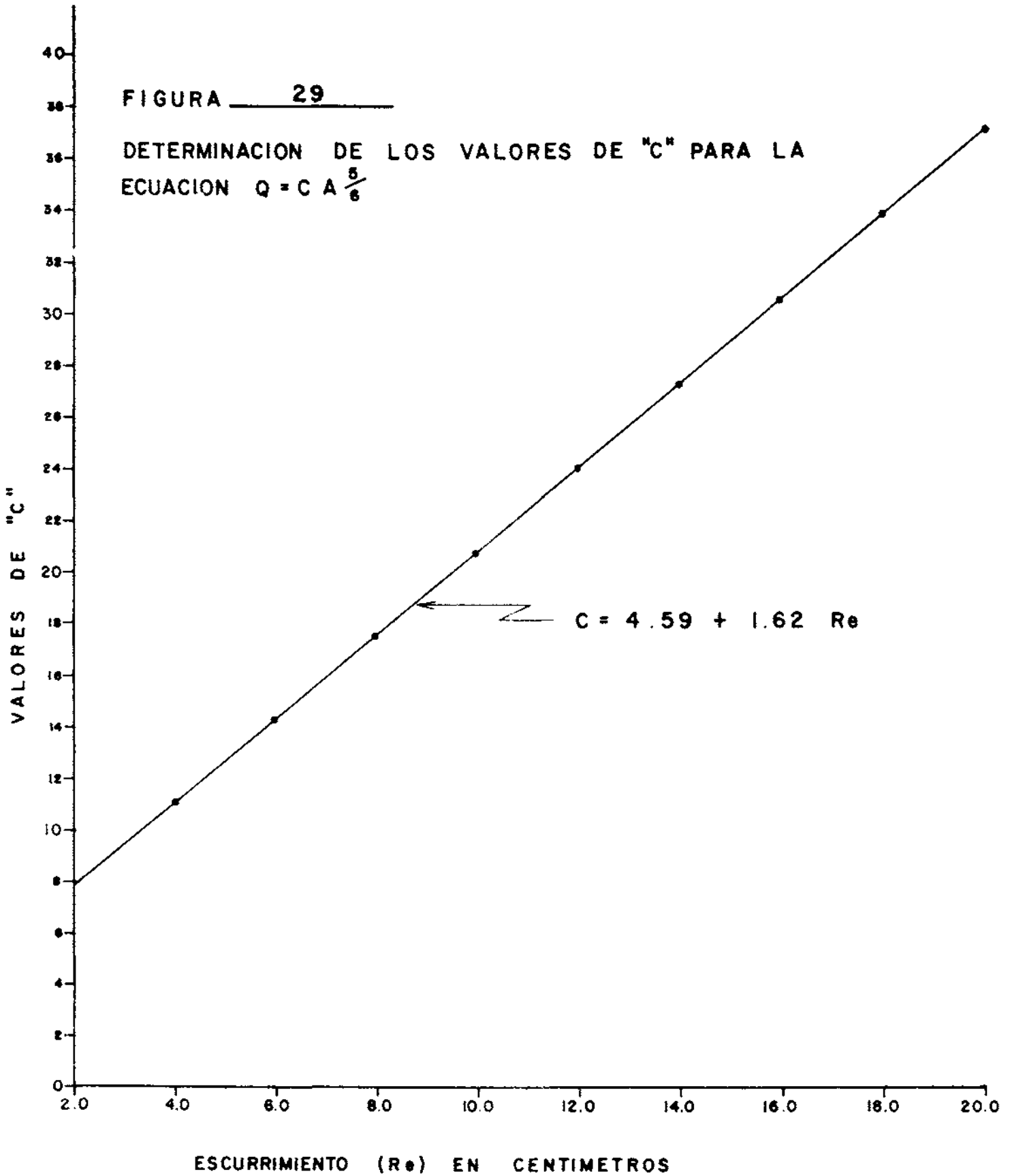


FIG. 30 GRAFICA PARA CALCULAR LA PRECIPITACION EN EXCESO (Re)

ECUACION 3.10

$$Re = \frac{(P + 50.8 - \frac{5080}{CN})^2}{P - 203.2 + \frac{20320}{CN}}$$

$$CN = \frac{2540}{25.4 + S}$$

PRECIPITACION EN EXCESO (Re) EN cms.

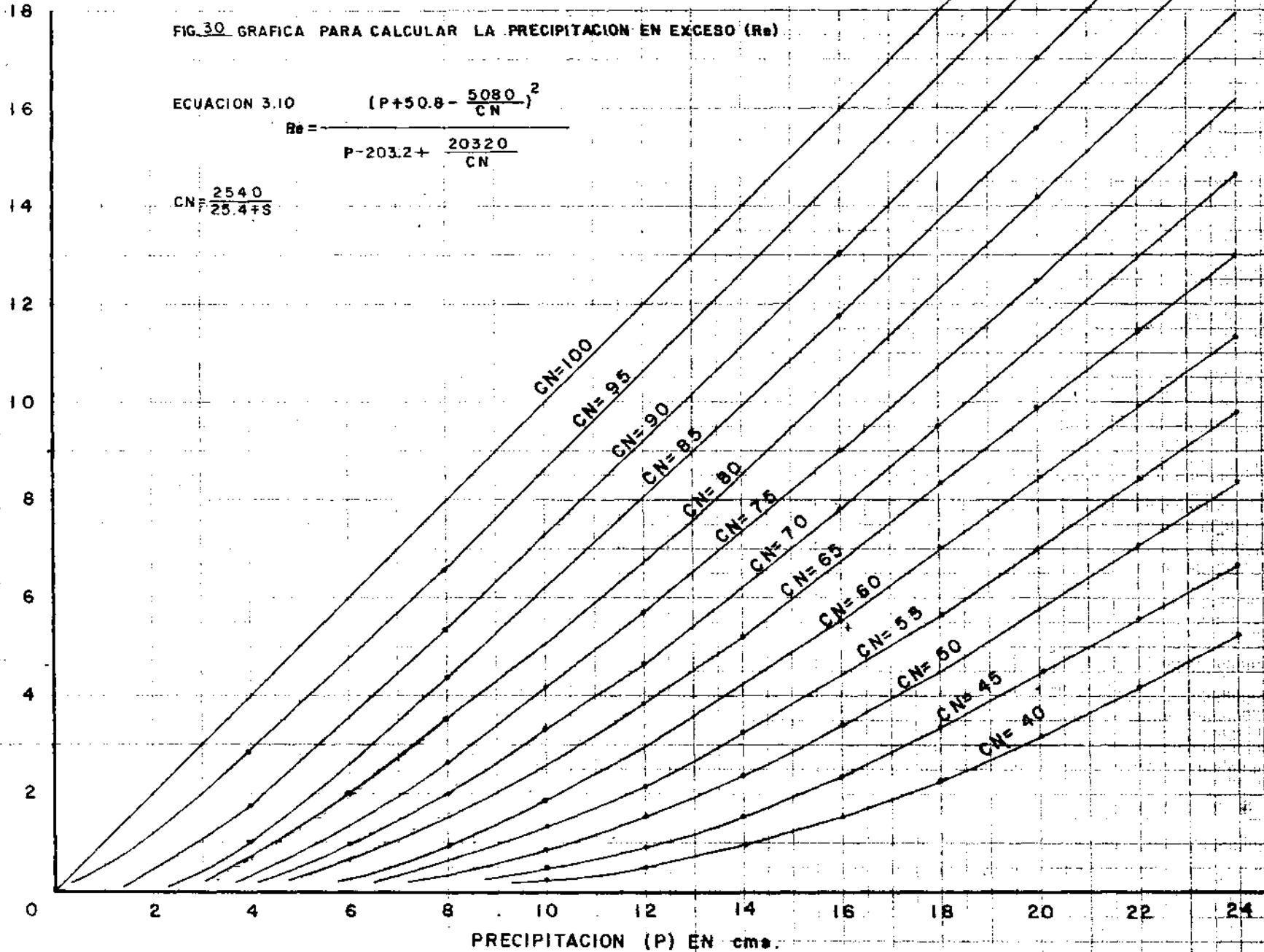
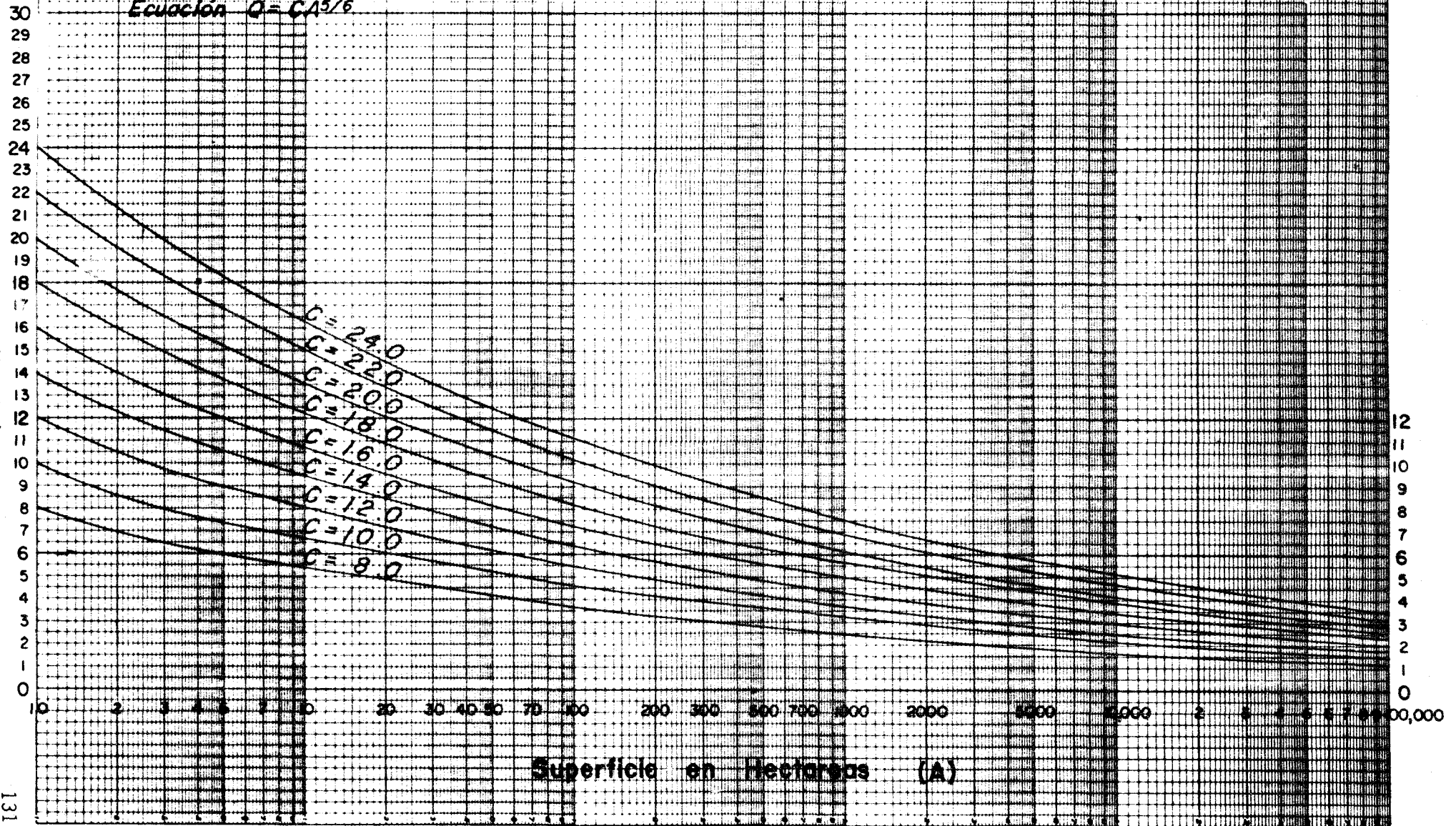


Figura 31

Determinación de el Coeficiente de Drenaje

Ecuación  $Q = CA^{5/6}$

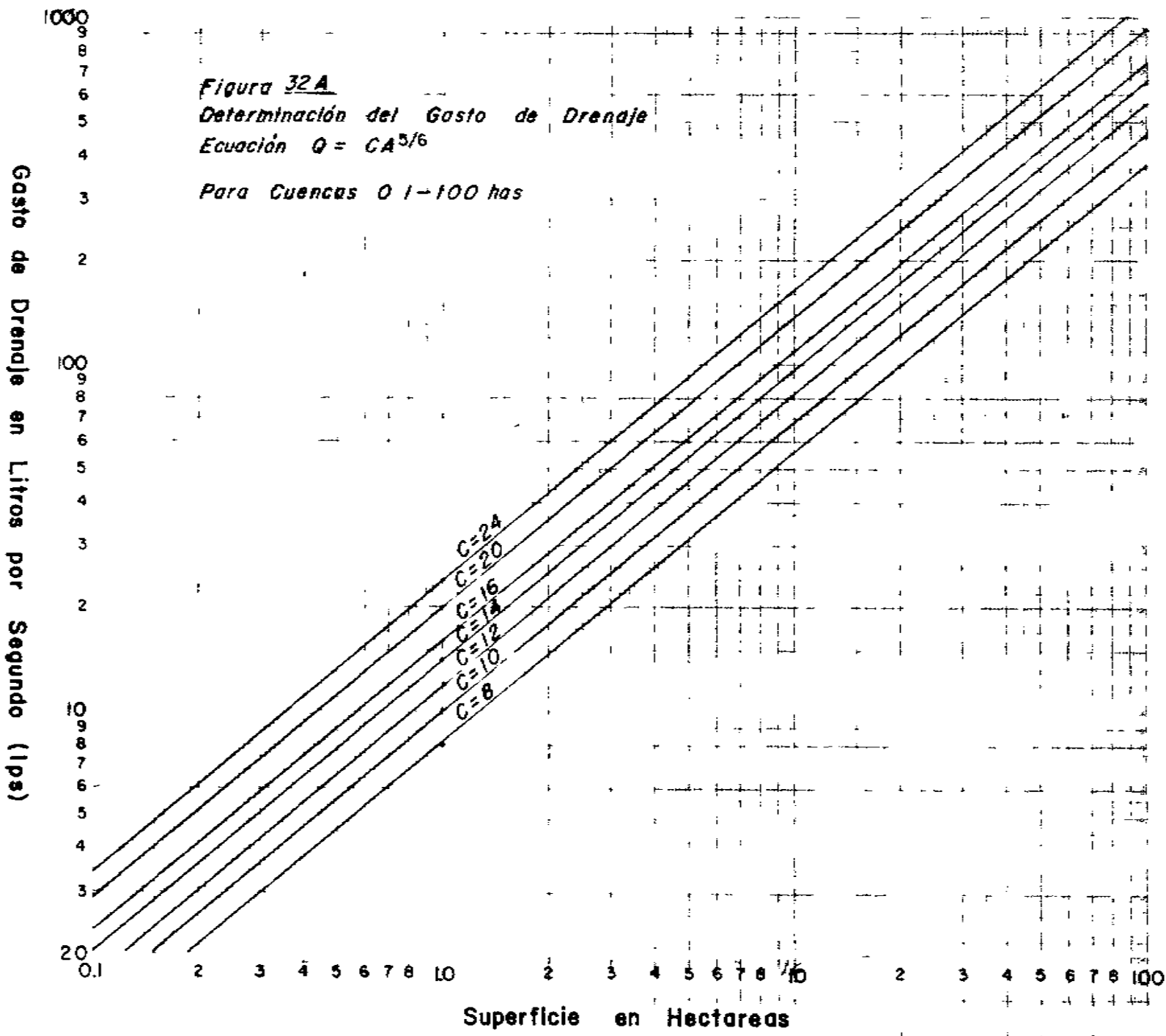


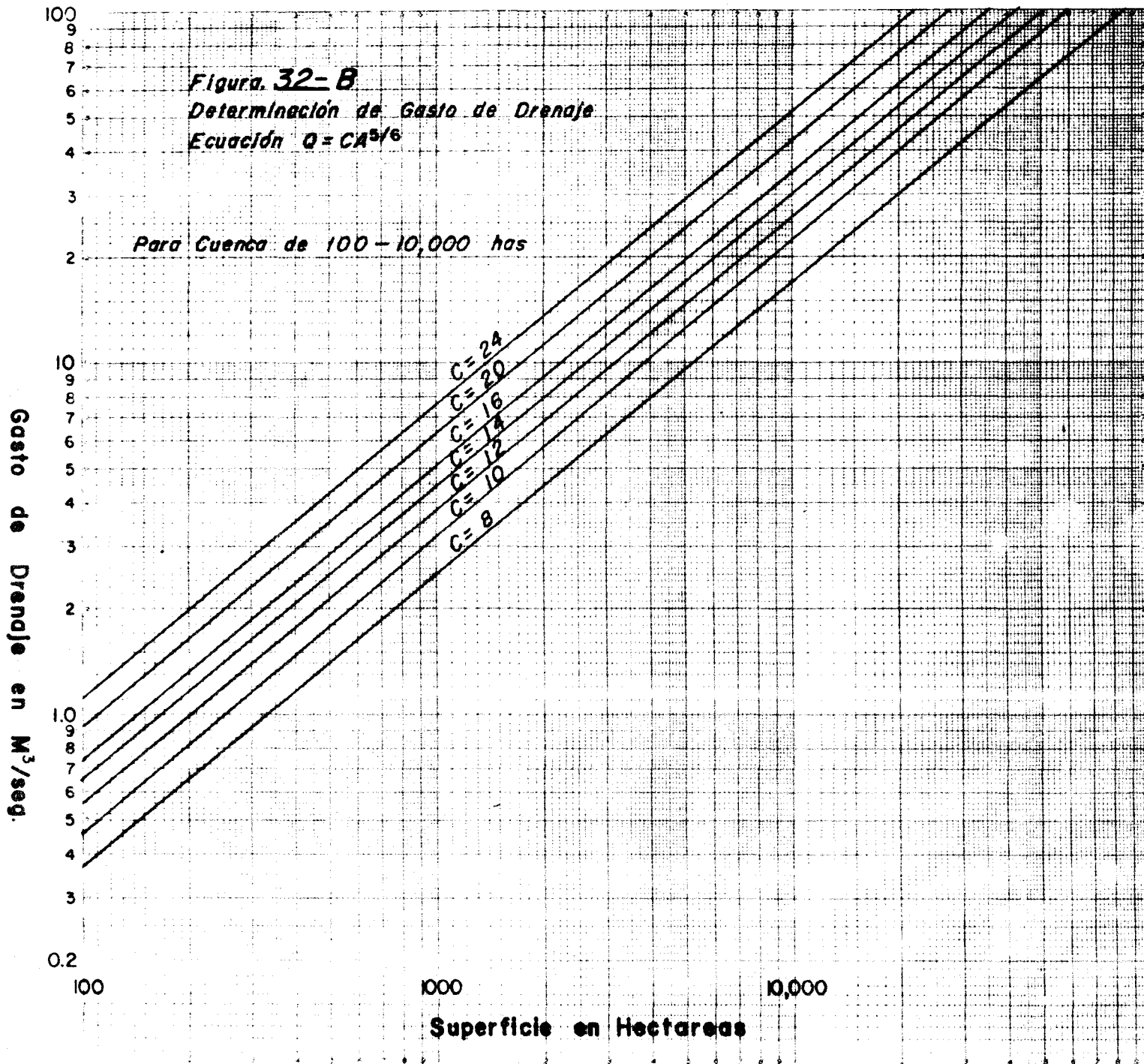
Superficie en Hectareas (A)

12  
11  
10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1  
0

100,000







## Ejemplo

Encontrar el escurrimiento generado por una tormenta de 180 mm asociada con un  $T_r = 5$  años y  $D = 48$  horas, en una cuenca de 15 000 ha y un valor de número de curva igual a 80.

- a) De la figura 30 , para 180 mm y  $CN = 80$ , se lee  $Re = 12.3$  cm (total para 48 h ó 6.2 cm en dos períodos de 24 h).
- b) En la figura 29 , con valor de  $Re = 6.2$ , se obtiene  $C = 14.6$ .
- c) Con el valor anterior y el área  $A = 15\ 000$  ha, en la figura 31 se tiene por último que  $Q = 45\ m^3/s$ .

## 5. METODOS RECOMENDADOS PARA CALCULAR LA CAPACIDAD DE LAS OBRAS QUE INTEGRAN LOS SISTEMAS DE DRENAJE

Antes de intentar el diseño de los sistemas de drenaje, es necesario determinar la magnitud de los escurrimientos que se deberán manejar a través de estos sistemas, su duración y su intensidad. Para este efecto se han desarrollado una gran cantidad de métodos, unos más confiables que otros, que requieren diferente cantidad y tipo de información.

La elección de un método depende, en la mayor parte de los casos, de la información disponible y del tipo de resultado esperado ( como gasto máximo, gasto de diseño e hidrogramas ). En este capítulo se darán las consideraciones generales para estimar la capacidad de diseño de las obras y los métodos recomendados; la descripción de los métodos se hará en el Capítulo 5 , y en el Capítulo 7 se abordarán los aspectos relacionados con el diseño

### 5.1 Bordos de protección

Los bordos se planearán lo más alejado posible del cauce principal para obtener mayor seguridad y reducir su altura y, en consecuencia, su costo. Es deseable conservar una altura máxima de 1.5 metros para el gasto de diseño.

Los bordos podrán planearse para que funcionen como caminos secundarios. El material que se use para formar los bordos/caminos será préstamo lateral, y se acondicionarán las zanjas resultantes como drenes para conectarlos a los colectores secundarios.

Básicamente los bordos no admiten drenaje transversal, lo que los hace ideales para caminos, ya que no necesita puentes o alcantarillas que los crucen. Siempre serán transitables puesto que corren en terraplen. La separación y altura de los bordos debe diseñarse para que pase una avenida con período de retorno de 5 a 10 años si se protegen áreas agrícolas, y de 50 a 100 años si se protegen áreas urbanas. Debe considerarse que una avenida mayor a la considerada en el diseño puede poner en peligro la seguridad de la obra, por lo que es necesario proveerla de estructuras de alivio como bordos, fusibles o secciones de bordos revestidos que sirvan como vertedero en caso necesario; asimismo, será necesario dejar un bordo libre de ro a 80 centímetros de altura. Los métodos recomendados para calcular el gasto máximo en orden de importancia son:

1. Métodos estadísticos (Gumbel, Nash). (Estos podrán emplearse si se cuenta al menos con 10 años de registros hidrométricos).
2. Gastos máximos en cuencas pequeñas (menos de 1,000 ha).
3. Gastos máximos en cuencas con  $T_c < 10$  horas.
4. Hidrograma adimensional.
5. Hidrograma triangular.
6. Método racional.

Los métodos del 2 al 5 requieren conocer factores como: la precipitación de diseño y la precipitación en exceso, la cobertura vegetal de la cuenca, el área, la forma y la topografía. El método

indicado en 6o. lugar requiere, además, del conocimiento de la intensidad de la lluvia de diseño, la cobertura vegetal, la pendiente del cauce principal y el área de la cuenca.

#### 5.2 Mejoras de los ríos

La capacidad del cauce deberá diseñarse para conducir los gastos máximos asociados con períodos de retorno de 5 a 10 años si drenan áreas agrícolas, y de 50 a 100 años si se pretende evitar el desbordamiento hacia áreas urbanas; los métodos recomendados son los mismos para el caso de los bordos de protección.

#### 5.3 Presas de derivación

Además del gasto máximo generado por la cuenca, en el análisis de este tipo de estructuras debe considerarse el volumen total del escurrimiento y la forma del hidrograma de entrada a la presa y en su diseño, una capacidad de azolves que permita una vida útil de 50 años, que debe regular un hidrograma de entrada asociado con un período de retorno de 5 a 10 años cuando las áreas protegidas aguas abajo se dediquen a actividades agropecuarias y de 50 a 100 años cuando se trate de zonas urbanas. El hidrograma de salidas deberá tener un gasto máximo igual o inferior a la capacidad actual del cauce.

Los métodos recomendables son los mismos de los casos anteriores, pero cabe señalar que en caso de usarse el de Gumbel o el de Nash deberá generarse también el hidrograma de la avenida.

#### 5.4 Drenes colectores, interceptores y tajos

En el diseño de estas estructuras pueden presentarse los siguientes casos:

- a) cuando captan los escurrimientos generados en áreas con relieve pronunciado;
- b) cuando captan los escurrimientos de áreas planas (con pendiente media menor o igual a 1%), y
- c) cuando parte de los escurrimientos se genera en áreas con relieve pronunciado y parte en áreas planas.

Obras que captan escurrimientos de zonas altas adyacentes. Estas se diseñarán para conducir un gasto máximo generado en la cuenca con período de retorno de 1 a 2 años; el gasto de diseño corresponderá al tipo de la avenida y podrán utilizarse los métodos descritos, con excepción de los estadísticos.

Obras que captan escurrimientos de zonas planas. El gasto de diseño para estas obras se calculará con base en el método para cuencas planas propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. El período de retorno de la tormenta utilizado para el cálculo será de 5 a 10 años, dependiendo del tipo de cultivo.

Obras que captan escurrimientos generados parcialmente en áreas con relieve y parte en áreas planas. Si 60% o más del área total corresponde a zonas planas, se utilizarán los criterios de zonas planas; si más de 40% del área total tiene relieve pronunciado, se diseñarán las obras con el gasto pico generado por esta parte de la cuenca hasta el sitio en que los gastos calculados por el criterio de zonas planas sea igual al anterior.

En el diseño de estas estructuras se tratará, en primer lugar, de seguir en lo posible todos los bajos y arroyos naturales, y luego, de que la red sea adecuada a los futuros módulos de drenaje con longitudes de drenes no mayores de 2 km. Se planteará un sistema de caminos de acceso/

mantenimiento al menos en uno de los lados del dren; éstos también son útiles para dar acceso a las parcelas.

## 6. FACTORES CLIMATICOS

### 6.1 Precipitación

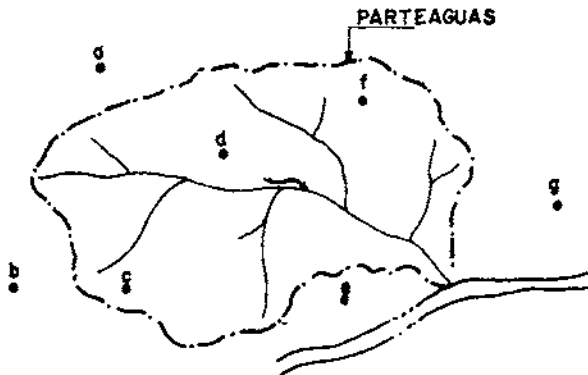
Al igual que la escorrentía, es posible que los datos de precipitación incompletos, sean insuficientes, no sean confiables o no existan. El análisis de la precipitación, entonces, tiene como objeto realizar un estudio que produzca la información deseada para el proyecto en consideración.

6.1.1 Precipitación media. Por lo general se refiere al total anual, y el detalle mayor obtenido es mensual; sin embargo, para el análisis de tormentas se requiere un detalle mucho mayor que puede llegar hasta una duración de minutos. En cualquiera de los casos se requiere convertir la precipitación puntual en valores medios sobre el área en consideración. Los procedimientos más conocidos para la obtención de la precipitación media son: promedios aritméticos, polígonos de Thiesen e isoyetas.

Estos métodos aparecen en la mayoría de los textos de hidrología; como recordatorio, la figura 33 muestra una comparación de los tres. Es necesario apuntar que el método más preciso es el de las isoyetas, seguido por el de los polígonos de Thiesen y por último el de la media aritmética.

6.1.2 Análisis de frecuencia. Los mismos procedimientos señalados para la escorrentía pueden usarse para la precipitación. Por lo general, se trazan gráficas de curvas de frecuencia de precipitación máxima de tormentas individuales en papel de probabilidad log-normal, con el tiempo en la escala logarítmica. El análisis de frecuencia para va

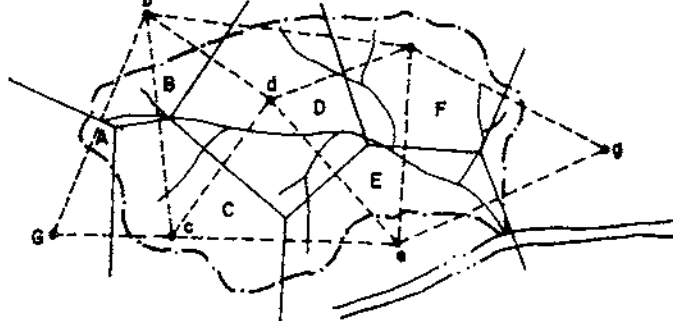
# MÉTODOS PARA OBTENER PRECIPITACIONES MEDIAS



ESTACION	LLUVIA (mm)
a	588
b	678
c	624
d	490
e	594
f	458
g	438
TOTAL DE ESTACIONES	3834

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum LL}{\text{Nº de estaciones}} = \frac{3834}{7} = 547.7$$

## a) MÉTODO MEDIA ARITMETICA

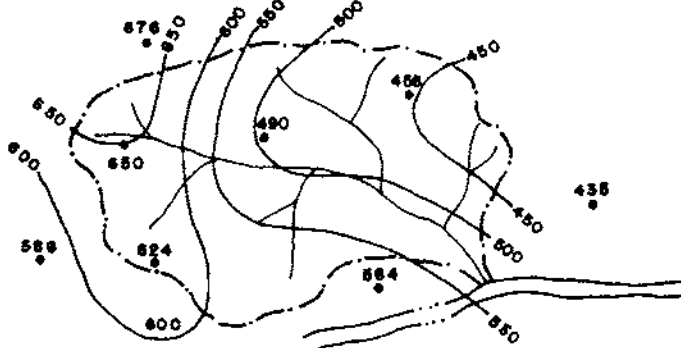


### CÁLCULO DE LA LLUVIA MEDIA

POLIGONO	AREA (Km <sup>2</sup> )	ESTACION Representativa	LLUVIA (mm)	AREA x INFLUENCIA x LLUVIA (Km <sup>2</sup> x mm)
A	70	c	588	59.760
B	237	b	678	160.518
C	786	a	624	477.984
D	1017	d	490	499.330
E	688	e	594	408.840
F	780	f	458	356.640
G	80	g	438	35.040
Σ Area = 5.908 Km <sup>2</sup>				1.995.996

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum A \cdot LL}{\sum A} = \frac{1.995.996}{5.908} = 338 \text{ mm.}$$

## b) POLIGONOS DE THIESEN



ISOYETA (mm.)	LLUVIA MEDIA (mm.)	AREA PARCIAL (Km <sup>2</sup> )	AREA ACUMULADA (Km <sup>2</sup> )	Area Parcela x lluvia media (Km <sup>2</sup> x mm)
850	688	187	187	128.406
800	628	688	780	595.628
750	578	672	1482	598.400
700	528	888	2380	485.700
650	478	868	3198	412.300
600	440	807	3805	335.080
Σ Area Parcela x lluvia media =				1.995.910

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum A \cdot LL}{\sum A} = \frac{1.995.910}{5.908} = 338 \text{ mm.}$$

## c) MÉTODO DE ISOYETAS

Figura. 33 Estimación de la precipitación media (tomado de Guilarte 1972)



lores extremos de precipitación requiere la preparación de familias de curvas para diferentes duraciones de tormentas. La figura 34 y el cuadro 16 muestran ese tipo de análisis para diferentes duraciones. Al igual que para la precipitación, el análisis anterior sólo muestra lo que ocurre en el punto de medición; para hacer las correcciones, hay que relacionar los datos puntuales a valores medios sobre la cuenca. En este caso se requiere utilizar familias de curvas de intensidad-duración-frecuencia con su relación espacial, que se obtiene por procedimientos especiales de análisis de tormentas que se encuentran en algunos textos de hidrología. Es común que los organismos encargados de la información hidrometeorológica preparen mapas de intensidad-duración-frecuencia con carácter regional. En México, existen mapas de todo el territorio elaborados por el Colegio de Postgraduados (Chapingo 1977), que contienen la lluvia máxima en 24 horas para períodos de retorno de 5, 10 y 25 años.

En muchos países no se dispone de información sobre profundidad-duración-frecuencia, y únicamente existen datos de precipitación diaria y mensual. La carencia de registros de precipitación para varias duraciones hace imposible un análisis convencional de frecuencia. En tal caso es de gran utilidad el uso de ecuaciones de frecuencia de precipitación.

Hargreaves (1981) propone ecuaciones empíricas mediante las que pueden estimarse frecuencias de profundidad-duración a través de registros del promedio diario y promedio mensual de precipitación. De este modo se realizó la correlación de regresión para promedios mensuales (PM) y máximos mensuales (PMX) de precipitación para un período de 30 años, de datos mundiales:

$$PMX = a + bPM$$

6.1

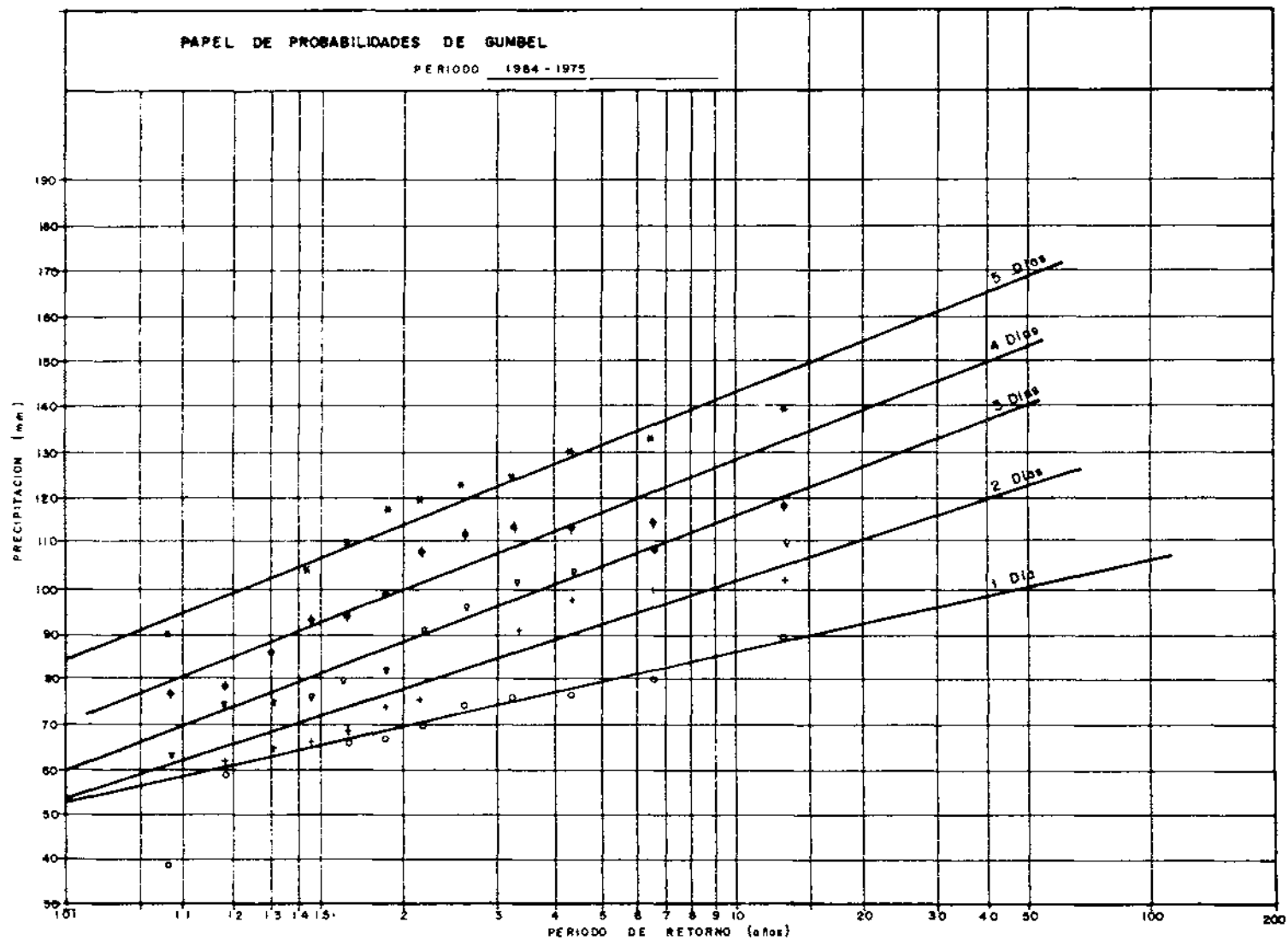


Fig. 34 PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA 1, 2, 3, 4, Y 5 DIAS

CUADRO 16.

SELECCION DE LLUVIAS MAXIMAS OCURRIDAS  
 PARA 1, 2, 3, 4 y 5 DIAS DE LLUVIAS CONSECUTIVAS  
 DURANTE EL CICLO DEL MAIZ<sup>1/</sup>

ESTACION AGUA BLANCA

Año	Precipitación (m.m)				
	1 día	2 días	3 días	4 días	5 días
1964	77.0	82.80	104.30	114.30	133.60
1965	60.4	65.70	80.50	93.50	97.50
1966	65.9	65.90	77.20	86.30	124.60
1967	39.1	62.00	81.80	107.80	120.50
1968	70.4	75.70	75.70	77.50	109.70
1969	65.5	75.20	76.90	115.20	118.20
1970	66.9	68.50	96.10	99.20	104.20
1971	59.1	59.80	63.20	78.90	90.40
1972	82.6	97.90	110.30	112.30	123.70
1973(F)	89.0	90.75	90.75	94.32	101.92
1974(F)	75.6	102.20	102.20	117.70	139.60
1975(F)	76.4	100.20	108.70	114.00	130.10

PERIODOS DE RETORNO PARA LAS LLUVIAS  
 MAXIMAS OCURRIDAS EN 1, 2, 3, 4, Y 5 DIAS CONSECUTIVOS

Año	1 día	Año	2 días	Año	3 días	Año	4 días	Año	5 días	$Tr = \frac{n+1}{m}$
73	89.0	74	102.20	72	110.30	74	117.70	74	139.60	13.00
72	82.6	75	100.20	75	108.70	69	115.20	64	133.60	6.50
64	77.0	72	97.90	64	104.30	64	114.30	75	130.10	4.33
75	76.4	73	90.75	74	102.20	75	114.00	66	124.60	3.25
74	75.6	64	82.80	70	96.10	72	112.30	72	123.70	2.60
68	70.4	68	75.70	73	90.75	67	107.80	67	120.50	2.17
70	66.9	69	75.20	67	81.80	70	99.20	69	118.20	1.86
66	65.9	70	68.50	65	80.50	73	94.32	68	109.70	1.63
69	65.5	66	65.90	66	77.20	65	93.50	70	104.20	1.44
65	60.4	65	65.70	69	76.90	66	86.30	73	101.92	1.30
71	59.1	67	62.00	68	75.70	71	78.90	65	97.50	1.18
67	39.1	71	59.80	71	63.20	68	77.50	71	90.40	1.08

<sup>1/</sup> Tomado de De León, 1976.

donde a y b son coeficientes para países determinados. En los Estados Unidos se efectuó una correlación de regresión entre PMX y la precipitación de 10 años y 24 horas (P10, 24); la ecuación es:

$$P_{10,24} = 22 + 0.30PMX . \quad 6.2$$

También puede estimarse la P10,24 multiplicando el máximo del año de la precipitación diaria por 1.13 para convertirlo a una profundidad para 24 horas (Hershfield, 1961) y luego utilizar un análisis de Gumbel para determinar la precipitación de 10 años.

Hargreaves (1981) también demuestra que puede determinarse la profundidad de precipitación (D) para un período de retorno en años (T) y una duración en horas (t) por medio de la ecuación:

$$D = K T^{1/6} t^{1/4} \quad 6.3$$

donde K es una constante. La ecuación tiene límites para duraciones de 30 minutos a 4 días y períodos de retorno de 5 a 100 años. Para determinar profundidades para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 40 y 50 minutos se multiplica el valor de una hora por 0.29, 0.45, 0.57, 0.66, 0.79, 0.88 y 0.95, respectivamente (Hershfield, 1961).

Si puede evaluarse el P10,24 a partir de los registros diarios (utilizando el Gumbel u otro procedimiento de análisis de frecuencia) o de los datos promedios mensuales (utilizando las ecuaciones 6.1 y 6.2), entonces el K se determina por medio de la ecuación 6.3, y, por consiguiente, pueden estimarse profundidades de precipitación para varias duraciones y períodos de retorno.

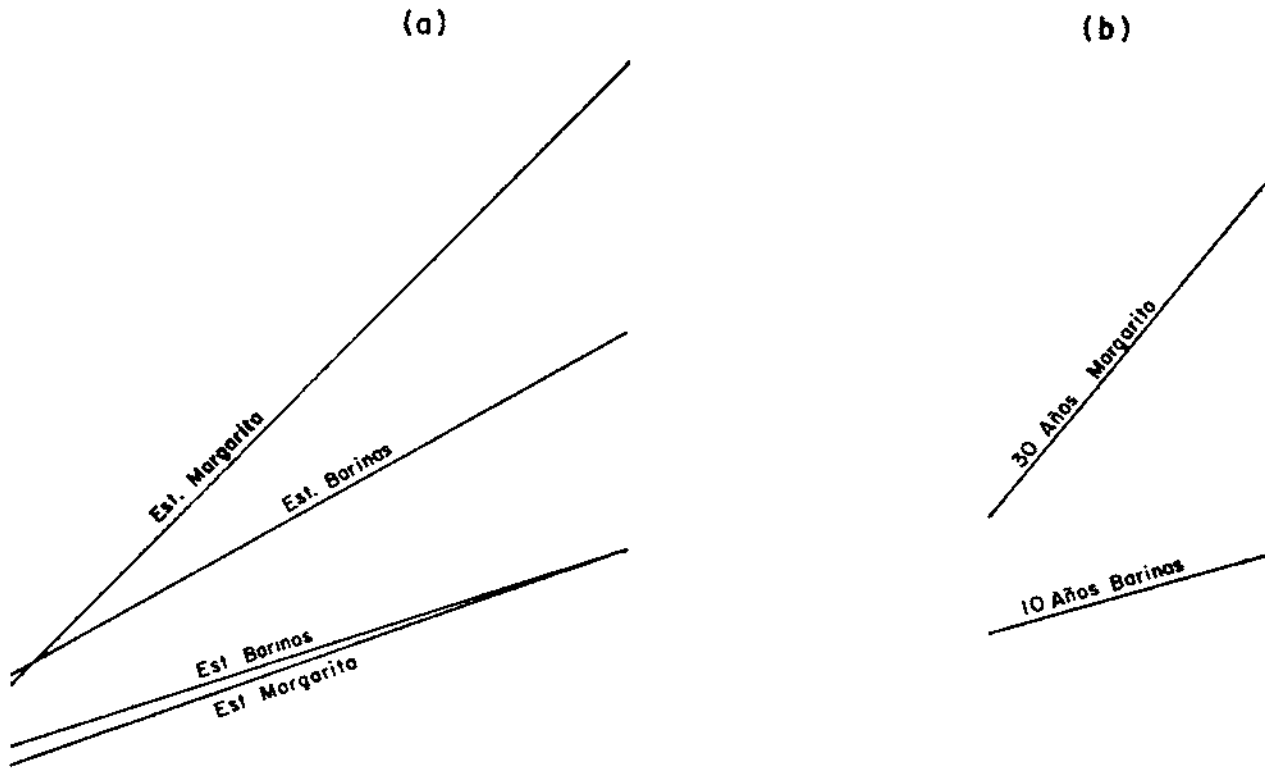
6.1.3 Estimación de la lluvia de diseño. Para obtener la lluvia de diseño para una determinada frecuencia y duración, si no se cuenta con datos reales, hay que recurrir a los análisis regionales, tales como los atlas antes mencionados. Los atlas de profundidad-duración-frecuencia contienen un mapa para cada frecuencia y duración, por lo que se hace indispensable contar con una gran cantidad de éstos. Se encuentra (Wiesner, 1970) que existe una buena relación entre los valores de precipitación máxima para diferentes frecuencias y una misma duración, así como entre los valores de diferentes duraciones con la misma frecuencia. Según Wiesner (1970), de acuerdo con lo anterior, sólo es necesario poseer cuatro mapas de profundidad-duración-frecuencia para obtener cualquier combinación de duración-frecuencia; a saber:

TR =	2 años,	D = 1 hora
TR =	2 años,	D = 24 horas
TR =	100 años,	D = 1 hora
TR =	100 años,	D = 24 horas

El procedimiento que se debe utilizar es el siguiente:

- a) Se determinan los valores de profundidad en los mapas mencionados.
- b) Utilizando papel semi-logaritmo, con el tiempo en la escala logarítmica, se trazan las gráficas de los valores para duración de una hora y períodos de retorno de 2 a 100 años, uniéndose estos dos puntos con una recta (véase la figura 35 a).
- c) Se trazan del mismo modo en una gráfica los valores para la duración de 24 horas y períodos de retorno de 2 a 100 años (véase la figura 35 b), uniéndose estos dos nuevos puntos con una recta.

FIGURA 35 ESTIMACION DE LA LLUVIA DE DISEÑO



- d) Se obtienen los valores de profundidad para la frecuencia o período de retorno deseado y para las dos duraciones recomendadas.
- e) Los dos valores obtenidos se trasladan a otra gráfica similar a lo anterior, pero que represente la duración contra la profundidad (véase la figura 35 b).
- f) Con esta última gráfica puede obtenerse la lluvia puntual para la frecuencia y duración deseadas.

Las figuras 35 a y 35 b presentan un ejemplo para las localidades de Barinas y Margarita de acuerdo con la información del cuadro 17.

Puede notarse que los valores obtenidos de la gráfica, difieren en un máximo de 13% para el caso de Margarita, lo que puede considerarse satisfactorio.

Como se mencionó antes, los valores obtenidos por cualquier procedimiento se refieren a la lluvia puntual. Para áreas mayores de 20 km<sup>2</sup> es necesario hacer una corrección por área. En este caso hay que realizar un estudio de variación de la precipitación con el área. La figura 36 presenta un ejemplo de esta variación para las cuencas de los ríos Guanare y Santo Domingo-Masparro.

El procedimiento anterior proporciona el valor de la lluvia de diseño para una cierta duración, pero no indica cómo se distribuye esta lluvia con el tiempo. Podría pensarse que utilizando la figura 35 b puede "sintetizarse" la tormenta obteniendo los valores para duraciones menores con los que se haga una gráfica de distribución de la lluvia. Esto no sería lo correcto porque esos valores no necesariamente pertenecen a una misma tormenta.

CUADRO 17.

VALORES DE PROFUNDIDAD DE LLUVIAS PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO (milímetros)\*

Período de Retorno ( $T_P$ ) (Años)	D U R A C I O N									
	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min	90 min	2 horas	3 horas	6 horas	12 horas
N O R E S T E D E M A R G A R I T A										
2	10	15	20	25	40	35	45	55	60	60
5	15	25	30	40	65	70	85	100	110	110
10	20	30	40	50	80	95	110	120	140	140
15	25	35	45	60	90	110	120	145	160	160
25	30	40	50	65	100	130	150	165	180	180
50	-	-	-	-	110	150	170	190	210	210
100	-	-	-	-	125	175	200	210	235	235
B A R I N A S										
2	10	17.5	20	35	45	55	55	60	65	65
5	15	25	30	50	70	75	80	80	90	90
10	17.5	27.5	35	52.5	85	85	90	100	105	105
15	22.5	30	40	65	90	100	100	110	115	115
25	25	35	45	70	100	105	110	115	120	125
50					110	120	125	135	145	145
100					125	130	140	150	160	165

\* En base al Atlas de Profundidad-Duración-Frecuencia de lluvias en Venezuela (MOP, 1963)



Wiesner (1970) sugiere que, para este caso, puede utilizarse una relación promedio del comportamiento de las tormentas más comunes para una determinada región.

## 6.2 Evaporación

La información de evaporación, como se mencionó antes, se presenta como valores medios diarios o mensuales. El análisis de los datos por lo general no se realiza en la forma como se hace con la precipitación o la escorrentía; en este caso sencillamente se presentan los valores medios. En el caso de que la información sea incompleta pueden realizarse correlaciones al igual que con la precipitación. Como las variaciones de la evaporación son menores, las correlaciones son mejores en general.

En el caso de no disponer de registros en la zona de estudio, pueden adoptarse promedios de áreas vecinas, o estimarse con base en la temperatura, la precipitación y altitud. Las ecuaciones utilizadas para la estimación de la evapo-transpiración son útiles, pero por lo general los datos requeridos son tantos que las hacen imprácticas. Christiansen y Hargreaves (1971) estudiando un gran número de estaciones de evaporación de tina tipo A obtuvieron una ecuación para estimar la evaporación con base en la elevación y la precipitación media anual; a saber:

$$EVPA = CPMA (EVPL) \quad 6.4$$

donde:

$$\begin{aligned} EVPA &= \text{Evaporación de la tina A calculada} \\ CPMA &= 1.22 - 0.22 (PMA/1200) \quad 6.5 \\ EVPL &= 2340 - 650 (EL/1000) + 60 (EL/1000)^2 \quad 6.6 \\ EL &= \text{Elevación en metros s.n.m.} \\ PMA &= \text{Precipitación media anual} \end{aligned}$$

Esta ecuación puede utilizarse en zonas con altitud superior a 400 m; para zonas más bajas es más recomendable el uso de información de áreas vecinas. Christiansen y Hargreaves (1969) obtuvieron otras ecuaciones para estimar la evaporación con base en factores climáticos.

### 6.3 Otros factores climáticos

Los estudios hidrológicos requieren en algunas ocasiones de mayor información climática que ayude a comprender mejor algunos fenómenos o para estimar algunas variables no medidas tales como la evapotranspiración y la humedad antecedente. El análisis de esta información sólo requiere de su ordenamiento en el tiempo y el espacio. La información más frecuente es: temperatura, vientos, humedad relativa, radiación, rocío, etcétera.

### 6.4 Evapotranspiración

Junto con la infiltración, la evapotranspiración es el factor que más incide en la producción de escorrentía de una cuenca. Como la evaporación de la tina sólo se refiere a la pérdida de agua hacia la atmósfera desde una superficie de agua libre, es necesario estimar el consumo de agua de las diferentes formas de cobertura que existen sobre una cuenca. Como la medición de la evapotranspiración requiere del uso de lisímetros, es lógico pensar que la mejor manera de obtener su valor para una cuenca y un evento determinado es la estimación basada en datos climáticos. Existe una tendencia hacia el uso de ecuaciones basadas en el análisis del balance energético o en datos climáticos; sin embargo, cuando se poseen datos de evaporación, la mejor manera de obtener el valor de la evapotranspiración es con base en mediciones.

Si no existen registros de evaporación de tina entonces pueden utilizarse fórmulas que relacionan datos climáticos con la evapotranspiración. La evapotranspiración potencial (ETP), o sea

la evapotranspiración del cultivo de referencia para gramas de estación templada (tall fescue, ryegrass, Kentucky bluegrass, etcétera) puede estimarse con temperatura en grados Fahrenheit (TF) y radiación solar incidente a la Tierra (RS), registrada como milímetros equivalentes de agua evaporada. La ecuación para ETP en milímetros para un período dado se escribe como (Hargreaves, 1975; Hargreaves y Samani, 1982):

$$ETP = 0.0075 \times RS \times TF \qquad 6.7$$

Doorenbos y Pruitt (1977) y Hargreaves y Samani (1982) presentan métodos para estimar la radiación solar (RS) de otros datos climáticos.

Con frecuencia se miden y se publican datos de RS en Langleys por día o  $\text{cal/cm}^2/\text{día}$ . Pueden convertirse los Langleys a milímetros equivalentes de evaporación dividiendo entre 58.5 (el calor latente de vaporización de agua a 20 grados Celsius).

#### 6.5 Cálculo de la precipitación en exceso

El análisis hidrológico requiere del conocimiento de la capacidad de una cuenca para producir escurrimiento. La finalidad perseguida puede variar de acuerdo con la aplicación que se requiera dar a la información; por ejemplo, en riego es necesario conocer la cantidad de la lluvia que se transforma en escurrimiento a fin de estimar el agua que permanece en la cuenca o en el área de riego; en drenaje, hay que conocer el escurrimiento para dimensionar los sistemas de drenes. En el análisis de hidrogramas y estimación de avenidas máximas, es indispensable conocer el escurrimiento que produce una determinada tormenta.

Las estimaciones del escurrimiento a partir de la precipitación pueden realizarse de varias formas, pero básicamente todos los métodos tratan de descontar de la lluvia caída sobre una cuenca

todas las pérdidas debidas a factores tales como la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y el almacenamiento superficial. Algunos procedimientos, como los métodos coaxiales, los índices  $\phi$  y W y los balances hídricos, se usan con bastante frecuencia; pero para las cuencas sin datos, el procedimiento más generalizado, y quizá el más flexible y fácil de adaptar a cualquier región, es el método del número de curva (CN) del Soil Conservation Service.

Método del Número de Curva. El Soil Conservation Service de los Estados Unidos (1972), luego de analizar gran número de datos de cuencas experimentales en ese país, desarrolló un método de estimación del escurrimiento basado en complejos de suelo-cobertura y la humedad antecedente (CHA) de las cuencas, así como en la relación que existe entre la infiltración y el escurrimiento potenciales y sus valores reales. La relación fundamental es:

$$\frac{F}{S} = \frac{Re}{Pe} \qquad 6.8$$

donde:

- F = infiltración real
- S = infiltración potencial
- Re = escurrimiento real
- Pe = escurrimiento potencial

La relación presentada en la ecuación 6.8 se considera válida a partir del inicio del escurrimiento; toda la precipitación ocurrida antes del inicio de ésta se considera como pérdida y no contribuye al flujo superficial. Estas pérdidas se denominan abstracciones iniciales ( $T_a$ ) y constan de varios componentes, como: intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración inicial. En las cuencas, grandes porciones del agua infiltrada retornan como flujo subsuperficial o subterráneo, pero no se toman en consideración en el análisis de tormentas, puesto que

tienen un tiempo de retardo suficientemente largo como para no influir en el hidrograma de escurrimiento directo. De acuerdo con esto:

$$Pe = p - Ia$$

donde

$$P = \text{lámina de precipitación,} \quad 6.9$$

y

$$F + Pe = Re. \quad 6.10$$

Combinando las ecuaciones 6.8 y 6.10 se obtiene:

$$Re = \frac{(Pe)^2}{Pe + S} . \quad 6.11$$

Un estudio de gran cantidad de tormentas permitió obtener la relación empírica entre Ia y S siguiente:

$$Ia = 0.2S \quad 6.12$$

Substituyendo las ecuaciones 6.12 y 6.9 en 6.11 se obtiene:

$$Re = \frac{(P-0.2S)^2}{P + 0.8S} . \quad 6.13$$

La principal limitación de la ecuación la constituye la estimación de S y, en consecuencia, de Ia; además, la relación mostrada por la ecuación 6.12 puede conducir a errores de cierta consideración, pero en general, la ecuación 6.13 permite una buena aproximación de Re para cuencas sin datos.

La infiltración potencial, S, depende de factores edáficos, con

diciones de la superficie y la humedad antecedente. La intensidad de la lluvia puede modificar la capacidad de infiltración de los suelos. Numéricamente, el valor máximo de S es igual a la capacidad útil de almacenamiento del suelo; en la práctica, S puede estimarse mediante el análisis de hidrogramas con información detallada y utilizando la ecuación 6.13 modificada:

$$S = -12.5 (0.64 R^2 + 0.8 Re P)^{1/2} - (0.8 Re + 0.4 P) \quad 6.14$$

Todas las variables pueden obtenerse del análisis de hidrogramas e hietogramas.

Los simuladores de lluvias son una de las mejores herramientas para estas estimaciones. El Soil Conservation Service, luego de analizar una gran cantidad de hidrogramas de cuencas experimentales, elaboró un procedimiento para estimar S con base en un valor llamado número de curva CN, que se relaciona con S por la ecuación.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad 6.15$$

en la que S se expresa en pulgadas, por lo que para obtener S en centímetros se utiliza:

$$S = \frac{2540}{CN} - 25.4 \quad 6.16$$

Sustituyendo en 6.13, se obtiene:

$$Re = \frac{(P + 5.08 - \frac{508}{CN})^2}{P - 20.32 + \frac{2032}{CN}} \quad 6.17$$

donde Re y P se dan en centímetros y CN se obtiene de la ecuación 6.15:

$$CN = \frac{2540}{S + 25.4} \quad 6.18$$

S en centímetros

Así, con la información de las características de suelo-cobertura, el valor de S y la condición de humedad antecedente (CHA), puede obtenerse el valor de NC para cada sitio en consideración. La CHA II se considera como una situación promedio y se usa en todos los casos para determinar el valor de CN que interviene en el cálculo de gastos pico y coeficientes de drenaje. Se usará CHA I o CHA II sólo si las condiciones son diferentes a las promedio.

En el cuadro 18 se indica los CN para diferentes características de cobertura y grupos de suelo; se exige el conocimiento de la condición hidrológica, que es un indicador de la cobertura vegetal y se define así:

Buena	= cobertura mayor del 75%
Regular	= cobertura entre 50% y 75%
Mala	= cobertura menor de 50%

es lógico pensar que en casos intermedios hay que interpolar los valores de CN. La clasificación hidrológica del suelo se obtiene de los cuadros 19 y 20.

Una vez determinado el CH para la condición II, hay que analizar las características de humedad antecedente de acuerdo con la precipitación acumulada de los 5 días anteriores al evento en consideración; si la condición es diferente a II (véase el cuadro 21), hay que utilizar el cuadro 22 para obtener el valor de CN para esa condición. Con el valor final de CN, se calcula S con la ecuación 6.15 ó 6.16 y luego se obtiene Re utilizando la ecuación 6.13 ó 6.17. Hay que hacer notar que en la ecuación 6.13 tanto P como S deben estar en las mismas unidades. La figura 36 puede usarse también para la estimación del escurrimiento Re.

CUADRO.18

NUMERO DE CURVA (CN)  
(PARA CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE II, y Ia. = 0.2 S)

USO DE LA TIERPA	TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICION HIDROLOGICA	GRUPOS DE SUELOS			
			A	B	C	D
			NUMERO DE CURVA			
Rastrojo	Hileras rectas	----	77	86	91	94
Cultivos en hileras.	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	c/curvas de nivel.	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	c/curvas de nivel y terrazas o cultivos en areas planas.	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas.	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	62	71	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas o cultivos en áreas planas.	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	82
Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación.	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Terrazas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80
Pastos de pastoreo.		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel o en tierras planas.	Mala	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
		Buena	6	35	70	79
Pastos de corte		Buena	30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77



CUADRO 19.  
CLASIFICACION HIDROLOGICA  
(Potencial de Escorrentfa)

Según : SIE LING CHIANG, Journ of Hidrol 13 (1971) 54-62

TEXTURA	I	II	III	IV	V	VI	VII
	SUELOS BIEN DRENADOS			Mod. Bien Drena dos	Imperfec- tamente Drenados	Pobremente Drenados	Muy Pobremente Drenados
	PROFUNDIDAD A LA ROCA MADRE						
	Poco Profundo (<0.45 m)	Mod.prof. (0.45 0.90m)	Profundo (>0.90 m)				
1. <u>Texturas Medias: o mezcla de texturas gruesas a finas</u>	C-(+D)***	+ C	B-(+B)** (+C)*	+ C	C	+ D	D
2. <u>Textura gruesa</u>	+ C -(+D)***	B	+B-(A)** (B)**	B	+C	+ D	D
3. <u>Textura fina</u>	C -(D)***	C	+C-(B)**	C	C	D	D
4. <u>Textura Media</u> <u>Sobre roca frac</u> <u>turada vertical</u> <u>mente</u>	+ C	B	+B	+ C	C	+ D	D
5. <u>Textura Gruesa</u> <u>Sobre roca frac</u> <u>turada vertical</u> <u>mente</u>	B	+ B	A	B	+C	+ D	D

Cambios en clasificación para Suelos bien drenados

- \* Existencia de fragipan o "clay pan" en suelos profundos
- \*\* Suelo de profundidad mayor de 3 m y excesivamente bien drenado
- \*\*\* Profundidad menor de 22 CM.

CUADRO No. 20

CLASIFICACION HIDROLOGICA DE LOS SUELOS

Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escurrimiento.

A. Bajo potencial de escurrimiento.- Suelos que tienen alta tasa de infiltración a pesar de encontrarse muy húmedos. Consisten en arenas o gravas profundas bien drenadas; se incluyen también los suelos que tienen una alta permeabilidad horizontal.

B. Moderadamente bajo potencial de escurrimiento.- Suelos con tasas de infiltración moderadas cuando se encuentran muy húmedos; moderadamente profundos a profundos; moderadamente bien drenados a bien drenados; con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida.

C. Moderadamente alto potencial de escurrimiento.- Suelos con infiltración lenta cuando se encuentran muy húmedos; con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de textura moderadamente fina a fina; suelos con infiltración lenta debido a sales o alkali; pueden ser pobremente drenados o moderadamente bien drenados con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta (fragipan, hardpan, sobre roca dura) a poca profundidad (50 - 100 cm).

D. Alto potencial de escurrimiento.- Suelos con infiltración muy lenta cuando se encuentran muy húmedos; arcillosos con alto potencial de expansión; con nivel freático alto permanente; suelos con "claypan" o estrato arcilloso superficial; suelos con infiltración muy lenta debido a sales o alkali y suelos poco profundos sobre material casi impermeable.

CUADRO 21.

Condición de Humedad Antecedente

Condición de Humedad Antecedente (CHA).	Precipitación Acumulada en los 5 días previos a la — lluvia de diseño (Pa <sup>5</sup> ) en cm.
I	0 - 3.60
II	3.60 - 5.30
III	más de 5.30

CUADRO 22.

Número de Curva para Casos de Condición de Humedad Antecedente I y II

CN para condi- ción II	CN para condicio- nes		Valores S* (pulgadas)	La Curva** comienza cuando P (pulgadas)	CN para condi- ción II	CN para condicio- nes		Valores S (pulgadas)	La Curva* comienza cuando P (pulgadas)
	I	III				I	III		
100	100	100	0	0	60	40	78	6.67	1.33
99	97	100	.101	.02	59	39	77	6.95	1.39
98	94	99	.204	.04	58	38	76	7.24	1.45
97	91	99	.309	.06	57	37	75	7.54	1.51
96	89	99	.417	.08	56	36	75	7.86	1.57
95	87	98	.526	.11	55	35	74	8.18	1.64
94	85	98	.638	.13	54	34	73	8.52	1.70
93	83	98	.753	.15	53	33	72	8.87	1.77
92	81	97	.870	.17	52	32	71	9.23	1.85
91	80	97	.989	.20	51	31	70	9.61	1.92
90	78	96	1.11	.22	50	31	70	10.0	2.00
89	76	96	1.24	.25	49	30	69	10.4	2.08
88	75	95	1.36	.27	48	29	68	10.8	2.16
87	73	95	1.49	.30	47	28	67	11.3	2.26
86	72	94	1.63	.33	46	27	66	11.7	2.34
85	70	94	1.76	.35	45	26	65	12.2	2.44
84	68	93	1.90	.38	44	25	64	12.7	2.54
83	67	93	2.05	.41	43	25	63	13.2	2.64
82	66	92	2.20	.44	42	24	62	13.8	2.76
81	64	92	2.34	.47	41	23	61	14.4	2.88
80	63	91	2.50	.50	40	22	60	15.0	3.00
79	62	91	2.66	.53	39	21	59	15.6	3.12
78	60	90	2.82	.56	38	21	58	16.3	3.26
77	59	89	2.99	.60	37	20	57	17.0	3.40
76	58	89	3.16	.63	36	19	56	17.8	3.56
75	57	88	3.33	.67	35	18	55	18.6	3.72
74	55	88	3.51	.70	34	18	54	19.4	3.88
73	54	87	3.70	.74	33	17	53	20.3	4.06
72	53	86	3.89	.78	32	16	52	21.2	4.24
71	52	86	4.08	.82	31	16	51	22.2	4.44
70	51	85	4.28	.86	30	15	50	23.3	4.66
69	50	84	4.49	.90					
68	48	84	4.70	.94	25	12	43	30.0	6.00
67	47	83	4.92	.98	20	9	37	40.0	8.00
66	46	82	5.15	1.03	15	6	30	56.7	11.34
65	45	82	5.38	1.08	10	4	22	90.0	18.00
64	44	81	5.62	1.12	5	2	13	190.0	38.00
63	43	80	5.87	1.17	0	0	0	infinito	infinito
62	42	79	6.13	1.23					
61	40	78	6.39	1.28					

\* Para CN en la columna

\*\* Se refiere al valor de P en que comienza la respectiva curva y considerando los valores de la primera columna.



El número de Curva (CN) es el principal factor para la determinación de la precipitación en exceso y consecuentemente en el gasto pico y los coeficientes de drenaje, por lo que se debe tener mucho cuidado en su estimación. El tipo y uso de suelo puede variar dentro de una misma cuenca, por lo que en estos casos se estimará un valor ponderado del número de curva, como se demuestra en el siguiente ejemplo:

Ejemplo.- Para una cuenca de 1000 hectáreas, de las cuales 600 tienen una clasificación hidrológica C, con 400 hectáreas de maíz (en hileras a nivel), condición hidrológica buena, y 200 hectáreas en pastos para pastoreo y condición hidrológica buena (curvas a nivel), y el resto (400 hectáreas), una clasificación hidrológica "D", cubierta de bosque regular, determinar el escurrimiento para una precipitación en 24 horas de 148 mm. CN promedio para la cuenca:

$$400 \text{ ha maíz; CN} = 82: \left(\frac{400}{1000}\right) (82) = 32.8$$

$$200 \text{ ha pastos; CN} = 70: \left(\frac{200}{1000}\right) (70) = 14.0$$

$$400 \text{ ha bosque; CN} = 79: \left(\frac{400}{1000}\right) (79) = 31.6$$

$$\text{CN (promedio)} = 78.4 \text{ se toma } 78$$

Substituyendo CN = 78.0 y P = 148 mm en la ecuación 6.19:

$$\text{Re} = \left( \frac{P + 50.8 - \frac{5080}{\text{CN}}}{P - 203.2 + \frac{20320}{\text{CN}}} \right)^2 = \left( \frac{148 + 50.8 - \frac{5080}{78}}{148 - 203.2 + \frac{20320}{78}} \right)^2 = 87 \text{ mm}$$

La figura 36 puede usarse para los mismos resultados.

DISEÑO

## 7. CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS AGRICOLAS DEL TROPICO HUMEDO

La planeación general de las redes de drenaje debe definirse fundamentalmente con base en la topografía de la zona, la tenencia de la tierra, los requerimientos de desagüe de los cultivos que se pretende establecer, las características climáticas de la región y el tipo de suelos.

El primer factor a considerar para planear una red de desagüe es la topografía, ya que ésta indicará tanto la red de desagüe natural existente como la necesidad de establecer canales de desagüe complementarios, asimismo, mostrará las partes bajas donde pueden localizarse canales de desagüe complementarios. Sobre este aspecto, es de suma importancia recalcar que la base de una red de drenaje debe ser siempre la red de cauces naturales, con los acondicionamientos que requieran para darles la capacidad y funcionamiento adecuados, ya que en esta forma se logra una economía en las obras y se evitan afectaciones innecesarias.

Conocer la tenencia de la tierra existente en la zona o bien la distribución o lotificación que se pretende establecer, permitirá definir tanto el número como la localización de los canales de drenaje complementarios, para garantizar un punto de descarga de los excedentes de agua que cada usuario o grupo de usuarios tenga en su lote.

Como podrá observarse, la tenencia de la tierra influye en la densidad de la red básica de drenaje, ya que mientras mayor sea el tamaño de los predios o lotes, menor será el número de los mismos y, por tanto, la longitud de los canales de desagüe.

Tanto la topografía como la tenencia de la tierra, pues, influyen de manera principal en la localización en planta o densidad de canales de drenaje de la red básica; en cambio, los re-



querimientos de drenaje o tolerancia a los excesos de humedad de los cultivos por establecer y el régimen de lluvias de la región influyen principalmente en la capacidad de la red, y sólo en ciertos casos llegan a determinar o influir en la densidad y ubicación de la red de canales de drenaje, como sucede con los cultivos de arroz y pastos. En general, los cultivos con poca tolerancia a los excesos de humedad y las zonas con abundante precipitación requieren redes de drenaje de máxima capacidad; asimismo, la combinación de ambos factores dá origen a diversas variantes en cuanto a capacidad de las redes de drenaje.

Otro aspecto importante que se debe tratar, en relación con la planeación de las redes de drenaje, es la posibilidad de combinarlas con la red de caminos, ya que, de ser posible, en general se logra de ese modo un ahorro en el costo total de un proyecto. Por ejemplo, puede presentarse el caso de combinar o complementar la red de drenaje con caminos que se proyecten y construyan con cunetas para que funcionen como desagües; esta posibilidad permite, en general, un mejor funcionamiento de la red de drenaje mejor y más económico, e incluso en ocasiones la sola red de caminos quizá pueda eliminar de hecho la necesidad de una red especial de drenaje, como en el caso de zonas de temporal de poca precipitación, en las que ésto puede lograrse con sólo una adecuada localización y densidad de la red de caminos. En zonas de alta precipitación, la ubicación de caminos sobre uno de los bordos de los canales de drenaje puede permitir, además de un ahorro en los costos, reducir el área de afectaciones e incrementar la seguridad para que el agua no alcance la superficie de rodamiento de los caminos.

#### Secciones tipo de canales de drenaje

En general, para la red básica de drenaje se utilizarán zanjas a cielo abierto de sección trapecial. Tomando en cuenta que el objetivo de estas redes, como ya quedó establecido, es desa

lojar los excedentes de agua superficial ocasionados principalmente por la lluvia, se hace necesario que el nivel de agua en los canales de drenaje esté siempre abajo del terreno, ya que sólo en estas condiciones se permitirá el escurrimiento del agua superficial hacia el interior de los mismos. Para lograr lo anterior es indispensable que toda la sección del canal de drenaje se forme mediante excavación y se aloje en terreno natural. Para que no ocasione problemas, el material de desperdicio, producto de la excavación de la cubeta de los canales de drenaje, debe depositarse en algún sitio, para lo cual existen las siguientes opciones:

- Transportarlo a sitios donde se localicen bancos de desperdicio.
- Utilizarlo en los trabajos de nivelación de los terrenos.
- Depositarlo en las márgenes de los canales de drenaje formando bancos de desperdicio.

Las dos primeras resultan más costosas que la última, y requieren dar a la cubeta taludes muy tendidos y protegidos con pasto con el fin de evitar erosiones, ya que de otro modo el agua puede penetrar al canal en cualquier sitio. Esta solución es la que se utiliza para los desagües en parcelas.

Para la tercera opción, el material puede colocarse en distintas formas, como puede observarse en las siguientes figuras:

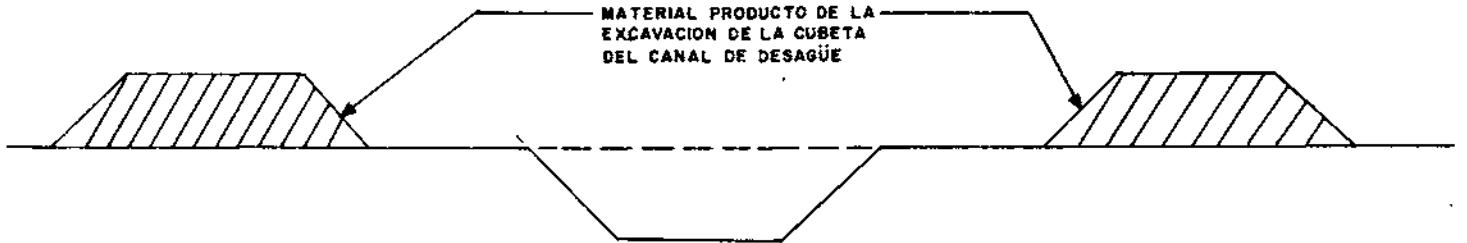
figura 37



figura 38



figura 39



La solución que ha adoptado la Secretaría es la última opción, con la disposición y forma del material de desperdicio mostrada en la figura 39. Hasta la fecha, esta solución ha dado resultados satisfactorios ya que con ella se logra controlar los escurrimientos del agua superficial excedente y conducir los canales de desagüe, encauzándolos y permitiendo su entrada sólo en los sitios apropiados, en los que se tienen estructuras especiales para dicho fin, con lo que se evita que el agua escurra al canal por los taludes de la cubeta y destruya la sección por erosión. Con esta solución se evitan, además, los trabajos de acarreo o extendido del material de excavación, que por lo regular resultan costosos, con lo que se logra un ahorro en el importe de las obras. Es importante que esta solución presenta el inconveniente de afectar una mayor superficie del terreno, pero que, además de las ventajas ya indicadas, permite el tránsito libre de la maquinaria de conservación y evita el riesgo de falla del talud de la cubeta por el sobrepeso del material de desperdicio, que puede presentarse con la solución mostrada en la figura 38.

## Cambios de sección

En los canales de desagüe es necesario cambiar, por distintas razones, (principalmente por la variación de la capacidad requerida) alguna o algunas de las características de sus secciones transversales; para esto es necesario construir las transiciones adecuadas en cada caso. Por ejemplo, cuando se cambia la profundidad del cauce o el ancho del fondo, los cambios no se deben hacer en forma abrupta, sino gradual, en una distancia de unos 5 metros o más, dependiendo de la magnitud del cambio. Cuando cambia la profundidad, la pendiente de la transición debe ser suave, para evitar socavación. Las secciones de transición se deben localizar arriba de la entrada de los drenes laterales. Es más sencillo cambiar el ancho del fondo, o la profundidad, en lugar de ambos; sin embargo, en algunos diseños de transición, ambos cambios son necesarios y por tanto deben observarse las recomendaciones indicadas para los dos casos.

## Curvas

Para tener un mejor funcionamiento hidráulico es deseable que los canales de desagüe tengan trazo recto, y que se eviten, en lo posible, cambios de dirección. Sin embargo, el mejor desagüe es el que se obtiene mediante canales que sigan las partes bajas de los terrenos encharcados, en cuyo caso es necesario construir curvas en cada cambio de dirección.

En general deberán evitarse las curvas muy cerradas, eligiendo curvas suaves, a fin de mejorar las características hidráulicas y la estabilidad de las secciones de los canales de desagüe.

Como auxilio para el diseño de curvas en la red de canales de desagüe, puede utilizarse la siguiente tabla recomendada por el Soil Conservation Service:

RADIO MINIMO DE CURVATURAS RECOMENDABLES EN SUELOS  
ESTABLES Y SIN PROTECCION EN LAS MARGENES

TIPOS DE ZANJAS	CAIDA POR MILLA	RADIO MINIMO DE CURVATURA	GRADOS APROXIMADOS DE LA CURVA
	PIES	PIES	GRADOS
Zanjas pequeñas con un ancho de 15 pies.	menos de 3	300	19
	3 a 6	400	14
Zanjas de tamaño mediano con un ancho de 15 a 35 pies.	menos de 3	500	11
	3 a 6	600	10
Zanjas mayores (más de 35 pies de ancho)	menos de 3	600	10
	3 a 6	800	7

Estructuras necesarias en la red de desagüe

Las principales estructuras en un sistema de desagüe con canales abiertos son:

- Puentes y alcantarillas.
- Caídas.
- Entradas de agua.
- Vados.
- Remates finales.

Puentes y Alcantarillas. Son estructuras que se construyen sobre canales de desagüe para dar paso a carreteras y ferrocarriles.

Generalmente los puentes son las estructuras elegidas para dar paso a las vías de comunicación o a los ductos que conducen el agua de riego, en cuyo caso se denominan puentes canal; el proyecto y construcción de alcantarillas se considera una opción obligada cuando las condiciones físico-hidráulicas del cruzamiento así lo imponen.

La limitación en la utilización de las alcantarillas es menos rígida en los casos en que el canal de desagüe no lleva acarreos flotantes de importancia que obstruyan el libre escurrimiento del agua. El material de construcción en estos casos ha sido en general el concreto reforzado, que permite construir las estructuras de aspecto esbelto y de dimensiones según los requerimientos de los caudales que lleven los drenes. Se prefieren las alcantarillas de sección rectangular por ser más económicas y fáciles de construir; sin embargo, en las condiciones actuales que vive el país es necesario buscar la máxima economía posible, lo que puede lograrse utilizando tuberías metálicas tipo armco, y, en los sitios y casos donde es posible, la mayor cantidad de mano de obra, por lo que deberá contemplarse la utilización de la mampostería.

En los puentes, la superestructura es de concreto reforzado, y la subestructura puede construirse de mampostería, cuando el material es fácil de obtener y abundante, o de concreto. En general, los puentes no ofrecen limitaciones en los aspectos de diseño y construcción debido a su versatilidad en los claros y espacios libres verticales, ya que se prestan, además, para trabajos de profundización de plantilla de los canales de desagüe en las obras de ampliación, cuando es necesario aprovechar una estructura existente.

Por lo que respecta al ancho de la superficie de rodamiento, ésta no será mayor de 3.75 m, valor que corresponde a una sola franja de circulación, con las excepciones de caminos a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), en los que esta Secretaría fija el ancho.

En cuanto al diseño hidráulico es recomendable dar un área hidráulica no menor que 80% de la del canal de desagüe.

Caídas. Estas estructuras pueden construirse de mampostería o de concreto, según las dimensiones del diseño y la importancia funcional que tengan. Se localizan en canales de desagüe con pendientes, y su principal función es amortiguar la energía del agua cuando se generan altas velocidades de carácter erosivo. En México muy rara vez se requiere revestir un desagüe localmente, pero en el caso de las caídas es necesario proteger la sección de los canales de desagüe antes y después de la caída, lo que se hace con mampostería o simplemente con enrocamiento, que puede ser a volteo o acomodado a mano (zampeado seco).

La caída, ya sea vertical, inclinada, o con sección parabólica, deberá tener tanque amortiguador con las características que se requieran según el caudal que conduce el dren y la velocidad de llegada.

Entradas de Agua. Son estructuras que se construyen para evitar los encharcamientos junto a los bordos de un dren dando entrada franca al agua de lluvia que se acumula, mediante tubería metálica armco asfaltada tanto en el interior como en el exterior.

La estructura que se recomienda es, como ya se indicó, un tubo metálico con una caja colectora de entrada, formada también por tubería metálica con doble capa asfáltica pero de diámetro mayor que la descarga.

El diámetro mínimo recomendable de la tubería de descarga es de 24 pulgadas (61 cm), para permitir su limpieza en caso necesario. Debe colocarse como mínimo una estructura en la parte inferior de cada lote o parcela que exista o se establezca en la zona.

Para cada caso, el diámetro de los tubos de una entrada de agua debe definirse con base en el área de la zona que se vaya a desaguar, debiendo tomar en cuenta que para lograr este obje-

tivo es necesario conectar la entrada de agua al sistema de drenaje parcelario correspondiente.

Es muy importante dar a la tubería de descarga la profundidad correcta en la caja colectora de entrada, para garantizar el desagüe de toda su cuenca, ya que una profundidad escasa ocasionará encharcamientos en el terreno. Esta profundidad debe definirse en cada caso particular, sin embargo, se observa que, en general, una profundidad de 1.0 m, medida de la parte inferior del tubo al terreno natural, da resultados satisfactorios.

Vados. Este tipo de estructura de cruce puede utilizarse en sustitución de puentes y/o alcantarillas, con una ventaja en lo que respecta al costo, como puede observarse en el cuadro anexo, si bien con una pequeña desventaja en el aspecto funcional -que puede ser mínima en sitios en los que el escurrimiento de los canales de desagüe es rápido-: no puede transitarse durante el tiempo que tarda en pasar la creciente.

Estas estructuras deben localizarse en cruces de caminos de la Secretaría o vecinales, pero no en caminos pavimentados a cargo de la SCT, ni en revestidos con tránsito importante; deberán tener sus rampas suficientemente tendidas para garantizar el tránsito del tipo de vehículos y maquinaria que se tenga en la región.

Remates Finales. Estas estructuras pueden construirse de concreto o mampostería y se localizan en el extremo alto de los canales de desagüe, rematando la punta del canal en una estructura con forma de abanico o rectangular que permite recoger e introducir los escurrimientos del agua de lluvia para evitar la erosión de la cabecera alta del canal de desagüe.

Red de Caminos. La red de caminos deberá construirse de preferencia por etapas, considerando en la primera la menor longitud



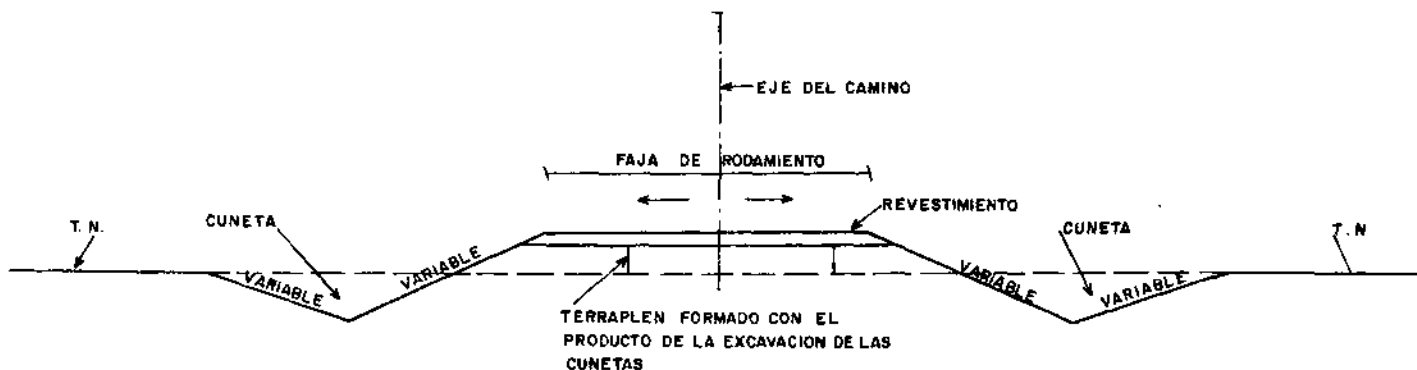
posible, de tal forma que en ésta se tengan sólo los caminos es  
trictamente indispensables y se deje para etapas posteriores la  
construcción de los caminos restantes, en la forma en que vayan  
necesitándose.

La sección transversal de los caminos deberá fijarse buscando  
la mayor economía posible y considerando las cunetas que puedan  
servir como desagües agrícolas, para lo que se deberán proyectar  
en tal forma que su sección transversal tenga capacidad suficient  
e para conducir los escurrimientos que se espera captar, y la  
pendiente longitudinal necesaria para descargar a los cauces na-  
turales y/o canales de desagüe de la zona.

Por lo regular, la construcción del terraplén del camino con el  
producto de la excavación de las cunetas es una solución bastant  
te económica, y altera menos las condiciones naturales del te-  
rreno que la solución de tomar el material de bancos de préstamo  
lateral sin control.

De acuerdo con la ubicación del camino con respecto a la pen-  
diente del terreno, en un momento dado podrá construirse una de  
las cunetas con una sección mayor como sería el caso de un camin  
o que sigue en forma aproximada las curvas de nivel, ya que  
una de las cunetas trabajaría como interceptor y la otra sólo  
captaría el desagüe de media franja de rodamiento; incluso es  
posible dar a esa cuneta una sección trapecial, para que obtenga  
suficiente capacidad, concentrando la obtención del préstamo  
lateral en un solo lado.

En conclusión, lo importante es buscar la economía de las  
obras, por lo que se requiere hacer un análisis detallado de  
todas las soluciones posibles para elegir lo más relevante en  
cada caso. Para tener una guía sobre estos análisis pueden tom  
arse los datos del ejemplo que se anexa.



b) Características Geométricas.

En general el ancho de la faja de rodamiento a considerar, será de 5.00 m, con taludes tanto en el terraplén y cunetas, de acuerdo al tipo de material, capacidad requerida en las cunetas y al funcionamiento de las mismas.

c) Estructuras.

Las estructuras que se requieren en la red de caminos, son prácticamente para cruces, siendo principalmente puentes, alcantarillas o vados, los cuales ya se discutieron anteriormente.

## 8. DISEÑO DE LA RED COLECTORA

El diseño de un sistema de colectores de drenaje superficial comprende cuatro fases principales.

- 1) Cálculo de coeficientes de drenaje o ecuación de diseño.
- 2) Trazo de la red de drenaje.
- 3) Dimensionamiento de la red.
- 4) Estimación de costos.

### 8.1 Cálculo del coeficiente de drenaje y ecuación de diseño

Ya se describió la metodología para calcular los coeficientes de drenaje; en caso de no contar con la información necesaria, es indispensable realizar un estudio al respecto. El detalle del estudio dependerá del tipo de resultado esperado. Hay que tomar en consideración que el diseño debe realizarse con base en el uso intensivo más frecuente y tomando siempre en consideración los factores económicos.

### 8.2 Trazo de la red de drenaje

El trazado de la red de drenaje consiste en la elaboración de un plano con la ubicación de cada uno de los drenes primarios y secundarios. Para el trazado de estos canales se tomarán en cuenta las siguientes especificaciones:

- 1) Procurar utilizar los drenajes naturales o canales de drenaje existentes.
- 2) El canal debe ser capaz de recolectar toda el agua del área que sirve.
- 3) Los canales deben situarse en los sitios más bajos del terreno.

- 4) La salida debe ser conveniente y con capacidad suficiente para conducir en forma segura los gastos de diseño.
- 5) Los canales no deben tener curvas fuertes.
- 6) Las pendientes no deben ser muy fuertes para evitar erosión.
- 7) El trazado debe facilitar, en lo posible, un parcelamiento adecuado.

### 8.3 Dimensionamiento de la red

- a) Calcular la capacidad de los drenes.
- b) Diseñar los drenes.

Los valores obtenidos en esta etapa se usarán para el diseño definitivo.

### 8.4 Cálculo de la capacidad de los canales colectores

Las capacidades de los canales se calculan mediante las ecuaciones de diseño obtenidas de acuerdo con los análisis efectuados en el Capítulo 4 . Para el caso de un solo dren, se utiliza directamente la ecuación; cuando en el área existe más de una ecuación, es necesario calcular "áreas equivalentes". En las intersecciones se debe utilizar la regla del 20-40. Estos dos últimos procedimientos se describen en este mismo capítulo.

#### 8.4.1 Diseño definitivo

Los factores de diseño que se deben considerar son:

- 1) Coeficiente de rugosidad "n" de Manning.

- 2) Velocidades permisibles (pendientes).
- 3) Sección típica.
- 4) Profundidad del canal (tirante de agua).
- 5) Taludes.
- 6) Ancho de fondo (base).
- 7) Facilidad de mecanización.

Al final del capítulo se incluyen tablas para el diseño de las secciones de los canales.

Para el diseño de los canales se utiliza la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

V = velocidad en m/seg.

R = radio hidráulico = área/perímetro mojado.

s = pendiente del terreno.

n = coeficiente de rugosidad.

Aplicando la ecuación de continuidad  $Q = Av$ , donde Q se expresa en  $m^3$ /seg, y trabajando con tentativas, puede obtenerse la sección deseada.

#### 8.4.2 Algunas consideraciones sobre el diseño de los canales abiertos

Según el Soil Conservation Service (1973), deben considerarse los siguientes factores al ajustar el tirante de agua, el ancho de la plantilla y las pendientes laterales para obtener la sección requerida:

- 1) Un canal profundo proporciona mayor velocidad que uno superficial.
- 2) Un canal profundo proporciona una mejor oportunidad para el drenaje interno.
- 3) Un canal profundo probablemente dura más tiempo debido a que la sedimentación causa en él menos obstrucción.
- 4) Un canal profundo requiere menos derecho de vía que uno superficial.
- 5) Un canal profundo puede descubrir un estrato inestable que uno superficial no podría descubrir.
- 6) Puede resultar más práctico mantener un canal llano que uno profundo mediante pastoreo o segado.

También es necesario considerar un incremento en la sección para tomar en cuenta la sedimentación inicial:

- 1) Aumentando la sección en un 20 por ciento.
- 2) Proporcionando un aumento en profundidad o ancho de la base del canal, pero no en la parte superior. En suelos arenosos no es conveniente profundizar el canal.
- 3) Conviniendo con el constructor en aumentar la excavación (en profundidad) como una práctica de construcción. En algunas partes este aumento puede ser de 15 a 30 centímetros.

#### 8.4.3 Cálculo de la capacidad de los colectores en las intersecciones. Regla del 20-40

El cálculo de la capacidad de un colector aguas abajo de una intersección puede realizarse de dos formas:

- a) sumando las capacidades de los colectores que se unen, o,
- b) considerando toda el área de la cuenca aguas arriba de la intersección y utilizando un coeficiente de drenaje ponderado (en caso de que sean diferentes).

El primer método da una capacidad mayor que el segundo, y se debe usar cuando las áreas drenadas por los colectores son casi iguales. Esto se debe a que entonces los tiempos de concentración serán aproximadamente iguales.

El segundo método debe utilizarse cuando un colector que drena un área pequeña se une a un colector con un área de influencia mucho mayor. En los casos intermedios puede utilizarse una combinación de ambos métodos.

El Soil Conservation Service (1972) ha propuesto una metodología llamada la regla del 20-40, que considera tres casos:

Caso 1. Cuando el área tributaria de uno de los colectores que se unen ocupa entre 40 y 60 por ciento del área total, la capacidad del dren aguas abajo de la intersección se determina sumando las capacidades de ambos colectores.

Caso 2. Cuando el área tributaria de un colector es menor que 20% del área total, la capacidad del colector aguas abajo de la intersección se obtiene considerando el área total y utilizando la ecuación de drenaje adoptada.

Caso 3. Cuando el área drenada por uno de los colectores ocupa entre 20 y 40 por ciento del área total, el caudal de diseño aguas abajo del colector estará también comprendido entre los valores obtenidos por los dos casos anteriores. Para obtener el caudal de diseño se calcula la diferencia de caudal entre los casos 1 y 2 y el resultado se prorratea de acuerdo con la diferencia entre el porcentaje obtenido y 20 ó 40 por ciento total. La figura 40 ilustra los tres casos presentados.

Para comprender mejor el caso tres, se presenta el siguiente ejemplo: un colector que drena 1296 ha se une a otro que a su vez drena un área de 4130 ha. El área total ocupa así 5426 ha. La ecuación de drenaje utilizada es:  $Q = 12.5 \text{ ha}^{5/6}$  (litros por segundo). Analizando las áreas, se deduce que el área menor es 23.88% del área total y, por tanto, el problema se considera como caso 3. El caudal de diseño se obtiene como sigue (véase la figura 40 ):

- |  |              |
|--|--------------|
| a. Q para 1296 ha                        | 4906         |
| Q para 4130 ha                           | <u>12888</u> |
| Caudal total caso 1                      | 17794 l/seg  |
| <br>                                     |              |
| b. Q para área total (5426 ha)           | 16180 l/seg  |
| caso 2                                   |              |
| <br>                                     |              |
| c. Diferencia (a-b)                      | 1614 l/seg   |
| <br>                                     |              |
| d. Porcentaje del área menor             |              |
| $\frac{1296}{5426} \times 100 = 23.88\%$ |              |
| <br>                                     |              |
| e. Diferencia para el 20% (caso 2)       |              |
| $23.88 - 20.0 = \underline{3.88\%}$      |              |
| <br>                                     |              |
| f. Porcentaje de diferencia de caudal    |              |
| $\frac{3.88}{20} \times 100 = 19.4\%$    |              |



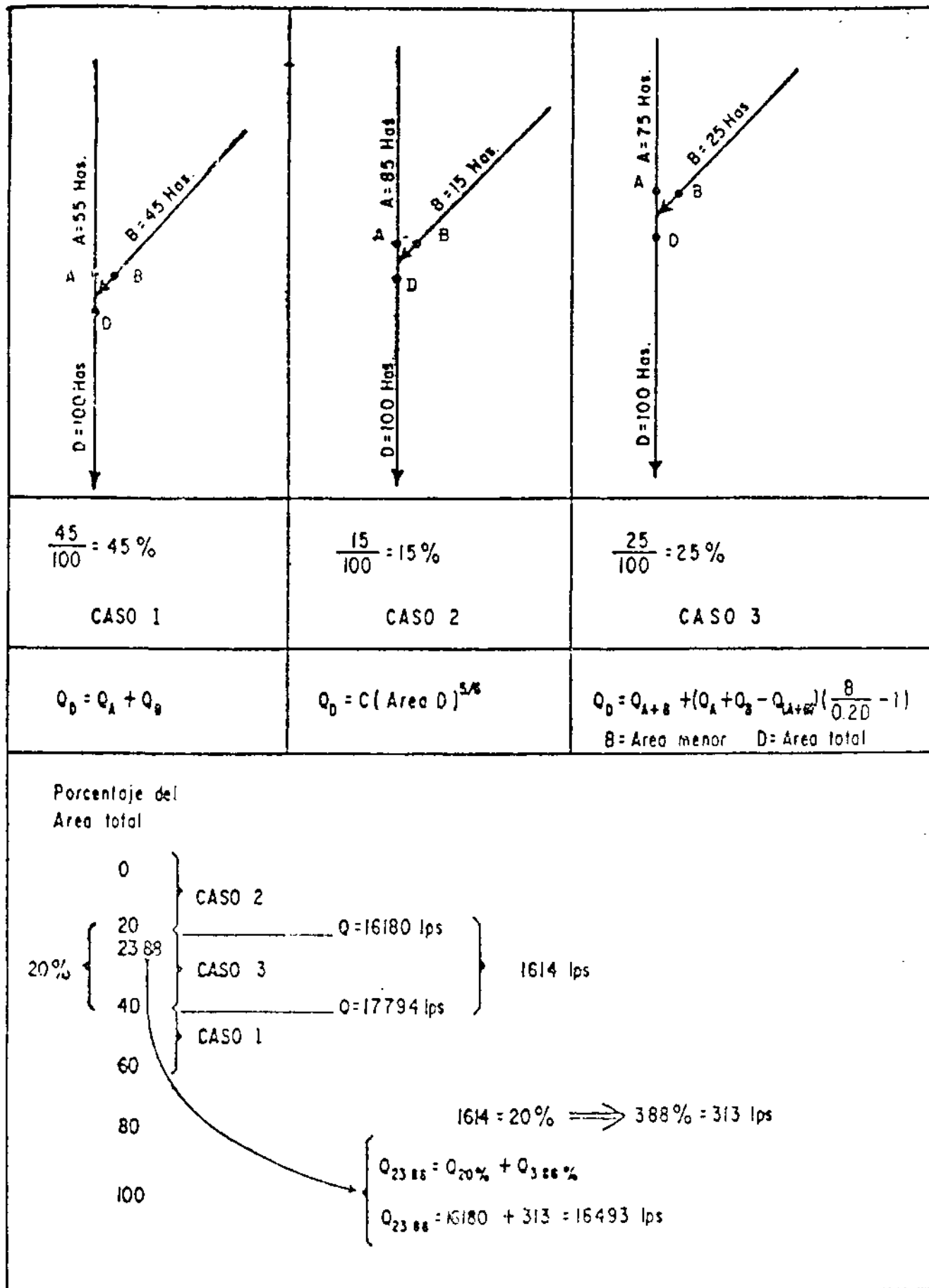


Figura. 40 Demostración gráfica de la regla 20-40

g. Caudal adicional =  $0.194 \times 1614$  (c por f) = 313 l/seg

h. Caudal de diseño

$$\underline{16180 + 313 = 16493 \text{ l/seg}}$$

Si el cálculo se hace con base en 40% ( Caso 1 ), el resultado sería:

e. Diferencia para 40% ( Caso 1 )

$$23.88 - 40.0 = - 16.12$$

f. Porcentaje de diferencia de caudal

$$- \frac{16.12}{20} = - 0.806 = - 80.6\%$$

g. Caudal adicional =  $- 0.806 \times 1614 = - 1300$

h. Caudal de diseño

$$\underline{17794 - 1301 = 16493 \text{ l/seg}}$$

#### Cómputo de Areas Equivalentes

Cuando el exceso de agua se remueve a diferentes tasas en varias partes de la cuenca, o mejor dicho, cuando el cómputo del caudal de diseño se efectúa con diferentes ecuaciones de drenaje, se dificulta encontrar el caudal de diseño aguas abajo de una intersección en la que se unen dos áreas con esas características. Una forma de simplificar el problema es transformar ambas áreas en una sola ecuación de drenaje y utilizar "áreas equivalentes" para el área cuya ecuación de drenaje sea diferente a la adoptada. El cómputo de las áreas equivalentes puede realizarse gráfica o analíticamente.

El cálculo es muy sencillo; sólo se requiere determinar el caudal de diseño mediante la ecuación de drenaje original y luego introducir ese resultado en la ecuación adoptada y despejar el

valor del área equivalente, Una expresión que facilita el cálculo es la siguiente:

$$A_e = \left( \frac{C_i}{C_f} \right)^{1.2} A_i$$

donde

$A_e$  = Área equivalente

$C_i$  = Coeficiente de la ecuación de drenaje original

$C_f$  = Coeficiente de la ecuación de drenaje adoptada

$A_i$  = Área original

La forma gráfica de determinar las áreas equivalentes es trazar en una gráfica en papel doble logarítmico las diferentes ecuaciones de drenaje; como las ecuaciones tienen forma exponencial, éstas se representan igual a cero para  $A = 1$ . La figura 41 muestra la gráfica de algunas ecuaciones de drenaje.

Para ilustrar lo anterior, supóngase que un colector que drena un área de 500 ha, con una ecuación  $Q = 9.4 \text{ ha}^{5/6}$ . En este caso se dificulta aplicar la regla del 20-40 para calcular el caudal aguas abajo ya que los coeficientes de drenaje son diferentes y, por tanto, no pueden compararse directamente las áreas. Es necesario convertir las áreas a una sola ecuación, ya sea  $Q = 9.4 \text{ ha}^{5/6}$  o  $Q = 18.3 \text{ ha}^{5/6}$ , dependiendo de las conveniencias del cálculo. Si se escoge como ecuación de diseño  $Q = 9.4 \text{ ha}^{5/6}$ , hay que transformar las 200 ha que utilizan la otra ecuación en un área equivalente en la ecuación adoptada; para hacerlo se calcula el caudal con la ecuación original ( $Q = 18.3 \text{ ha}^{5/6}$ ), obteniendo  $Q = 18.3 (200)^{5/6} = 1513.5$  litros por segundo; luego se sustituye ese valor en la ecuación adoptada y se despeja el área equivalente como  $A_e = (1513.5/9.4)^{1.2} = 444.9$  ha; esto es, las 200 ha en la ecuación con  $C = 18.3$  equivalente a 444.9 ha en la ecuación con  $C = 9.4$ . El área total

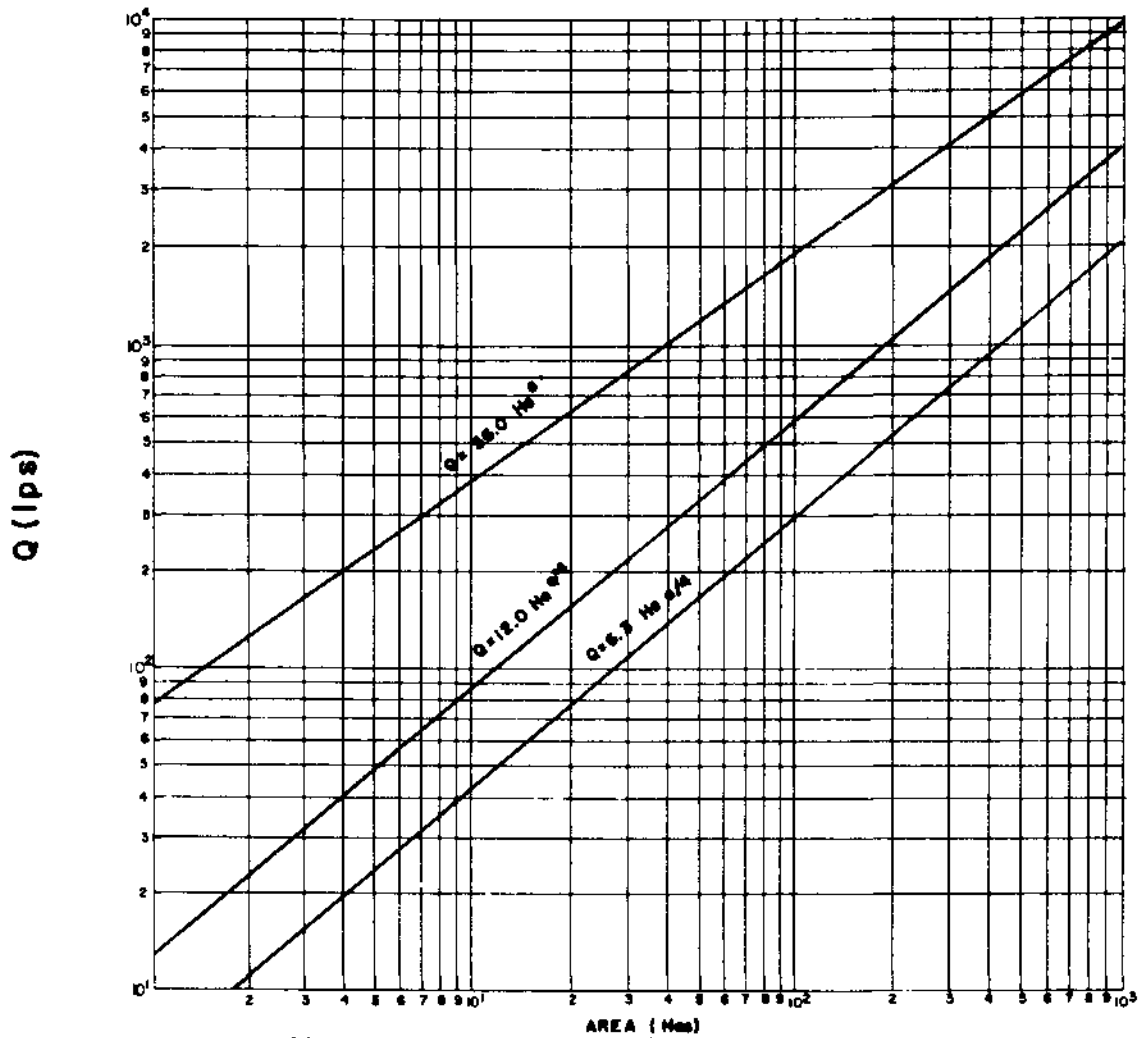


FIGURA 41 Curvas de Escorrentía para Diseño de Drenaje Superficial.

sería de  $444.9 + 500 = 944.9$  ha, siendo que las 444.9 ha, corresponden a un 48% del área total y consecuentemente se considera como caso 1, y por lo tanto el caudal de diseño sería igual a:

$$Q_D = 1513.5 + 9.4 (500)^{5/6} = 3181.8 \text{ l/seg.}$$

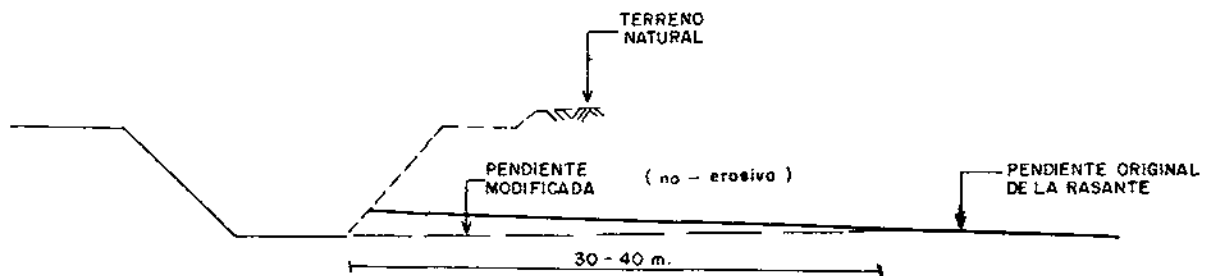
Utilizando la ecuación anterior se obtiene:

$$A_e = \left( \frac{C_i}{C_f} \right)^{1.2} \quad A_i = \left( \frac{18.3}{9.4} \right)^{1.2} 200 = 444.9 \text{ ha}$$

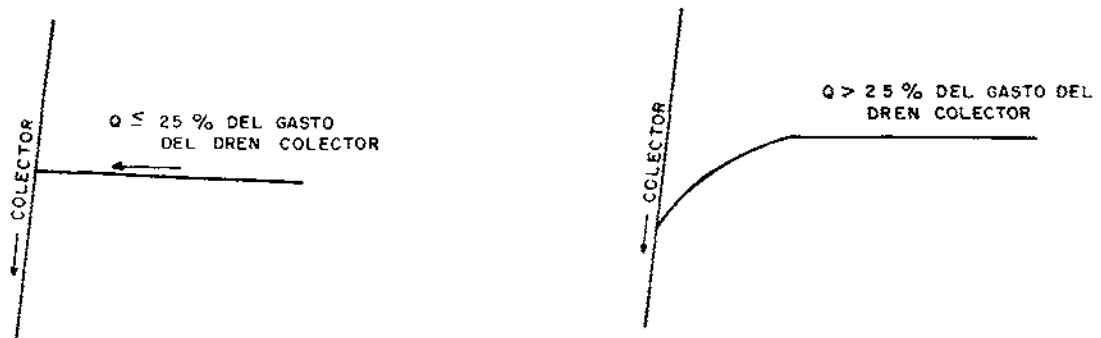
exactamente igual al anterior; de la misma manera, utilizando el gráfico de la figura 41 se obtiene un valor igual.

## 8.5 Recomendaciones para el diseño de sistemas de drenaje

Para el diseño de conexiones dren a dren, cuando los niveles de las plantillas son diferentes en el sitio de la conexión, conviene modificar la pendiente de la plantilla, en lugar de construir una caída.

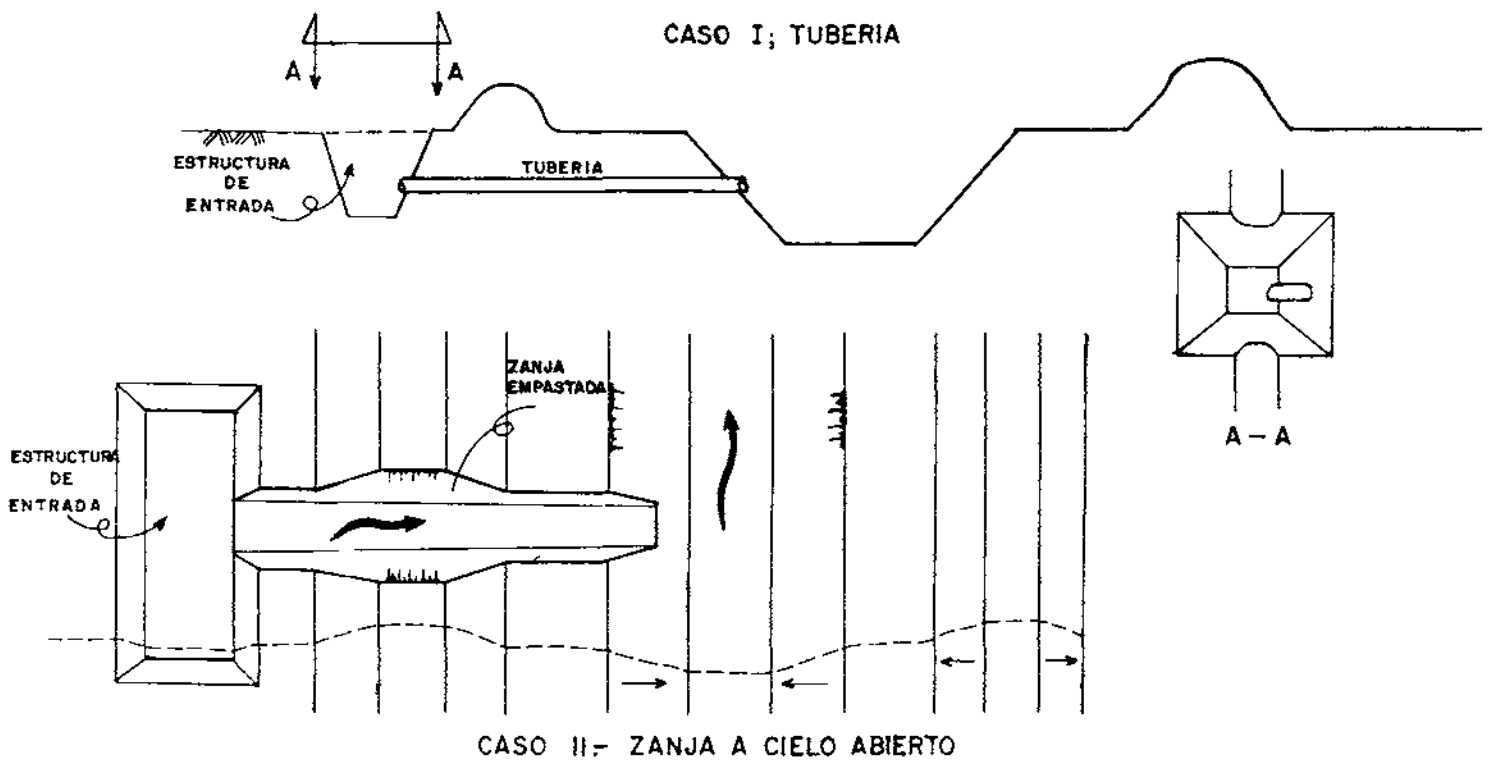


Las conexiones dren a dren se pueden formar en ángulo recto, si el gasto del dren que se incorpora es menor que  $1\text{m}^3/\text{s}$  y es el 25% ó menos del gasto del dren colector; si no es así, conviene formar una curva.



El sitio donde se hace la conexión de los drenes deberá protegerse sólo si las velocidades del agua son iguales o superiores a las velocidades erosivas del terreno; esta protección puede ser de mampostería o de concreto.

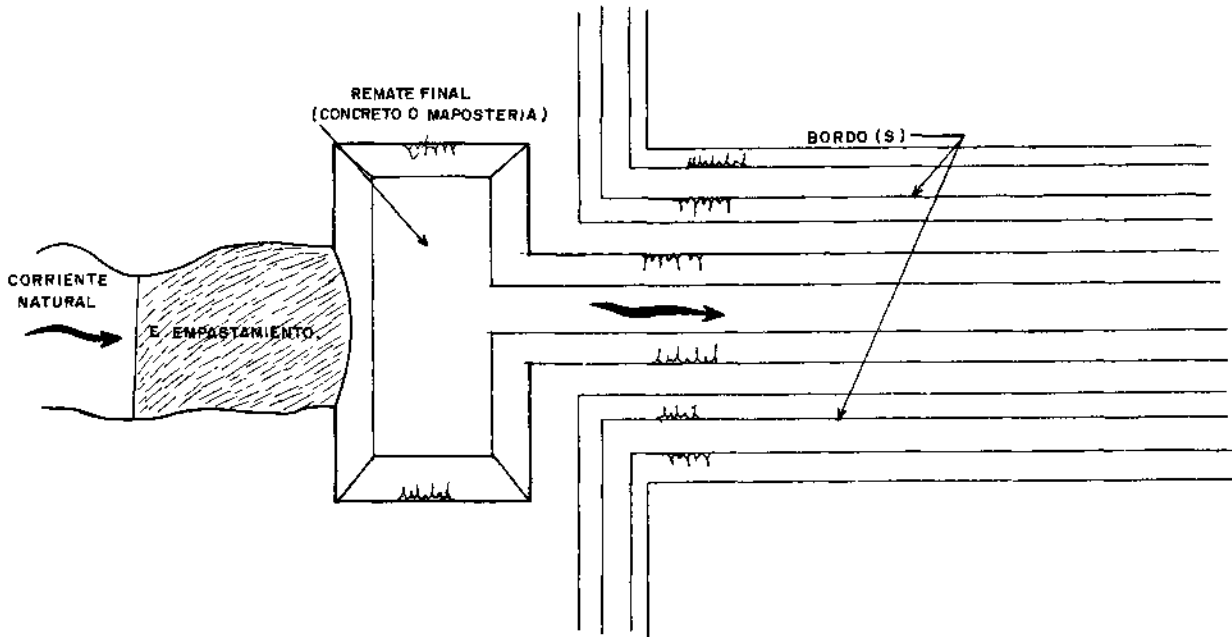
Para el diseño de drenes principales y secundarios, es conveniente incluir estructuras para entradas de agua, y evitar que los escurrimientos se incorporen directamente, provocando erosión en bermas y taludes. Dichas estructuras pueden consistir en tuberías, o zanjas a cielo abierto (en este caso, los taludes deberán ir empastados).



Es aconsejable también que paralelo a los bordos de protección se construyan zanjas colectoras de los escurrimientos que conduzcan estos hasta las estructuras de entrada.

El empastamiento de bermas y taludes en drenes puede usarse como medida para proteger el dren de erosión.

En el diseño de drenes principales o secundarios, cuando éstos se inician en un cauce natural, es necesario proteger al dren mediante un remate final, que puede ser de concreto o mampostería; por su parte el arroyo deberá empastarse en la parte próxima a la estructura de remate final.

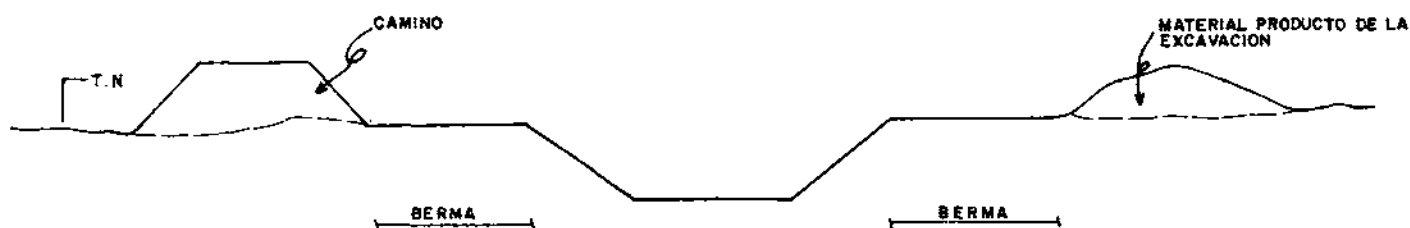


En caso de que no se capte un cauce natural, no es necesario construir dichas estructuras.



Para efectuar las prácticas de supervisión y mantenimiento a los sistemas de drenaje, será necesario contar con caminos de acceso paralelos a los drenes; estos caminos podrán formarse con el material producto de excavación de la cubeta, el ancho de la corona y el tipo de revestimiento a usarse dependerá de las necesidades de tránsito. Es recomendable integrar estos caminos con las redes generales de comunicación previstas.

Entre el camino y el dren es conveniente dejar una berma de unos 5 metros que permita el tránsito de maquinaria para mantenimiento.



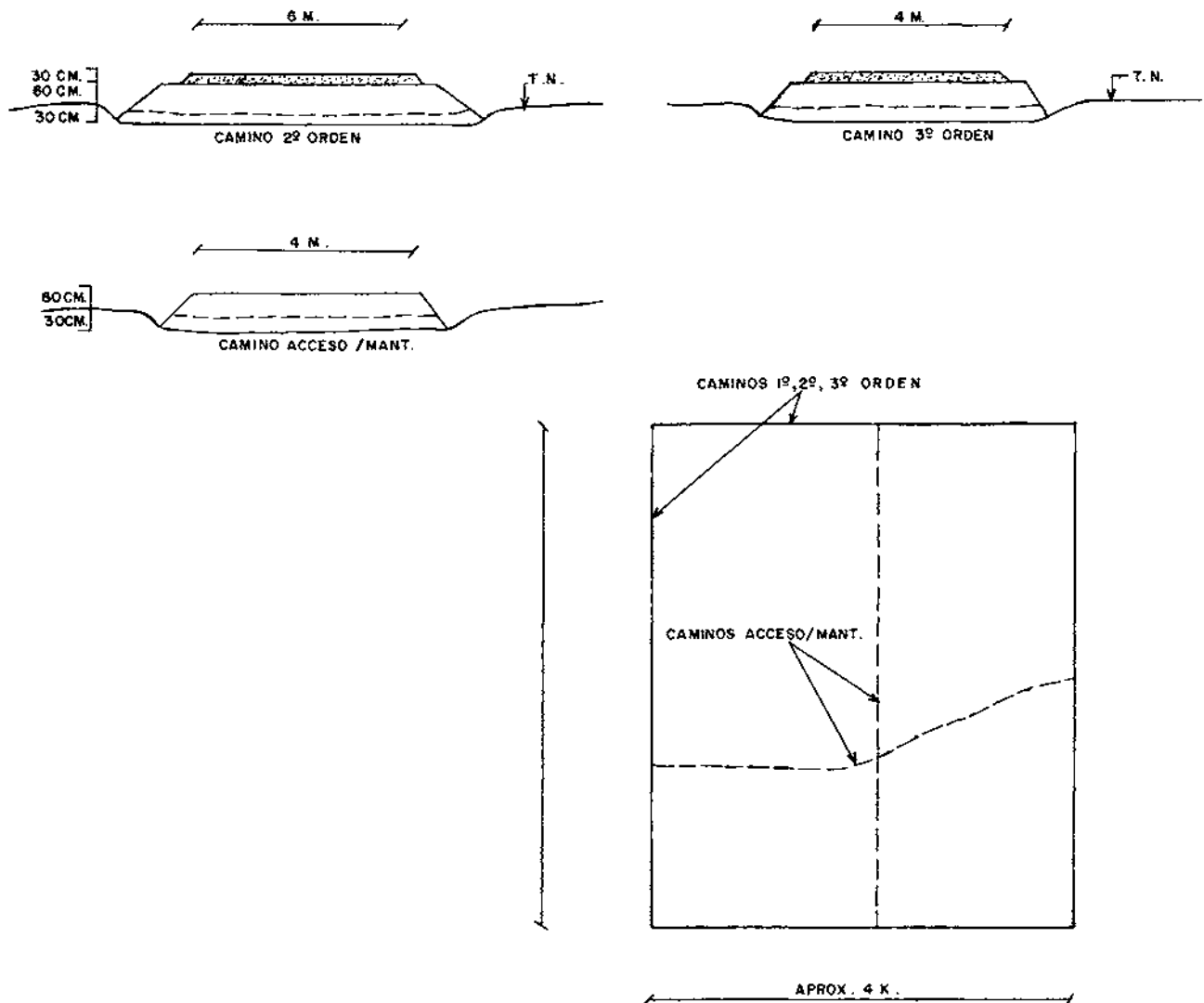
El empastamiento de drenes cumple múltiples funciones: impide la erosión ocasionada por el arrastre de material, disminuye la sedimentación de los cauces, evita el crecimiento de malezas que disminuyen la sección hidráulica del dren y disminuye la infiltración desde los cauces hacia las áreas vecinas. El empastamiento deberá cubrir las bermas y taludes de los drenes, y los taludes de los caminos o bordos en caso de existir.



Los caminos para dar servicio a las áreas productivas formarán reticulas de aproximadamente 4 km de lado; la retícula puede formar se por caminos de 1°, 2°, 3° orden y caminos de acceso y/o mantenimiento; la distancia máxima desde un camino de 1°, 2° ó 3° orden hasta una parcela no deberá ser mayor de 2 km.

En los caminos de 2° y 3° orden se proporcionará revestimiento a la superficie de rodamiento.

En los caminos de mantenimiento y/o acceso no es necesario revestir la corona.



## 8.6 Ayudas para el diseño de drenes

Para facilitar el diseño de sistemas de drenaje se recomienda el uso de las siguientes ilustraciones (gráficas, cuadros y nomogramas), en las cuales se sistematiza la información que ha sido probada en las condiciones del Trópico Húmedo.

CUADRO 23. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

DREN	Duración de Tormenta	1r años	Método para Diseño	Densidad	Sección	Base (b) (cm)	Tirante (cm)	Velocidad (m/s)	Talud	Berma (m)	Bordo libre (cm)	Accesos para Mantenimiento
Parcelario	$\frac{48 \text{ horas}}{2}$	5	$Q = CA^{5/6}$	Separación entre 250 y 750 m.	Triangular	0	Mín. 0.3 Máx. 1.0	0.5 - 2.0	4.1	No		No
Colector Parcelario	$\frac{48 \text{ horas}}{2}$	5	$Q = CA^{5/6}$	Separación entre 1500 y 2500 m.	Trapezoidal	Mín. 1.0	Mín. 1.0 Máx. 2.0	0.5 - 2.0	2.1	3.0		en un lado
Colector Secundario Principal	$\frac{48 \text{ horas}}{2}$	5	$Q = CA^{5/6}$	Separación entre 2000 y 4000 m. Como se requiera.	Trapezoidal	Mín. 1.0 Máx. 15.0	Mín. 1.0 Máx. 2.0	0.5 - 2.0	2.1	3.0		b ≤ 4 m acceso un lado b > 4 m acceso dos lados
Que conduce escurrimientos de las zonas altas.	24 horas		Gasto máximo	Como se requiera	Trapezoidal	Mín. 1.0 Máx. 15.0	Mín. 1.0 Máx. 2.5	0.5 - 2.0	2.1			b ≤ 4 m acceso un lado b > 4 m acceso dos lados
			60% gasto máximo en sección excavada 40% entre bordos.		Compuesta		En sección excavada mín. 1.0 máx. 2.5 Entre bordos máx. 1.5 m					5.0

En el cálculo de la velocidad, cuando los drenes sean de tierra, se usará un valor de n (coeficiente de manning para la rugosidad) calculado mediante la ecuación  $n = 0.0352 - 0.0071 \ln r$ , donde r es el radio hidráulico.

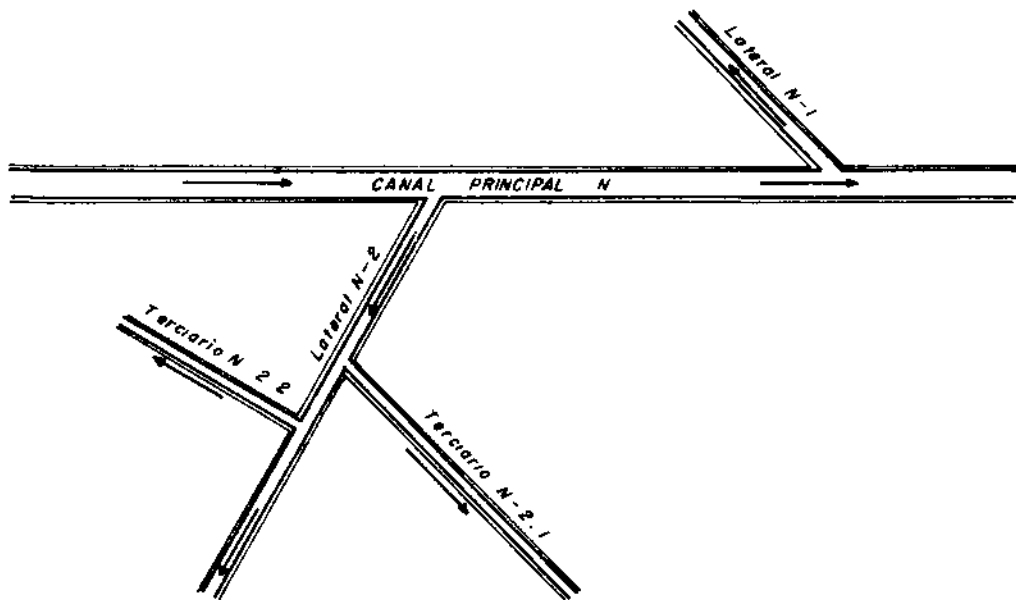
CUADRO 24.

VALORES DE n DADOS POR HORTON PARA SER EMPLEADOS EN  
LAS FORMULAS DE KUTTER Y MANNING

SUPERFICIE	CONDICIONES DE LAS PARADES			
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANAMENTE BUENAS	MALAS
<b>CANALES Y ZANJAS:</b>				
En tierra, alineados y uniformes.	.017	.020	.0225	.025
En roca, lisos y uniformes	.025	.030	.033	.033
En roca con salientes y sinuosos.	.035	.040	.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento.	.0225	.025	.0275	.030
Dragados en tierra.	.025	.0275	.030	.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados.	.025	.030	.035	.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos.	.028	.030	.033	.035
<b>CORRIENTES NATURALES:</b>				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos sin hendeduras ni charcos profundos.	.025	.0275	.030	.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	.010	.033	.035	.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollo, limpio.	.033	.035	.040	.045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	.040	.045	.050	.055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	.035	.040	.045	.050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	.045	.050	.053	.060
(7) Ríos perezosos, cauco en hierbado o con charcos profundos.	.050	.060	.070	.080
(8) Playas muy enhierbadas.	.075	.100	.125	.150

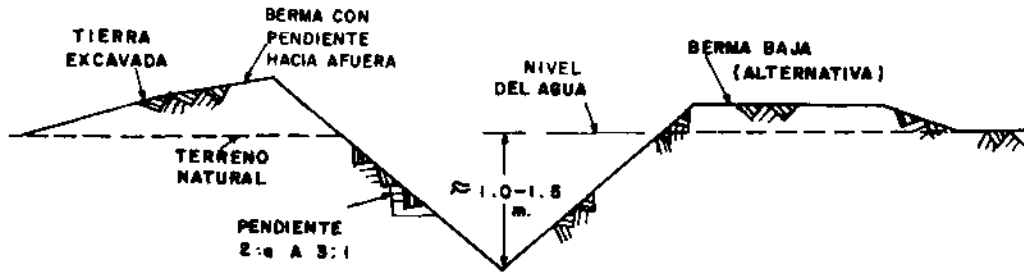


**Figura. 42** Esquema del Mejoramiento de un Canal Principal.



**Figura. 43** Esquema de la Nomenclatura de los Canales.

### CANAL TRIANGULAR



### CANAL TRAPEZOIDAL

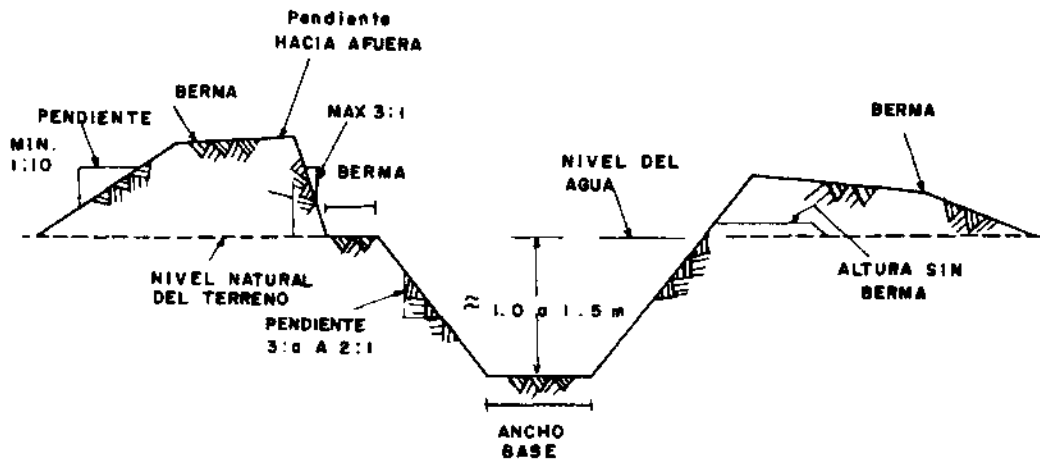


Figura. 44 Secciones Típicas de los Canales Laterales.

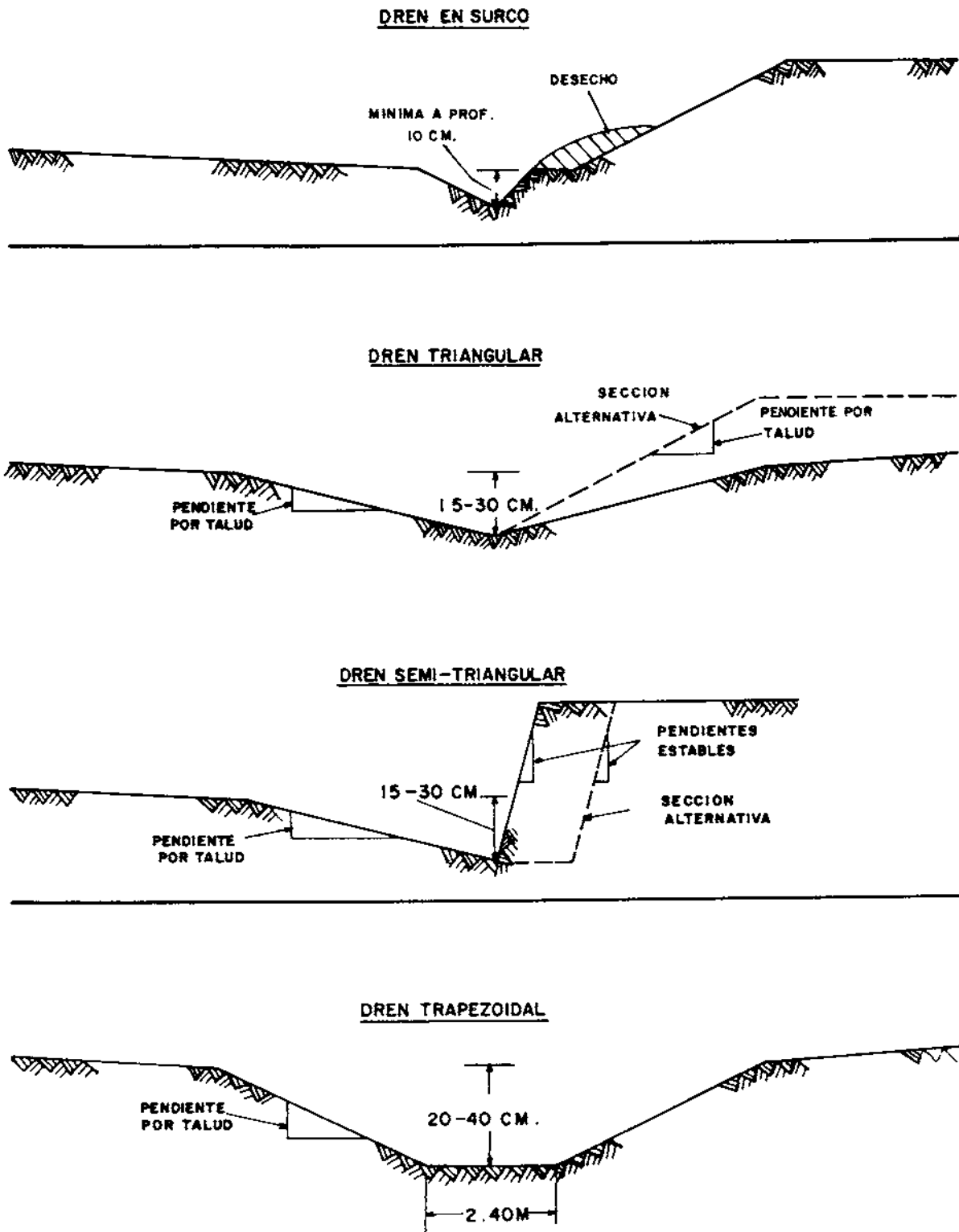


Figura. 45 Diseños Típicos de Drenes Parcelarios



CUADRO 25.

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA DRENAJES

a) Drenes Parcelarios

Tipo	Prof. cm.	Ancho Base m	Taludes
Dren en surco	10	0	
Triangular	15-30	0	10:1 ó menos
1/2 triángulo	15-30	-	15:1 "
Trapezoidal	20-45	2.40	8:1 "

b) Taludes para laterales

Sección	Prof. m.	Taludes recomendados	Taludes mínimos
Triangular	0,30-0,60	6:1	3:1
"	0,63 o más	4:1	3:1
Trapezoidal	0,30-0,90	4:1	2:1
"	0,93 o más	1.5:1	1:1

c) Ancho de Berma

Excavación m <sup>3</sup>	Altura máxima m
Hasta 2430	0,30
2430 - 6100	0,60
6100 - 12.160	0,90
más de 12.160	Proporcional a los anteriores

FUENTE: Agricultural Engineers Yearbook, 1967

CUADRO 26.

TALUDES DE LOS CANALES DE DRENAJE  
PARA VARIOS METODOS DE MANTENIMIENTO

TIPO DE MANTENIMIENTO	TALUD RECOMENDADO	OBSERVACIONES
Segadoras	3:1	Pendientes más planas tractores de ruedas. Equipos especiales para pendientes mayores.
Pastoreo	2:1 o más plano	Para canales de más de 1.30 de profundidad, <u>u</u> tilizar rampas.
Dragas	1:1	Generalmente en suelos muy estables, donde el control de la vegetación no es posible a más de 1.30 de profundidad.
Equipos de Cuchilla	3:1	Mejor las pendientes más suaves.
Arados de Vertedera	3:1	Mejor las pendientes más suaves.
Productos Químicos	Cualquiera	Tener cuidado con cultivos
Quema	Cualquiera	

Fuente : U.S.D.A., Soil Conservation Service, National Engineering Handbook Drainage, Chapter 6, Open Ditches for Agricultural Drainage, 1959.

CUADRO 27.

TALUDES PARA DRENAJES SECUNDARIOS Y  
DRENES COLECTORES Y SU RELACION CON LA TRANSI-  
TABILIDAD

TALUD	MOD. PLANO 5% - 7%	MOD. PENDIENTE 7% - 10%	PENDIENTE 11% - 20%	MUY PEN- DIENTE 25% 100%
Relación <u>Horizontal</u> <u>Vertical</u>	20:1 15:1	14:1 10:1	9:1 5:1	4:1 1:1
Utilización	Cruzable en ángulo recto por: combina- das, segado- ras, empacado- ras, etc. a altas veloci- dades	Alguna dificul- tad con equi- pos utilizados en terrenos pla- nos. Fácilmente cruzable con ca- miones y remol- ques cargados.	Fácil para segar. Di- fícil pero posible cru- zarlo con ca- miones y re- molques. No cruzable con equipos de tierras pla- nas.	No cruza- ble con ninguna clase de equi- po.

Fuente : D.R. Coote and P.J. Zwerman. Surface Drainage of Flat Lands in the U.S. N.Y. State College of Agriculture, Cornell Unive. U.S.A. Bulletin 1224.

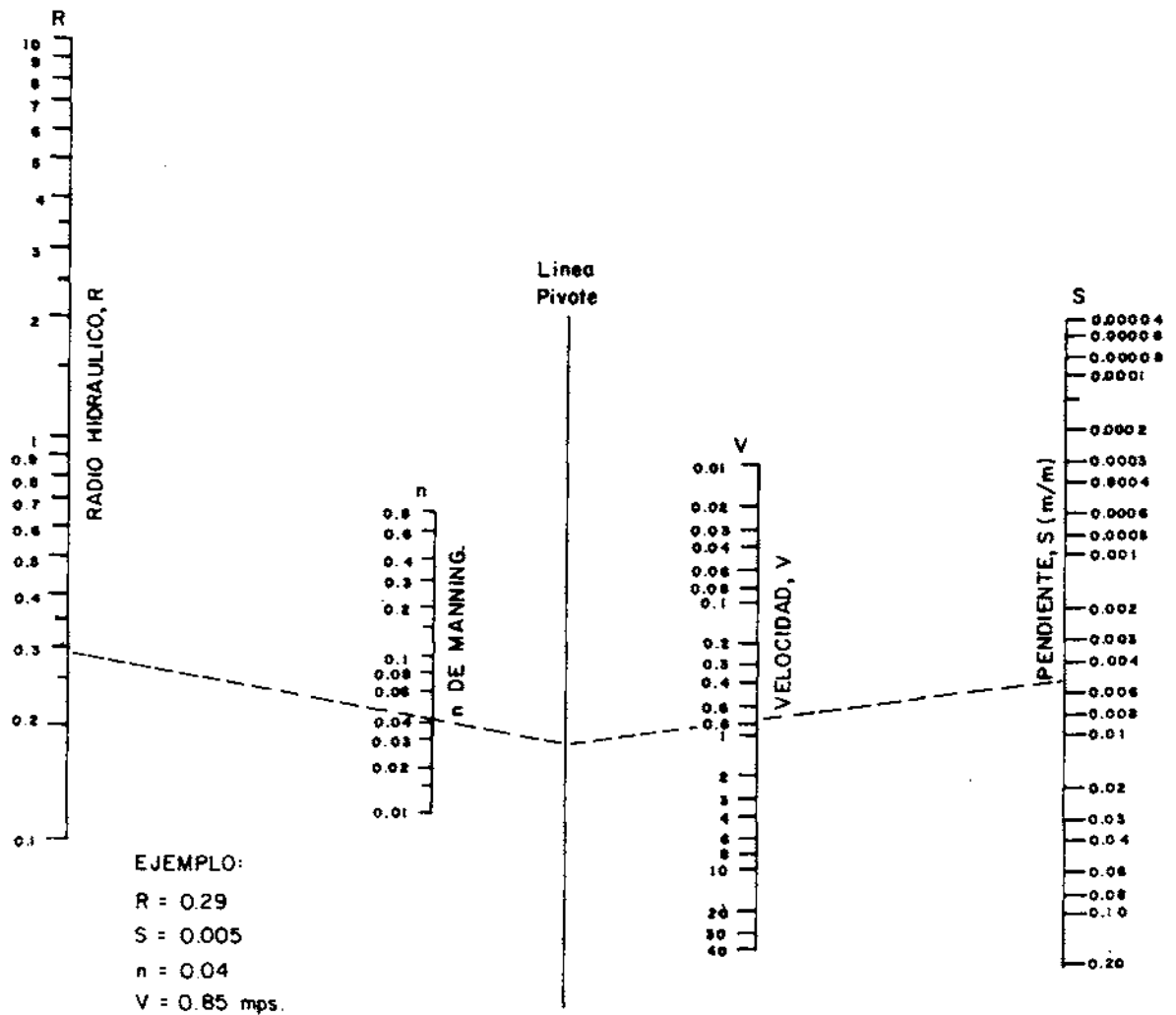
CUADRO 28.

VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES PARA  
DIFERENTES CANALES

CONDICION DEL CANAL	MANNING <sup>1/</sup> "n"	VELOCIDAD MAXIMA m/seg.
<u>Sin Vegetación</u> <sup>2/</sup>		
Arena fina	0.02	0.50
Franco arenoso	0.02	0.58
Franco limoso aluvial	0.02	0.67
Franco firme	0.02	0.83
Arcillas no plásticas (coloidal)	0.025	1.25
Limos aluviales (coloidal)	0.025	1.25
Hardpans	0.025	2.00
<u>Con Vegetación</u>		
Cultivos anuales		0.83
Alfalfa, Kindzu, pasto azul, etc.		0.83
Mezcla de pastos		1.33
Pasto búfalo, pasto Kentucky		1.67
Pasto Bermuda		2.00
Pasto ciempies		2.33

<sup>1/</sup> "n" varía de 0.03 a 0.3 para canales con vegetación, dependiendo de la velocidad, tirante del agua y del tamaño y condición de la vegetación, cuando  $V.R > 2.5$ , use "n" 0.05 o menos en los diseños.

<sup>2/</sup> Tomado de: E.W. Lane, Design of Stable Channels; Am. Soc. Civil Eng. Trans. 170 = 1234 - 1280, 1955.



$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

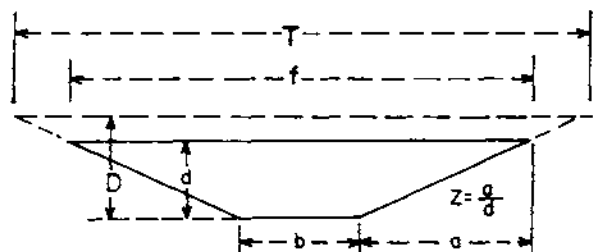
n = coeficiente de rugosidad de Manning

s = pendiente del terreno en m/m

R = radio hidráulico

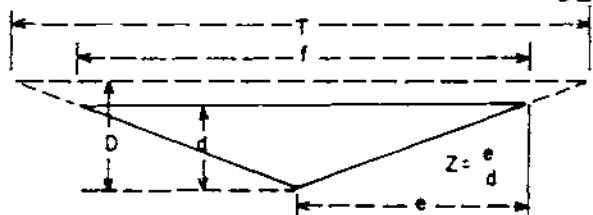
$$R = \frac{\text{área (m}^2\text{)}}{\text{Perímetro mojado (m)}}$$

Figura. 46 Nomograma para Solución de la Fórmula de Manning.



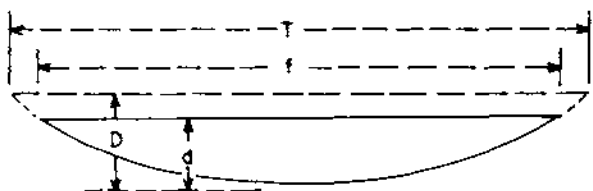
SECCION TRAPEZOIDAL

AREA (a)	PERIMETRO MOJADO	R A D I O HIDRAULICO R	ANCHO DEL TOPE ( T )
$bd + Zd^2$	$b + 2d\sqrt{Z^2 + 1}$	$\frac{bd + Zd^2}{b + 2d\sqrt{Z^2 + 1}}$	$f = b + 2dZ$ $T = b + 2dZ$



SECCION TRIANGULAR

$Zd^2$	$2d\sqrt{Z^2 + 1}$	$\frac{Zd}{2\sqrt{Z^2 + 1}}$	$f = 2dZ$ $T = \frac{D}{d}f$
--------	--------------------	------------------------------	---------------------------------



SECCION PARABOLICA

$\frac{2}{3}fd$	$f + \frac{8d^2}{3f}$	$\frac{f^2d}{1.5f^2 + 4d^2}$	$f = \frac{a}{0.6Td}$ $T = f\left(\frac{D}{d}\right)^{1/2}$
-----------------	-----------------------	------------------------------	--

FIGURA. 47 SECCIONES MAS COMUNES Y SUS CARACTERISTICAS .

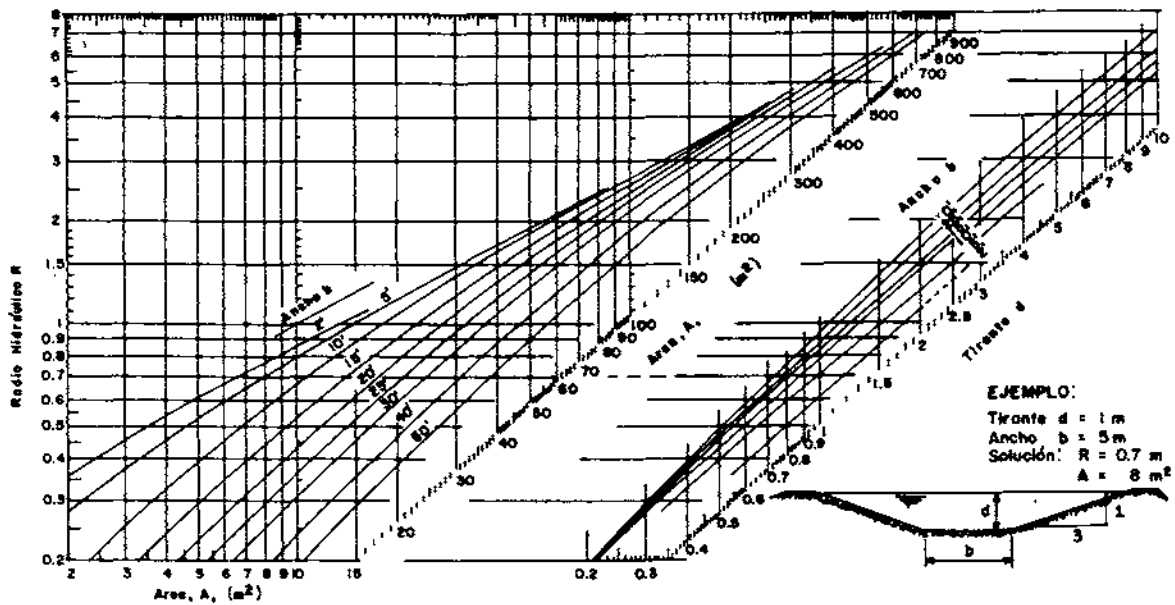


Figura. 48 Elementos Hidráulicos de un Canal Trapecial con Taludes 3:1

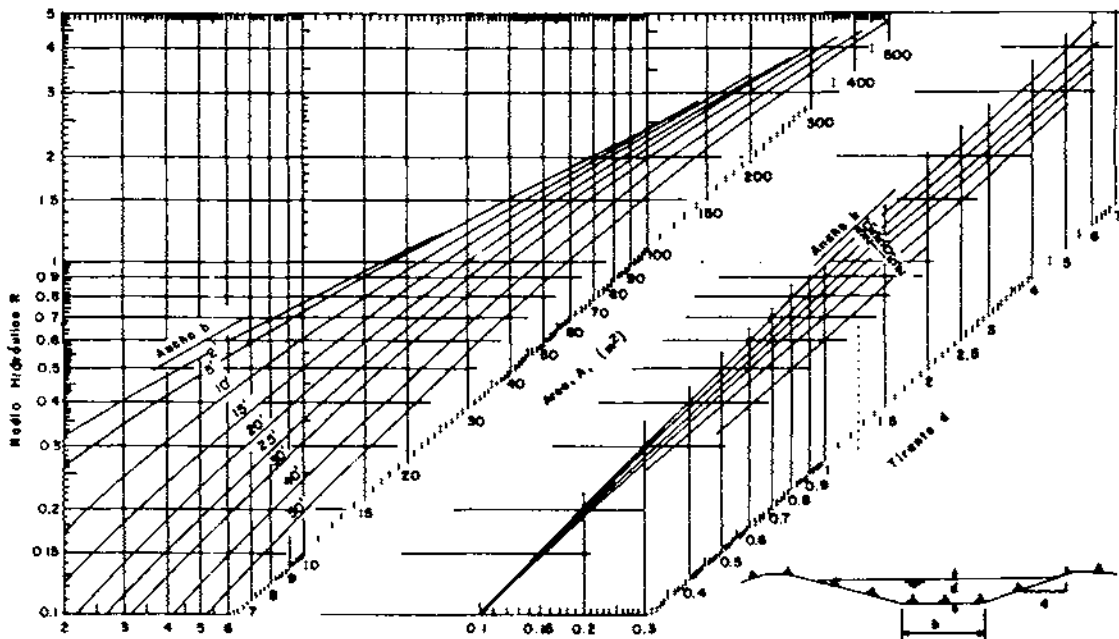


Figura. 49. Elementos Hidráulicos de un Canal Trapecial con Taludes 4:1

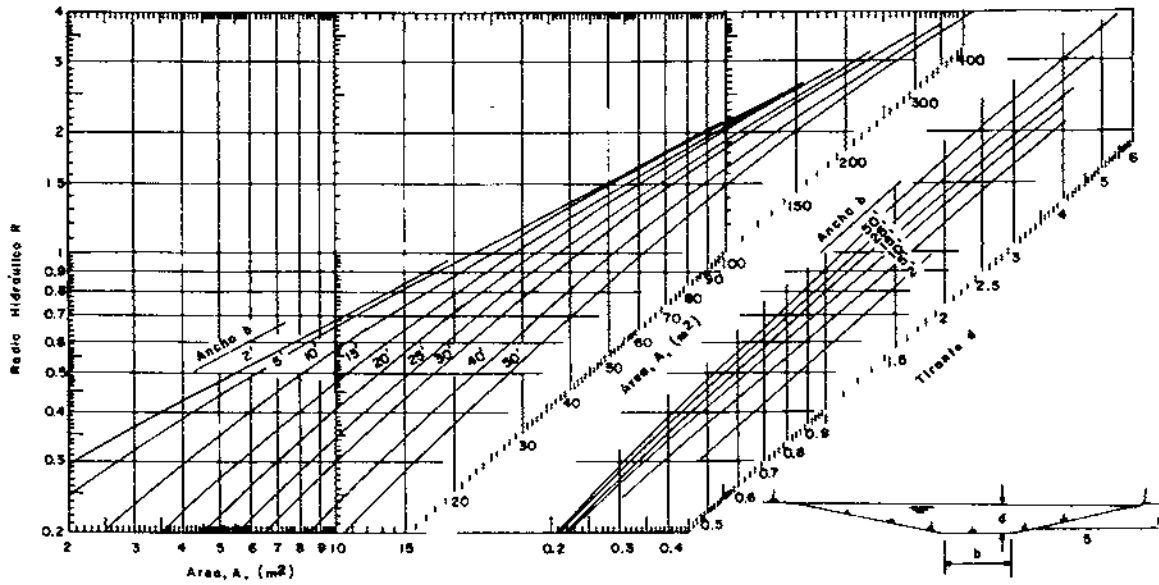


Figura . 50 Elementos Hidráulicos de un Canal Trapecial con Taludes 5:1

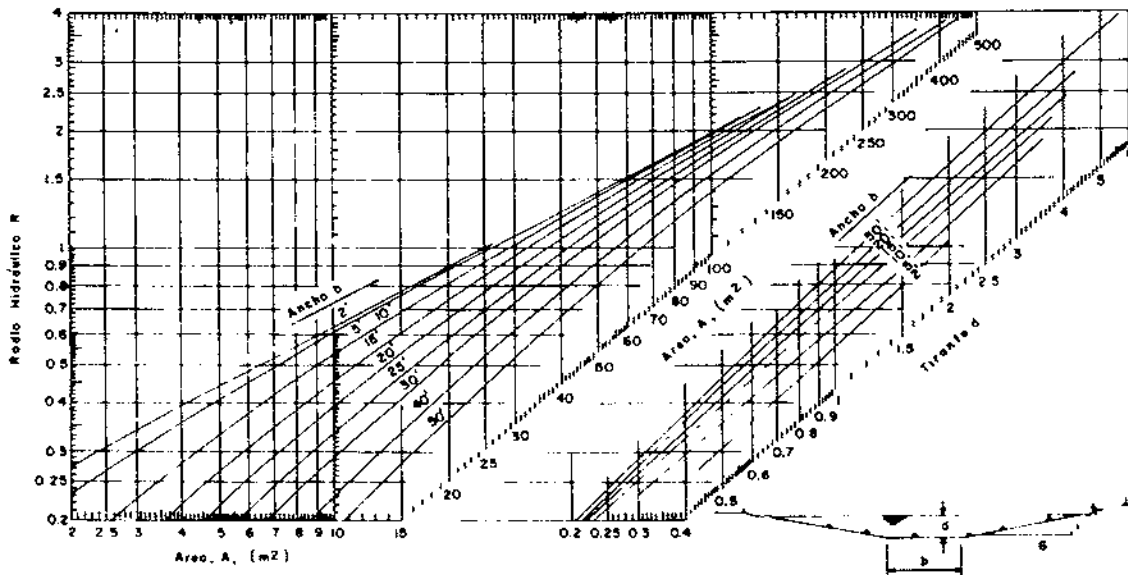


Figura. 51 Elementos Hidráulicos de un Canal Trapecial con Taludes 6:1



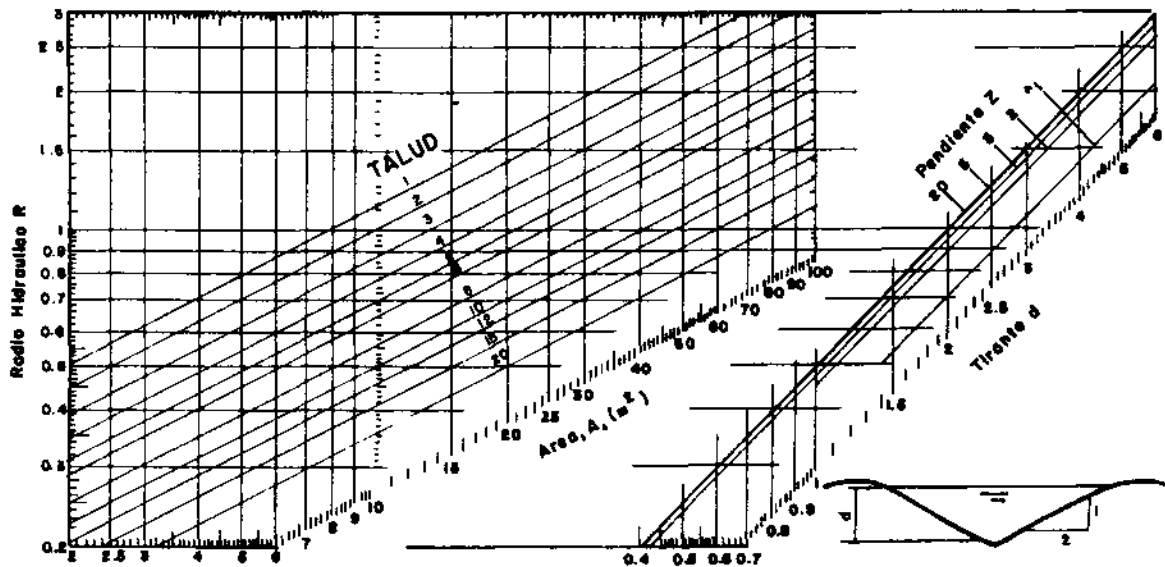


Figura . 52 Elementos Hidráulicos de Canales Triangulares

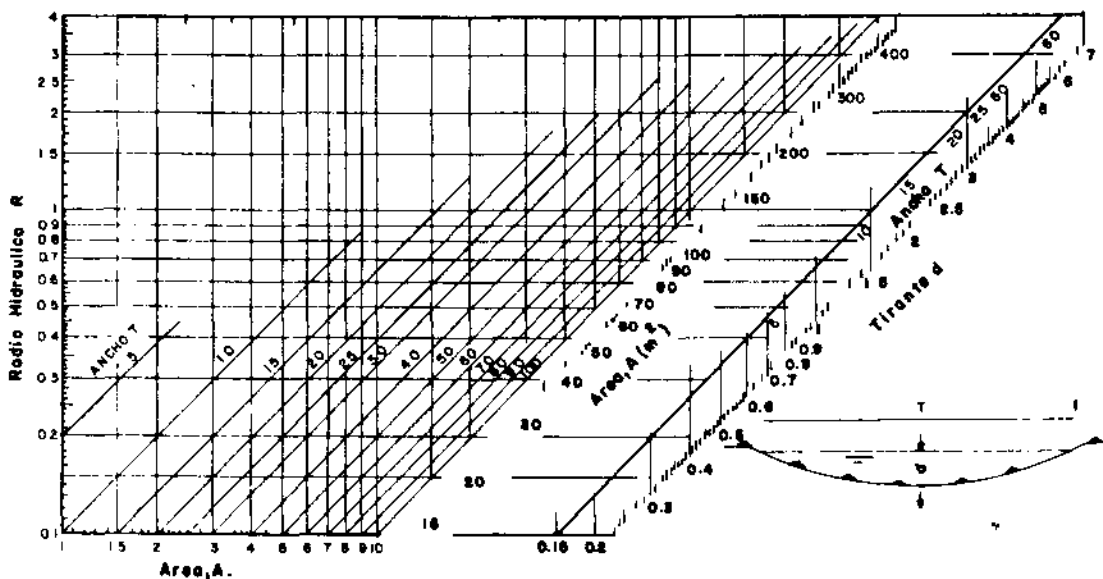
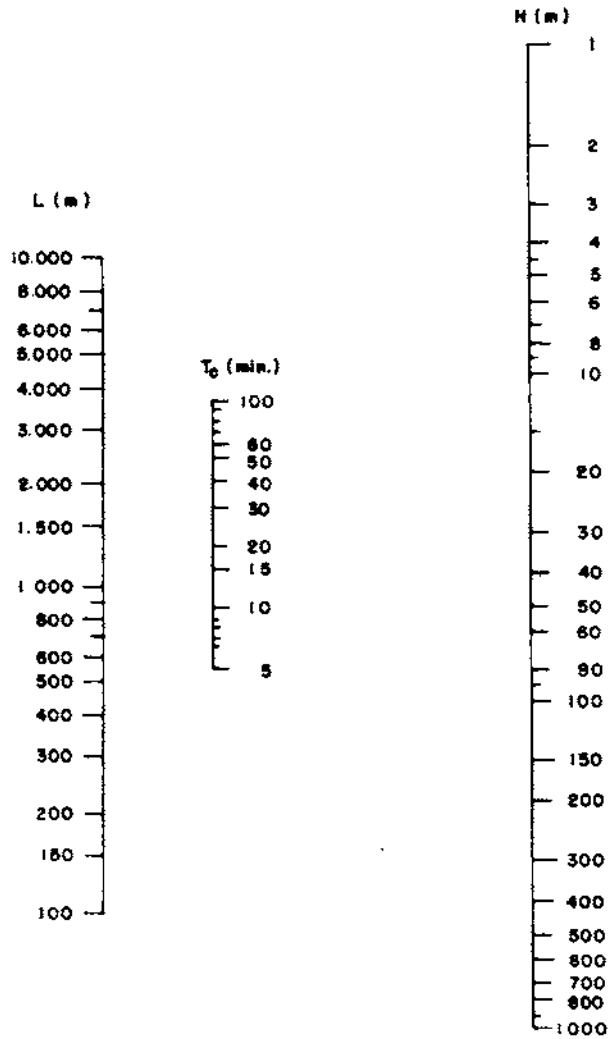


Figura . 53 Elementos Hidráulicos de Canales Parabólicos



$$T_c = \left( \frac{3,6 \times 10^{-5} L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 0,0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (\text{Para California, USA})$$

Tiempo concentración (min.) = T<sub>c</sub>

Longitud del cauce principal (m) = L

Diferencia de elevación (m) = H

Figura. 54 Nomograma, Tiempo de Concentración.

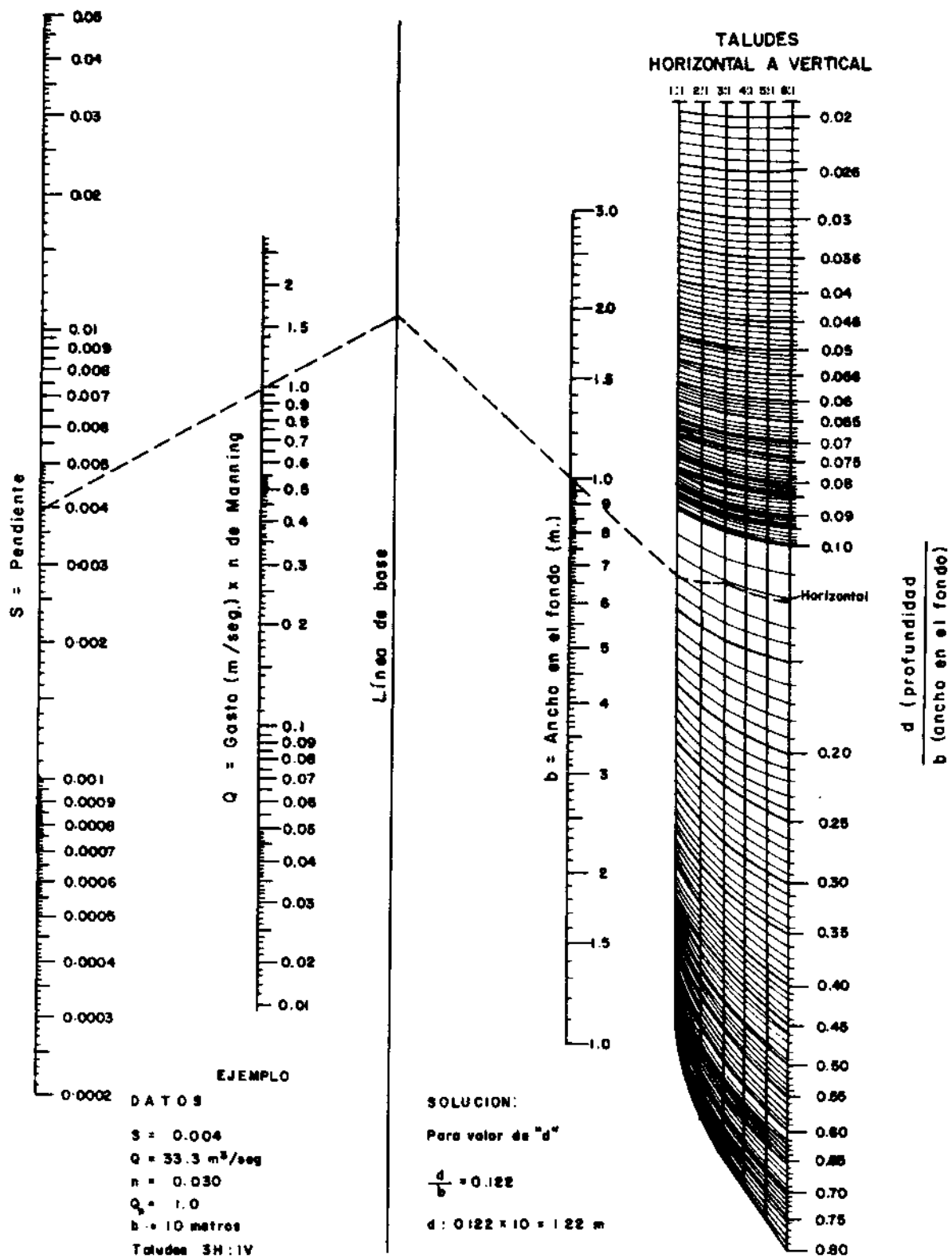


Figura. 55 *Nomograma Régimen Uniforme para Canales Trapeciales.*

## 9. DIQUES, BORDOS Y TERRAPLENES

### Generalidades

Los diques, bordos y terraplenes son obras construidas generalmente con materiales del lugar para proteger la tierra contra desbordamientos de las corrientes, la influencia de lagos y las mareas.

En el caso de protección de tierras agrícolas contra los desbordamientos de los ríos, éstos se consideran como eventos transitorios de corta duración (no como en el caso de las presas, en donde existen severas y continuas restricciones). Cuando se limitan las inundaciones a lo largo de la corriente por medio de diques, la superficie libre del agua y la velocidad tienden a elevarse; para los gastos máximos transportados, la onda de la avenida también tiende a crecer.

Los diques complican el drenaje de las tierras que deben proteger, por lo que se hace necesario tener o dar facilidades para desaguar las áreas en todas las etapas de flujo. Por lo regular, las descargas a través de los diques se hacen por gravedad mediante conductos equipados con compuertas de charnela o de marea, que evitan que el flujo regrese a las áreas que se desea proteger cuando el perfil del agua en el río es mayor que en aquéllas. Cuando la etapa de inundación se prolonga y no es posible la descarga por gravedad, el agua debe almacenarse en forma temporal en las partes más bajas detrás de los diques, y eliminarse de manera continua por medio de bombeo.

### 9.1 Clasificación de diques

Los requisitos para la construcción de diques están ligados con las condiciones del sitio y el criterio de diseño. Los requisitos para el diseño se determinan en función de los cultivos, la propiedad de la tierra y el riesgo de pérdida de vidas dentro

del área que se desea proteger. Los diques se clasifican de acuerdo con los siguientes factores:

<u>Clase</u>	<u>Condiciones</u>	<u>Requisitos para el diseño y construcción</u>
I	<p>a) Posibilidades de pérdida de vidas.</p> <p>b) Alto valor de la propiedad y de las obras de mejoramiento del área protegida.</p> <p>c) Condiciones complicadas del sitio.</p> <p>d) La carga hidráulica sobre el dique es mayor de 3.6 metros.</p>	<p>1) La altura del bordo es igual al tirante de aguas más el bordo libre, que es el mayor de entre 60 cm y 1.5 veces la altura de ola.</p> <p>2) El tirante de diseño debe corresponder al observado para la mayor avenida registrada a la correspondiente a un período de retorno de 100 años. Cuando la pérdida de vidas o el valor de la tierra no es significativo la frecuencia puede reducirse a 50 años.</p> <p>3) El diseño de la sección del dique debe considerar la acción de la onda del agua y el análisis de estabilidad.</p> <p>4) Deben satisfacerse las necesidades de material estable tanto en el dique como en la cimentación.</p> <p>5) La construcción debe hacerse de acuerdo con las condiciones del sitio y el criterio de análisis seguido para bordos de tierras.</p>
II	<p>a) Las tierras agrícolas son de media y alta potencialidad; el mejoramiento en las fincas debe ser sólo primario.</p> <p>b) La carga hidráulica contra el dique es menor de 3.60 metros.</p>	<p>1) Si la carga de diseño es mayor de 1.20 m debe usarse un <math>T_r=25</math> años. Cuando este nivel de protección no es económico o físicamente factible, puede adoptarse una frecuencia menor de 25 años, siempre y cuando se prevean bordos fusibles o medidas de alivio.</p>

<u>Clase</u>	<u>Condiciones</u>	<u>Requisitos para el diseño y construcción</u>
		<p>2) Los suelos deben ser estables y de origen mineral. Se aceptan suelos orgánicos sólo si se utilizan como cobertura superficial en no más de 30 cm de espesor.</p> <p>3) El diseño de la sección del dique se debe basar en la carga hidráulica y en el procedimiento de construcción.</p> <p>4) En la construcción debe usarse material compactado con equipo de arrastre o por volteo y acomodado.</p>
III	<p>a) Las tierras agrícolas son de baja potencialidad con mejoramiento de bajo valor.</p> <p>b) La carga del agua sobre el dique es menor de 1.80 m para suelos de origen mineral, y de 1.20 m para suelos orgánicos, con excepción de los pantanos.</p>	<p>1) El diseño se basará en las consideraciones del SCS para la región.</p> <p>2) La construcción debe hacerse con materiales aprovechables y convenientes para este fin.</p>

### Estudios necesarios

La profundidad de los estudios depende de la clase de dique que se adopte y de una cuidadosa evaluación de las condiciones actuales del sitio.

### 9.2 Localización

Después de que se determina la clasificación del dique, el paso siguiente es determinar el sitio para su localización; para esto es necesario tomar en cuenta:

- 1) El uso actual del suelo y el uso potencial con las mejoras que se proponen. Estos datos son necesarios para la evaluación económica.
- 2) El nivel de inundación estimada.
- 3) La forma en que se hará el drenaje del área protegida de los desbordamientos.
- 4) Los derechos de vía.
- 5) Los problemas físicos, en especial los relativos a las condiciones del suelo que se usará en la sección del dique y la cimentación, así como al acceso para la construcción y mantenimiento.

Para la selección final del sitio del dique debe considerarse lo siguiente:

- 1) Debe procurarse construir sobre los suelos que proporcionen las mejores condiciones de cimentación y materiales para la sección. Los diques o bordos de clase III en general se localizan a lo largo del sistema de drenaje.
- 2) Debe buscarse la localización más factible y económica posible, compatible con el área que se protege.
- 3) Reducir los riesgos contra daños en el dique, como curvas erosionables y exposición directa a la acción del agua.
- 4) Utilizar en lo posible protección natural contra la acción del agua, tal como la formada por árboles, arbustos y matorrales. Pero, debe evitarse que se desarrollen árboles o matorrales sobre el dique.
- 5) Proveer caminos de servicio público para acceso, o como apoyo de la comunicación interna

- 6) Lograr una coordinación con las unidades de drenaje.
- 7) Usar almacenamientos naturales dentro del área protegida para reducir el bombeo necesario y el tamaño de las compuertas.

### 9.3 Determinación de la carga hidráulica en el dique

Para cualquier clase de dique deben hacerse estudios para determinar la altura, frecuencia y duración de la inundación. Esto es un paso lógico posterior a la clasificación y ubicación del dique.

La altura del agua en la proximidad de las costas, resulta por lo regular de combinar la marea alta diurna con el viento y la onda de agua.

Los datos de huellas en los cauces se obtienen con frecuencia de registros de las propias comunidades, de informes en periódicos y de los propietarios o habitantes locales.

Cuando no exista o no pueda usarse este tipo de información, se deben hacer cálculos basados tanto, en las condiciones hidrológicas de la cuenca en estudio como en la lluvia seleccionada, con los que puede efectuarse una estimación útil para determinar la inundación.

Siempre que se restrinja el desagüe de una inundación por medio de diques, debe definirse el nivel del gasto de diseño. Si la inundación sólo se presenta del lado de la corriente, debe determinarse el efecto de la altura del agua, su duración y la amplitud de la inundación en el lado opuesto. Pueden surgir complicaciones legales debido al cambio de la situación actual, relacionadas con la duración o grado del desbordamiento, al construir el dique.



#### 9.4 Cimentación

Los estudios de cimentación por lo regular se hacen en forma simultánea durante la localización del dique. Todas las clases de dique requieren de suelos de banco. Si existen estudios sobre suelos en la zona, deben usarse como guía para localizar los bancos; cuando no existan datos de la zona, los bancos deben seleccionarse sobre la ruta probable. En algunos casos, es deseable perforar para inspeccionar los estratos. Los bancos u hoyos revelan a) la elevación del nivel freático; b) el espesor y la clasificación del suelo, así como la posición de los estratos, y c) la existencia de suelo inconveniente. Estas inspecciones se harán a una profundidad igual a la diferencia entre la base de cualquier canal u hoyo y el nivel libre del agua. Debe investigarse si existen suelos muy permeables para determinar su influencia en la tubificación, el costo de bombeo y las facilidades para el drenaje interior. En ocasiones puede ser necesario hacer pruebas mecánicas y de permeabilidad de los diferentes estratos para tener una información más completa, siguiendo los métodos que se usan en presas de tierra.

#### 9.5 Material del bordo o dique

Por lo regular, los diques se construyen con material de préstamo adyacente a ellos, en cuyo caso, los estudios pueden abarcar los materiales de cimentación y de préstamo. Cuando las condiciones del suelo de cimentación son inestables, es preferible, desde el punto de vista económico, relocalizar el dique antes que emplear métodos de construcción especiales para suelos inestables. Para diques de clase I y algunos de clase II puede ser necesario hacer excavaciones de préstamo en áreas cercanas a las de la construcción y acarrear el material de relleno.

## 9.6 Diseño del dique

Los diques pueden fallar por el desbordamiento de ríos, por estar en suelo pantanoso y por la infiltración que puede desarrollarse a lo largo de las estructuras que lo cruzan. Con el diseño del dique sólo se reduce la posibilidad de falla. Los diques pueden ser de gran longitud y por lo tanto tener diferentes suelos, tanto de cimentación como de relleno. A menudo, es imposible cambiar su localización para encontrar mejores condiciones de cimentación y, en ese caso, deben usarse los suelos existentes en la vecindad del dique mediante ajustes en el diseño y en los procedimientos de construcción.

A continuación se presentan algunas recomendaciones adicionales:

Un bordo libre amplio reduce la posibilidad de que el agua se desborde. El riesgo se reduce también localizando el dique lo suficientemente lejos del cauce para evitar que se exponga a altas velocidades de la misma y, en consecuencia, a la erosión.

El problema del suelo pantanoso puede reducirse mediante taludes convenientes, generalmente tendidos, y procedimientos de construcción adecuados; el problema de infiltración a lo largo de alcantarillas o tubos puede reducirse si se colocan collares, con lo que se incrementa la longitud de paso. En general, basta incrementar dicha longitud 15%. Cuando se instalen bombas para drenar, la evacuación se debe hacer de manera que el tubo de descarga pase sobre la corona del dique. Si se instalan los tubos dentro del dique, éstos deben colocarse arriba de la superficie del agua, de preferencia con conexiones flexibles.

La sección transversal y la densidad de los materiales influyen en la estabilidad. Por medio de un control sistemático de la humedad y de la compactación del material de relleno para diques de clase I durante su colocación, se obtiene una alta densidad y uniformidad.

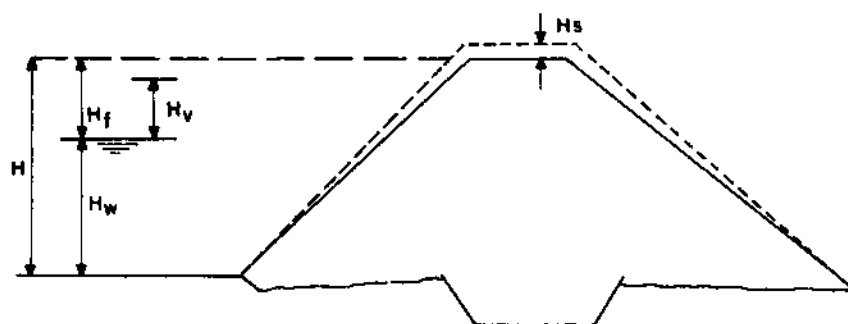
Para la clase II y III se obtiene una compactación de materiales uniforme y adecuada a través de un estudio de la humedad y de los métodos de colocación usados.

En los suelos plásticos puede ser necesario incrementar la altura, así como dar un mantenimiento considerable para dejar el relleno a la altura deseable después de humedecerlo y colocarlo. Los suelos no plásticos o de baja plasticidad pueden hundirse en exceso y requerir de taludes más tendidos y espesores someros de colocación.

Pueden ser necesarios taludes más tendidos y protección especial en caso de una permanencia prolongada del agua sobre el dique, de una acción severa de la onda de agua o que se presente un abatimiento rápido de la inundación.

### 9.7 Altura del dique

La altura ( $H$ ) del dique es la suma del tirante de diseño ( $H_w$ ) más una altura adicional debida a la acción de la ola ( $H_v$ ), o el borde libre ( $H_f$ ), que casi siempre es el mayor. Existe una sobre-elevación ( $H_s$ ) prevista para absorber el asentamiento del dique, que depende de los materiales usados y del procedimiento de construcción.



El máximo valor del tirante de diseño,  $H_w$ , se especifica según la clasificación del dique, y corresponde al nivel máximo del agua para la tormenta de diseño. El bordo libre,  $H_f$ , es una tolerancia que se suma a las condiciones de inundación sin considerar la altura de la onda. El bordo libre mínimo para diques será de 60 cm, pero cuando se prevea que la acción de la onda resulte mayor que el mínimo bordo libre, deberá considerarse el valor de la onda.

La altura máxima permitida de la onda se basará en: la velocidad y duración del viento, la distancia (fetch) de la cara expuesta al dique, la profundidad del agua y la longitud del dique. La falta de datos sobre alturas de onda y el derrame sobre el dique requiere juicio y consideraciones para cada caso particular.

El bordo libre admisible para la altura de ondas de agua debe ser suficiente para evitar que el agua rebase al dique, e igual a 1.5 veces la altura de la onda, medida verticalmente desde el nivel de agua.

Las velocidades del viento para determinar la altura de onda varían entre 150 km/h, para dique de clase I, 120 k/h, para diques de clase II, y 75 km/h, para diques de clase III. Si existe vegetación densa entre la superficie libre del agua y la corona, puede reducirse la altura de la onda; en ese caso debe ajustarse  $H_v$  de acuerdo con el tipo de vegetación que se desarrolle.

El asentamiento permisible,  $H_s$ , depende del material de relleno y de la cimentación y del procedimiento de construcción. El contenido de humedad del suelo durante la construcción es el factor más importante. Cuando el dique va a compactarse con el propio equipo de tránsito, debe considerarse una sobreelevación no menor que 5% de la altura  $H$  del dique. Cuando el relleno se coloque sólo a volteo, sin controlar la compactación, la sobreelevación debe ser no menor que 40%, puesto que es probable que éstos se coloquen en condiciones de menor humedad y estén sujetos a reducir su volumen absoluto debido a la compactación y a la oxidación de la materia orgánica.

## 9.8 Ancho de corona

El ancho de la corona variará de acuerdo con el tipo de suelo, el nivel de protección requerida y la profundidad del agua. Para diques de clase I con material no orgánico será no menor de 3 m para alturas menores de 4.50 m. Para diques de clase I y II con material no orgánico será no menor de 1.80 m para tirantes menores de 1.80 m, y menores de 2.40 m para alturas mayores de 1.80 m. Cuando el dique sea de material orgánico, el ancho será no menor de 2.40 m; en cuyo caso, la altura del dique no debe exceder de 1.20 m. Cuando el dique se use para mantenimiento, el ancho de la corona no será menor de 3.0 m, aunque puede ampliarse cuando se use para transporte y comunicación de otro tipo.

## 9.9 Taludes

Dependen fundamentalmente de la profundidad y duración de la avenida y de la resistencia al cortante de los materiales de la sección y de la cimentación. Cuando los suelos sean de baja plasticidad, los taludes serán por lo menos de 3:1 en ambas caras (suelos ML y SM). Cuando se prevé una acción severa de la onda de agua, el talud de aguas arriba debe ser no menor de 3:1, y cuando puedan presentarse condiciones de vaciado rápido deben evitarse taludes inestables a éstas. Un vaciado rápido puede ocurrir cuando pasa un ciclón o huracán, y vientos huracanados que cambian 180° de dirección; también puede presentarse cuando baja en forma abrupta el nivel del agua.

Cuando el relleno es relativamente de alta permeabilidad y los taludes están expuestos a una altura de inundación por largos períodos, los taludes de la otra cara deberán ser tendidos. La filtración a través de estos suelos puede progresar de aguas arriba a abajo con un ángulo relativamente pequeño con respecto a la horizontal, creando un riesgo en los cultivos del área protegida. Esta acción es más severa si el material de cimentación es menos permeable que el relleno.

Los taludes del dique de clase I deben determinarse mediante un análisis de estabilidad del relleno y la cimentación. Cuando se prevee una acción severa de la onda de agua, el talud debe ser no menor de 4:1. Para diques de clase II en donde la profundidad del agua en el dique es menor de 1.8 m, los taludes serán no menores de 1.5:1, si el relleno se compacta con equipo especial, y no menores de 2:1, si la colocación es sólo a volteo y el tendido y la compactación se hacen con el equipo de tránsito.

Cuando el material de relleno de los diques de clase II esté dentro de la profundidad del agua, entre 1.80 y 3.60 metros, los taludes no serán menores de 2:1 cuando la compactación se realice con equipo especial, y no menor de 2.5:1 cuando el relleno sea a volteo; en tal caso, si el talud de aguas arriba se coloca hasta 3:1, el talud de la cara de aguas abajo puede reducirse en 2:1.

Para diques de clase III, los taludes se basarán en las consideraciones anteriores y en la experiencia que se tenga en casos similares. Los diques pueden construirse con material de los drenes hasta la altura requerida. Los taludes pueden definirse como si se tratara de relleno a volteo.

#### 9.10 Trinchera

Cuando la cimentación del dique contiene estratos permeables o los suelos son tan permeables que pueden fallar por tubificación es conveniente preveer una trinchera. Esta debe tener un ancho en la base y taludes adecuados para que el equipo pueda trabajar en forma adecuada. El material de relleno será igual o mejor que el usado en la sección del dique.

#### 9.11 Protección de taludes

A veces los diques pueden estar sujetos a la acción destructiva del oleaje en su cara de aguas arriba; en ese caso, se requieren medidas preventivas para asegurarlos. Las medidas de protección más usadas son: a) cubiertas de pasto denso; b) taludes tendidos

en la cara de aguas arriba; c) ancho adicional de la corona; d) ubicación del dique detrás de una cortina de vegetación de unos 30 m o más de ancho.

En donde sea necesario proteger el dique contra la erosión debida a la inundación, la acción del oleaje, la lluvia o el desagüe superficial del dique, debe establecerse una cubierta adecuada de pasto o hierba. La preparación de semilla, o cercado, por ejemplo, cumplirá con la guía técnica que se establezca para el área.

Una protección a base de piedra o enrocamiento en general no es factible excepto para diques de clase I, y para diques de clase II cuando los tramos expuestos son muy cortos. El método (d) es el más deseable, porque ayuda a disipar la acción del agua antes de que llegue al dique. Una protección con vegetación densa es la más conveniente para contrarrestar la acción del agua. Este tipo de protección a base de vegetación se establecerá más allá de los sitios de préstamo.

CONSTRUCCION



## 10. CONSTRUCCION

### 10.1 Recomendaciones generales para la construcción de proyectos de drenaje en el trópico húmedo

La región del trópico húmedo posee una serie de características generales, sin embargo, las planicies costeras en particular, presentan marcadas peculiaridades y diferencias significativas en: la magnitud de la precipitación pluvial; el volumen de los escurrimientos superficiales y caudal de los ríos; la vegetación, y en el tipo de suelos, además de otras de tipo socioeconómico, como la tenencia de la tierra, el grado de desarrollo tecnológico, la capitalización de la tierra y la presencia en la zona de algunas empresas paraestatales, como Petróleos Mexicanos, que influyen en la economía regional. Debido a lo anterior, se presentan algunas recomendaciones generales de carácter orientador que se apoyan en la experiencia generada en el ámbito de los proyectos del Programa de Desarrollo Rural Integrado del Trópico Húmedo; específicamente, en las residencias de construcción de la Dirección General de Irrigación y Drenaje que operan en ellos.

### 10.2 Infraestructura rural en los Proyectos PRODERITH

#### Costa de Chiapas

La planicie costera de la costa de Chiapas está formada por suelos aluviales de texturas medias a ligeras, con una pendiente dominante menor de 1%, las altas precipitaciones pluviales, su frecuencia y concentración en pocos meses del año, así como los desbordamientos de los ríos que la cruzan, propician inundaciones prolongadas que afectan directamente la producción agrícola, en especial la del ciclo primavera-verano. Para contrarrestar los fenómenos anteriores se han construido caminos-cunetas y bordos en los que el terraplén del camino se forma con material producto de la excavación de la cuneta, en realidad un dren diseñado para conducir un gasto previamente calculado, que se descarga a otra cuneta transversal y después a un dren colector que descarga al sistema esturino.

En este caso se recomienda utilizar en la construcción de caminos el tractor bulldozer para efectuar el desmonte y/o despalle de la franja de construcción, seguido de la motoescrepa, con la que puede formarse a la vez el terraplén del camino con el material producto de excavación de la cuneta, reduciendo en forma considerable los costos y tiempos de construcción. Para el drenaje parcelario, en este tipo de suelos es preferible usar la motoconformadora, que facilita la formación de las secciones triangulares. En el caso de los drenes colectores secundarios de sección trapezoidal se han observado buenos resultados con el empleo de retroexcavadoras medianas de 130 HP.

Las estructuras de cruce más utilizadas en este proyecto son las alcantarillas de loza de concreto y los puentes de claros cortos (4-10 m). Para el cruce de los ríos principales se utilizarán con éxito los puentes-vado.

#### Planicie Tabasqueña

En esta región se acrecientan los efectos de las altas precipitaciones (más de 200 mm en 24 horas) debido a la falta de pendiente de los suelos y a sus características físicas, entre las que destacan las texturas pesadas, que impiden el drenaje interno y propician las inundaciones locales, condicionando el uso del suelo a una ganadería extensiva. Los desbordamientos de ríos y arroyos también contribuyen a que esta situación se generalice en toda la planicie, excepto en las fincas bananeras y cacaoteras, que operan a base de sistemas de drenaje parcelario.

En la construcción de caminos se recomienda utilizar el sistema camino-dren, formando el terraplén del camino con el producto de la excavación del dren y dejando entre los dos una berma de unos cinco metros. La maquinaria apropiada son los tractores bulldozers (tracción a base de oruga), las retroexcavadoras y, sobre todo, las dragas, ya que en esta región es frecuente trabajar en condiciones de saturación. Debido a las dimensiones de algunos

drenes, habrá que considerar los tras paleos y la formación de cauces piloto. Para los drenes parcelarios se recomienda el uso de retroexcavadoras que conformen secciones trapezoidales con plantillas no mayores de un metro y taludes 1.5:2 ó 2:1, que forzosamente deberán ser empastados y conservados por los usuarios. En lo que se refiere a caminos, es imprescindible que una vez formado el terraplén éstos se revistan con grava, ya que de lo contrario se corre el riesgo de que se deslaven y los invada la vegetación de natural. Es digno de tomarse en cuenta en la elaboración de los presupuestos de estas obras el problema de las considerables distancias a los bancos de materiales para revestimiento, que por lo regular sobrepasan los 100 km.

En las estructuras de cruce, como las alcantarillas, se usan los tubos de concreto y la tubería espiroforme; de éstos, los primeros son más durables. La tubería PEMEX es una opción para puentes de claros cortos.

#### Planicie del Centro de Veracruz

En esta región, la Sierra Madre Oriental en su vertiente al Golfo tiene gran influencia en la formación de cuencas hidrológicas que dan lugar a una gran cantidad de ríos y arroyos con áreas de captación considerables, que al llegar a la planicie costera se desbordan provocando inundaciones. Debido a la extensión de las cuencas, y a las altas precipitaciones, los caudales que se deben controlar mediante obras de infraestructura hidroagrícola sobrepasan los cientos de metros cúbicos por segundo, por lo que se requieren drenes muy grandes (de 15 a 30 metros de plantilla y 2 metros de profundidad con taludes 2:1). Una posibilidad para reducir el tamaño de las obras es el método de inundaciones controladas, mediante el que se determinan áreas de regulación que se inundan por tiempos previamente calculados y se ocupan con pastos, dedicándolas a la ganadería; las partes libres de inundación se destinan a la agricultura y a la fruticultura.

La construcción de caminos no presenta problemas debido a la abundancia de bancos de material, y, dado que los suelos presentan texturas medias y pesadas, pueden utilizarse las dragas y las retroexcavadoras en la excavación de drenes principales y parcelarios.

En la zona de lomerío, la infraestructura prácticamente se orienta hacia la construcción de caminos y estructuras de cruce, así como al apoyo de la agricultura con pequeñas obras como bodegas para granos y bodegas para insumos.

#### Planicie del Sur de Tamaulipas

En esta zona, que incluye parte del estado de San Luis Potosí, se observa una topografía de lomerío suave sobre suelos de textura predominantemente pesada, lo que provoca serios problemas de erosión.

Las obras de infraestructura recomendables para esta región son: caminos, algunos drenes en la zona de pendientes inferiores a 1%, estructuras de cruce, y bodegas de insumos y graneleras, así como obras de infraestructura de servicios, como agua potable y urbanización de los nuevos centros de población. Como una actividad prioritaria cabe señalar las acciones que se toman para prevenir la erosión de los suelos, desde el surcado en contornos hasta los empastamientos de cauces naturales y drenes. La conservación de las obras de infraestructura es otra tarea que ya debe practicarse dada la magnitud de las obras en más de 300 000 ha. Dada la diversidad de éstas, es conveniente que en estos proyectos se defina la participación de las dependencias de gobierno, tanto federales como estatales.

#### Oriente de Yucatán

En la península de Yucatán existen dos zonas con características muy bien definidas que requieren diferentes tipos de infraestructura para su desarrollo rural; en el Oriente, las obras que han tenido mayor solicitud son los caminos y las obras de apoyo directo a la producción, como silos forrajeros, tanques melaceros, centros de

acopio, rastros frigoríficos, infraestructura pecuaria, plantas procesadoras de alimentos, granjas porcícolas y módulos de riego para huertos frutícolas y producción de hortalizas. En el sur de Yucatán, a medida que se instalen nuevos centros de población, se requerirán en forma progresiva caminos, drenes y obras de infraestructura de servicios, como urbanización y agua potable y obras de apoyo a la producción como desmontes y bodegas.

## 11. GUIA Y ESPECIFICACIONES PARA EL EMPASTAMIENTO DE DRENES

### 11.1 Definición

Establecimiento y mantenimiento adecuado de la cobertura de vegetación sobre taludes, bermas, material de excavación y áreas aledañas a los drenes.

### 11.2 Propósito

Estabilizar los taludes de los drenes y áreas adyacentes como medida para reducir la erosión y sedimentación, y ayudar a mantener la calidad del medio ambiente.

### 11.3 Consideraciones de planeación

1. Evaluar los taludes y el material del suelo como un método óptimo de establecimiento de vegetación.
2. Determinar el tiempo adecuado del año para el establecimiento de la vegetación, si al terminar la construcción de los drenes es un tiempo no propicio o si la humedad del suelo es inadecuada.
3. Determinar las necesidades de riegos para el establecimiento de la vegetación.
4. Considerar las áreas aledañas que tengan potencial de erosión que pueda contribuir con sedimentos al sistema de drenaje.

5. Técnicas especiales para establecimiento y mantenimiento de la vegetación cerca de las entradas, salidas y otras áreas adjuntas.

#### 11.4 Especificaciones

##### Áreas que deben plantearse

1. Los taludes completos de los drenes más aproximadamente 1 metro de berma sobre los taludes si ésta no se planta.
2. Los taludes de material de excavación en los extremos de los costados del dren y bordos de los bancos de material de excavación terminados. En los casos en que los lados de los bordos del material de excavación sean ideales para proporcionar sedimentos al sistema de drenaje o áreas aledañas, se plantarán también.
3. Las bermas se plantarán a menos que esté planeado usarlas como camino, en cuyo caso sólo se plantarán los taludes.

#### 11.5 Selección de especies

##### 11.5.1 Para los taludes de los drenes:

Se usarán zacates de bajo crecimiento, perennes, con forma de césped. Los zacates bermuda común (*Cynodon dactylon*) y bahía Pensacola (*Paspalum notatum*) se consideran satisfactorios en las especificaciones, excepto para el uso anotado abajo.

El zacate bahía se recomienda para suelos de mediana a gruesa textura (de franco a francosos de arenas finas), pero no se considera satisfactorio para suelos o subsuelos arcillosos. Puede usarse en drenes de campo o colectores en áreas de producción agrícola si las condiciones del suelo lo permiten.

El bermuda común se considera satisfactorio para la mayoría de las condiciones, pero en los casos en que los drenes sean adyacentes a tierras agrícolas, se prefiere el bahía si las condiciones del suelo lo permiten.

#### 11.5.2 Para bermas y taludes de material de excavación

Ambos, el bermuda común y el zacate bahía, son satisfactorios para la sección de taludes de los drenes como se indicó arriba. De cualquier manera pueden usarse otras plantas en los bordos de material de excavación y las bermas cuando:

1. Las plantas seleccionadas no interfieren con el mantenimiento de los caminos. La mayoría de los zacetes perennes de bajo a moderadamente alto crecimiento necesitan estos requerimientos.

Las especies consideradas satisfactorias son:

Zacate rhodes (CHLORIS GAYANA) para suelos arcillosos y francos.

Pangola (DIGITARIA DECUMBENS)

Zacate carpeta (AXONOPUS AFFINES) para suelos arenosos más franco arenosos con humedad cerca de la superficie. No es plaga para tierras cultivadas.

2. Un bordo de material de excavación puede plantarse con cualquier especie de forraje de alta calidad adaptada para los propósitos de cosecha de "forraje verde" cuando las bermas se plantan con especies formadoras de césped.

3. Las especies leñosas o maderables pueden ser deseables desde un aspecto de valor silvestre, pero só lo se usarán junto con las especies formadoras de césped, y no deberán interferir con las actividades de operación y mantenimiento.

#### 11.6 Preparación de la cama para la semilla

La superficie del suelo deberá estar libre de plantas competitivas y estar lo suficientemente suelta para recibir la semilla y proveer material adecuado para cubrirla a una profundidad de entre 10 y 15 milímetros. Cuando se usa material vegetativo (estolones, rizomas o bloques césped) no es necesario ni deseable aflojar la superficie del suelo.

Todos los taludes de los arroyuelos y barranquillas se deben resanar, rellenar y emparejar tratando de darles su forma original, antes de sembrar o plantar el material vegetativo. Las piedras y restos de piedras se deben remover antes de la plantación.

#### 11.7 Requerimientos de fertilización

Se debe hacer una aplicación mínima de nitrógeno de 20 kg/ha en todas las siembras. Puede usarse cualquier forma granular de fertilizante y se debe aplicar al momento de la siembra. El fertilizante debe incorporarse a la superficie del suelo a mano o al voleo usando rastrillos para continuar desmenuzando la tierra.

#### 11.8 Plantación

##### 11.8.1 ¿Cuándo plantar?

La siembra o plantación de material vegetativo debe establecerse de inmediato al completar la construcción, cuando la humedad del suelo es útil. En los casos que las condiciones de siembra no son adecua-



das, puede hacerse una modificación en las especificaciones que proporcione el riego si la siembra se realiza durante algún período en el que la probabilidad de recibir 5 cm de lluvia en un período de cinco semanas, es menor de 50%, con base en datos de precipitación de cinco años anteriores, o puede reformarse las condiciones realizando la siembra cuatro semanas antes del inicio del período de lluvias reconocido, basado en el récord de precipitación de los cinco años anteriores, sin riego.

El material vegetativo debe plantarse al tiempo de completar la construcción.

#### 11.8.2 Cantidad o proporción

Todas las siembras deben realizarse en una proporción que contenga un mínimo de 400 semillas viables por metro cuadrado.

Los estolones y materiales rizomatosos deben colocarse a una distancia de 1/2 metro como mínimo, excepto en los casos de concentración de flujos como entradas, salidas u otras estructuras, en los que se colocarán a una distancia de 10 cm. También pueden usarse bloques o rollos de pasto para áreas especiales a igual proporción centrados a 10 cm.

#### 11.8.3 Métodos

El pasto puede sembrarse con maquinaria o al voleo con la mano. Si se hace con una sembradora el espacio entre hileras no debe exceder de 15 cm, y la semilla no deberá colocarse a una profundidad de más de 12 mm. Debe cubrirse la semilla y compactarse el suelo. Lo primero puede hacerse por arrastre de ca-

denas o rastrillo si se realizó con maquinaria, o con rastrillo si se hizo a mano; la compactación puede hacerse con un "compactador de ruedas", la sembradora, o a mano usando cualquier implemento firme contra el suelo que se aflojó para la siembra.

Cuando se siembra a mano con rastrillo se debe usar una preparación de la superficie del suelo con una profundidad mínima de 10 a 15 milímetros, junto con la semilla que se rastrillará después de la siembra al voleo.

El material vegetativo puede plantarse con maquinaria en hilera no excediéndose de  $1/2 \text{ m}^2$  y empleando material de plantas vivas en separación sin excederse de  $1/2 \text{ m}^2$  de distancia. Los discos no deben usarse sobre los taludes más pronunciados de 4:1. La dirección de las hileras debe ser en contorno o paralela a los drenes. Si se planta a mano, los hoyos deben tener una profundidad aproximada de entre 7 y 8 centímetros para estolones, y entre 4 y 5 centímetros para rizomas y se deben hacer a una distancia mínima de  $1/2$  metro.

Se deben recolectar como materiales de planta rizomas vigorosos o estolones frescos. Se debe usar suficiente material vegetativo, cubriéndose un mínimo de 2 nudos en cada hoyo con algo de la parte terminal del estolón con material verde expuesto encima del terreno.

Los estolones y los rizomas se cubrirán con suelo bien apisonado en la porción enterrada. Si sólo se usan rizomas, éstos se colocarán en forma horizontal en zanjitas poco profundas que no excedan de 4 a 5 centímetros de profundidad.

En los subsuelos arcillosos de los taludes de los drenes no se usarán semillas, sólo material vegetativo.

#### 11 .8.4 Arropado

El arropado se requerirá en cualquier pendiente mayor de 3:1 cuando se use semilla y en taludes plantados con material vegetativo cuando se haya provocado una perturbación significativa en la superficie del suelo debido a la plantación, y cuando los suelos son franco arenosos o más gruesos.

El material para el arropado podrá ser sin vida (herbáceas) y relativamente libre de malezas. Se recomienda el pasto seco o plantas no arbustivas.

En cualquier caso el material de arrope deberá tener consistencia fibrosa de tal forma que no haga contacto total con el suelo.

El material se colocará en forma homogénea en las pendientes, de modo que cubra 40% de la superficie (medida como la sombra proyectada cuando el sol incide verticalmente).

Toda la plantación debe protegerse por completo del ganado hasta que se encuentre bien establecida (por lo regular un mínimo de cuatro meses).

CONSERVACION

## 12 . MANTENIMIENTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

### 12.1 Mantenimiento de sistemas de drenaje

Un sistema de drenaje agrícola se constituye para facilitar las operaciones agrícolas e incrementar la producción eliminando en forma apropiada los excesos de agua de las parcelas. Para cumplir su objetivo, los sistemas deben conservar capacidad suficiente para remover cualquier exceso de agua dentro de los lapsos preestablecidos.

#### 12.1.1 Medidas preventivas

Cada obra de infraestructura, sea de nivel parcelario o del proyecto, deberá tener las siguientes características para cumplir con sus objetivos:

- 1) Una organización individual o colectiva con capacidad y fondos para mantenimiento.
- 2) Un plan o programa anual de mantenimiento. Este plan puede ser a nivel parcelario o del proyecto; en el primer caso puede estar integrado dentro del plan de conservación del proyecto.
- 3) Asistencia técnica de mantenimiento. Las mismas dependencias del gobierno, quien construya o planee las obras de infraestructura, tienen la obligación de poner en marcha un plan para proporcionar asistencia técnica a los usuarios de las mismas obras. Esta asistencia comprende inspecciones anuales, recomendaciones sobre uso de pastos y métodos de conservación.

Para lograr lo anterior debe evitarse el crecimiento desmedido de vegetación dentro del área hidráulica de los drenes que disminuya su capacidad de conducción; además,

los taludes, bermas y material producto de excavación próximo al drenaje debe conservarse con una buena cobertura vegetal que prevenga la erosión y sedimentación de los cauces.

No debe permitirse la acumulación de sedimentos hasta el punto en que disminuya en forma significativa la capacidad de diseño de los drenes y de las estructuras (cruce, entradas de agua, etcétera), por lo que éstos deberán mantenerse libres de desecho y sedimentos.

Todas las estructuras inherentes al sistema -taludes, bermas y fondo de los drenes- deberán conservarse estables para su adecuado funcionamiento. Asimismo, debe preverse que la maquinaria, la gente y el ganado mayor sólo cruce a través de las estructuras construidas para tal efecto.

#### 12.1.2 Recomendaciones de diseño y construcción para reducir mantenimiento

Las pendientes y taludes en drenes deben diseñarse y construirse de manera que permanezcan estables bajo condiciones de diseño. El área afectada durante la construcción debe conformarse de manera uniforme y protegerse de inmediato con una cobertura vegetal apropiada que dé estabilidad a los taludes y prevenga tanto la erosión como la sedimentación. Deben tomarse medidas para captar dentro de los drenes, y sin daño para éstos, el agua acumulada de terrenos adyacentes; para esto, deben instalarse estructuras de entrada (tubería) en todas las corrientes naturales, o pequeños colectores contruidos para conducir el agua de una o más corrientes a una estructura.

Para facilitar la inspección y el mantenimiento, y prever el acceso a las parcelas, deberán construirse caminos y accesos a lo largo de todos los drenes principales y secundarios. Si el ancho total del dren (fondo y taludes) es superior a 20 m, deberán dejarse caminos en ambos lados. En drenes principales

los accesos requerirán la instalación de estructuras de entrada , formadas por tuberías en todas las intersecciones con drenes de menor magnitud (esto también mejorará el acceso a las parcelas). Además, deberán preverse cruces adecuados para permitir el acceso de equipo, animales y gente.

Todas las estructuras se diseñarán y construirán en relación con los escurrimientos de las avenidas de diseño; como medida complementaria deberán preverse almacenamientos temporales o protecciones especiales contra desbordamientos provocados por tormentas superiores a las de diseño.

### 12.1.3 Inspecciones de mantenimiento (drenes)

Todos los drenes principales y secundarios deberán inspeccionarse después de cada tormenta importante, o al menos cada año, para determinar en qué condiciones se encuentran, y las necesidades de mantenimiento.

Los puntos que deben considerarse durante las inspecciones son:

1. La estabilidad del fondo, taludes y pendientes, así como el área adyacente.
2. La erosión próxima a estructuras, tuberías, mampostería, etcétera.
3. La capacidad actual del sistema.
4. La vegetación existente, determinando si es suficiente para proveer estabilidad o si, por el contrario, es demasiada y no permite la descarga eficiente.
5. Las obstrucciones al flujo causado por material arrastrado hacia los drenes por el tránsito de vehículos, animales y gente.

6. Las estructuras, mampostería, tuberías, etcétera deberán estar libres de sedimentos y desechos para alojar los gastos de diseño.
7. El agua no deberá acumularse cerca de caminos, accesos, material de desecho, de excavación, etcétera.
8. Que el sistema remueva en forma eficiente el exceso de agua y que éste no afecte en forma significativa las operaciones agrícolas.

Deberá elaborarse una lista de las condiciones y deficiencias observadas durante el recorrido, y enviarse a las autoridades correspondientes.

Los responsables de estas inspecciones deberán designarse en cada oficina responsable de las operaciones en campo.

Las deficiencias detectadas en la inspección deberán corregirse con rapidez.

#### 12.1.4 Operaciones de mantenimiento regular (drenes)

Las operaciones de mantenimiento regular deben considerar que:

1. La vegetación deberá podarse al menos cada año para prevenir el crecimiento indebido de especies, y para mantener las características hidráulicas de diseño de los drenes. El control de los empastamientos en drenes puede aprovecharse para completar la cobertura vegetal, poniendo particular atención en prevenir el sobrepastoreo.
2. Las tuberías de diámetro pequeño pueden acumular desechos y requerir limpieza periódica.



3. Un sistema de drenaje que cuente con una buena cobertura vegetal y estructuras de entrada de agua apropiada, puede operar varios años sin necesidad de trabajos de remoción de sedimentos. Un sistema excelente puede operar hasta 10 años; uno en malas condiciones, apenas un año. En cualquier caso, la remoción periódica de sedimentos, obstáculos, y acumulaciones de material se requiere en todos los sistemas.
4. Estructuras, tuberías y mamposterías requieren atención periódica para controlar la erosión alrededor de las aristas. Las acciones recomendadas para el mantenimiento de drenes y la frecuencia con que se deben realizar son:
  1. Chapeado, una vez al año.
  2. Desazolve y extracción de tule, una vez al año.
  3. Descopete de bordos, una vez al año.

## 12.2 Mantenimiento de caminos

### 12.2.1 Objetivo

Los caminos se diseñan y construyen para facilitar el tránsito adecuado y eficiente dentro de un área determinada, que tiene especial importancia para el desarrollo agrícola, ya que a través de ellos se transportan insumos para la producción agropecuaria y se llevan a los mercados los productos agrícolas y pecuarios.

Los caminos deben mantenerse en condiciones que permitan el tránsito de vehículos a una velocidad razonable sin poner en peligro sus componentes mecánicos; para lograrlo se presentan los siguientes requerimientos de diseño y construcción.

### 12.2.2 Requerimientos de diseño y construcción

1. Los caminos deberán tener una elevación suficiente so  
bre el terreno natural y estar provistos de cunetas  
para evitar el sobrehumedecimiento.
2. Las estructuras de cruce deberán construirse donde  
captan los escurrimientos de uno o más arroyos o ra-  
yas y de ninguna manera a distancias preestablecidas.
3. Las cunetas deberán servir como drenes donde puedan  
descargar los drenes parcelarios.
4. La corona del camino deberá tener una pendiente lige-  
ra (2%) a ambos lados a partir del eje del camino,  
para prevenir la acumulación de agua en el mismo.

### 12.2.3 Operaciones de mantenimiento regular

Los caminos habrán de revestirse con material durable  
que proporcione una buena base y permita las velocida-  
des adecuadas de la maquinaria de transporte rural.

El objetivo de las operaciones de mantenimiento es con  
servar la superficie de revestimiento razonablemente  
lisa y la corona en buen estado para prevenir los enchar-  
camientos. En brechas, la grava de revestimiento sufre  
serios daños después de la temporada de lluvias, por lo  
que las inspecciones deberán llevarse a cabo en ellas al  
menos seis veces al año, en condiciones de trópico húme-  
do.

Las acciones recomendadas para el mantenimiento de cami-  
nos y la frecuencia con que deben realizarse son:

1. Conformadas, dos veces al año.
2. Revisión de cunetas, una vez al año.

3. Bacheo mínimo anual; 1/10 de la longitud total de los caminos,
4. Reposición total del revestimiento del camino al año: 1/10 de la longitud total.
5. Desmonte, una vez cada tres años.
6. Limpia y desyerbe, una o dos veces por año.

### 12.3 Necesidades de equipo para mantenimiento (drenes y caminos)

El tiempo requerido para remover los sedimentos de los drenes, mantener los caminos, o controlar la vegetación, dependerá de los siguientes factores:

- a) Tamaño de dren o camino
- b) Cantidad de sedimento
- c) Condiciones de acceso
- d) Cantidad de vegetación
- e) Nivel de control o mantenimiento contemplado.

También la capacidad y número de máquinas y/o la cantidad de mano de obra contemplada, dependerán de los factores mencionados.

Por lo regular, cada distrito tiene problemas particulares de conservación; para resolverlos convendría contar también con el equipo que capacitara a los habitantes de cada distrito a atacar dichos problemas.

Cabe mencionar que no sería económicamente posible que cada distrito dispusiera, en todo tiempo, de toda la maquinaria y equipo necesario para resolver todos los problemas de conservación, ni siquiera aquellos de carácter extraordinario o de

emergencia. Llegado el momento de realizarlos, será más conveniente recurrir a un equipo extraordinario que permanezca sólo temporalmente en el distrito, ya sea de propiedad federal o de una empresa contratista.

Teniéndose en consideración la extensión de los diversos distritos del país, deberá tomarse en cuenta que entre más pequeños sean, dispondrán de menos recursos económicos para sostener un costoso equipo de conservación. En estos lugares, las labores de conservación se realizan casi siempre a mano.

Aun en el caso de los grandes distritos, quizá no resulte práctico contar siempre con toda la maquinaria necesaria para realizar todas las labores de conservación. En ningún caso se justificará disponer en forma permanente de equipo para la realización completa de todos los trabajos de conservación, pues parte de él tendría que permanecer ocioso durante mucho tiempo. Por ejemplo, el revestimiento de un camino se ejecuta mediante un equipo de acarreo numeroso y de diversas capacidades según la importancia del trabajo (camiones de volteo, escrepas, etcétera), pero como no todos los años se requiere ejecutar esta clase de trabajos, resulta lógico que no debe conservarse toda esta maquinaria en el distrito en forma permanente.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, pero naturalmente en forma arbitraria y aproximada, ya que no es posible hacer una cuantificación correcta de las necesidades de equipo en cada caso y en todo tiempo, se presenta, para orientación general, la siguiente información.

Para cumplir con las operaciones de mantenimiento recomendadas en la sección 10.1.4, en la siguiente tabla se proporciona el rendimiento medio de las principales máquinas de mantenimiento.

## CAMINOS

<u>Máquina</u>	<u>Operación</u>	<u>Rendimiento</u>
Motoconformadora	Conformar caminos	.8 km/h
Motoconformadora	Cunetas	.35 km/h
Motoconformadora	Acamellonar y extender	.4 km/h
Buldozer (D-5)	Desmante del banco de préstamo	.04 ha/h
Buldozer (D-5)	Afloje y apile de material.	40 m <sup>3</sup> /h
Trascavo (940 y equiv.)	Carga de material	40 m <sup>3</sup> /h
Camión de volteo (6 m <sup>3</sup> )	Carga de material	4 viajes/día*
Pipa (8000 CT 5)	Carga de agua	4 viajes/día*
Compactador	Compactación de material	115 m/h
Tractor agrícola con implementos	Limpia y desyerbe de caminos	600 m <sup>2</sup> /h

### Maquinaria necesaria para mantener 380 km de caminos

- 2 Motoconformadoras
- 1 Tractor (D-5)
- 1 Trascavo
- 1 Pipa de 8 m<sup>3</sup>
- 1 Compactador
- 2 Tractores agrícolas con desvaradora trasera
- 16 Camiones de volteo

\* Un mayor número dependerá de la distancia al banco de material o sitio de aprovisionamiento.

DRENES

<u>Máquina</u>	<u>Operación</u>	<u>Rendimiento</u>
Buldozer (D-5)	Limpieza de bermas	.4 km/h
	Descopete de bordos	.4 km/h
Draga (1-1 1/4 YD <sup>3</sup> )	Desazolve y extracción de tule	300 m <sup>3</sup> /h
Tractor agrícola con chapeadora	Limpia y desyerbe de bordos	600 m <sup>2</sup> /h
Tractor agrícola con aspersora	Limpia y desyerbe de bordos	750 m <sup>2</sup> /h

Maquinaria necesaria para mantener 200 km de drenes

- 2 Tractores (D-5)
- 2 Dragas (1-1 1/4 YD<sup>3</sup>)

Además, se necesita el siguiente equipo para apoyar a la maquinaria principal de mantenimiento, ya sea que se trate de drenes o de caminos:

- 1 Tractor camión con cama baja
- 2 Camionetas
- 1 Camión para combustible y engrasado
- 1 Equipo de soldar
- 1 Mecánico y taller

Cuando el proyecto considere sistemas integrados de drenes y caminos, el proyectista deberá considerar una reducción en el número y tipo de maquinaria requerida para mantenimiento que dependerá de las condiciones propias de cada proyecto.

#### 12.4 Conservación de la maquinaria

Toda la maquinaria requiere de equipo para reparación y conservación, así como de combustible y lubricantes para su debido funcionamiento.

Este equipo, formado por diversas herramientas de taller y tanques de depósitos de combustible y lubricantes, está destinado sólo a la conservación y mantenimiento de la maquinaria. Dentro de limitantes económicas, el taller deberá contar con el equipo suficiente para proporcionar el mejor servicio posible a la maquinaria destinada a la conservación de obras.

Sin embargo, es conveniente aclarar que el mantenimiento de un taller bien equipado e instalado es costoso y que éste requiere, para la eficacia de su funcionamiento, gran atención y muy buena organización. Con la finalidad de reducir al mínimo las atenciones e inversiones por concepto de talleres y bodegas, se recurre a concertar convenios con los propios operadores de la maquinaria con el fin de que ellos mismos se encarguen de abastecerla, repararla y conservarla pagando su trabajo no en forma de salario sino sobre la base de precio unitario, de acuerdo con tarifas económicas formuladas para cada caso. En esta forma se suprimen los gastos de talleres y se obtiene buen rendimiento del equipo -porque los propios operadores tratan de que éste siempre se encuentre en condiciones de trabajo- y, también, buenas utilidades para los operadores. Sin embargo, es indispensable contar con un servicio de mecánicos por cuenta del distrito para que vigilen el manejo de los equipos y que los operadores hagan buen uso de ellos de manera de que no los sobrecarguen, hagan las reparaciones necesarias oportunamente y, en una palabra, no les ocasionen depreciaciones destructivas.